

運輸省港湾技術研究所

# 港湾技術研究所 報告

---

---

REPORT OF  
THE PORT AND HARBOUR RESEARCH  
INSTITUTE

MINISTRY OF TRANSPORT

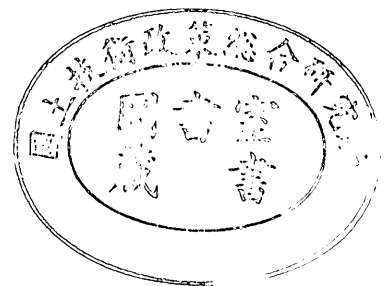
---

VOL. 8

NO. 4

DEC. 1969

NAGASE, YOKOSUKA, JAPAN



港湾技術研究所報告は第7巻第1号より年4回定期的に刊行する。ただし第1巻から第6巻および欧文編第1号から第15号までは下記のとおり不定期に刊行された。

報告の入手を希望する方は論文番号を明記して港湾技術研究所長に申し込んで下さい。

和文篇 (Japanese Edition)

- Vol. 1. No. 1 (1963)
- Vol. 2. Nos. 1~3 (1963~1964)
- Vol. 3. Nos. 1~7 (1964)
- Vol. 4. Nos. 1~11 (1965)
- Vol. 5. Nos. 1~15 (1966)
- Vol. 6. Nos. 1~8 (1967)

欧文篇 (English Edition)

- Report Nos. 1~15 (1963~1967)

The Report of the Port and Harbour Research Institute is published quarterly, either in Japanese or in occidental languages. The title and synopsis are given both in Japanese and in occidental languages.

The report prior to the seventh volume were published in two series in Japanese and English as listed above.

The copies of the Report are distributed to the agencies interested on the basis of mutual exchange of technical publication.

Inquiries relating to the Report should be addressed to the director of the Institute specifying the numbers of papers in concern.

# 港湾技術研究所報告 (REPORT OF P.H.R.I.)

第8巻 第4号 (Vol. 8, No. 4), 1969年12月 (Dec. 1969)

## 目 次 (CONTENTS)

1. The Problems of Density Current Part II.....Tokuichi HAMADA..... 3  
(密度流の問題II.....浜田徳一)
2. Determination of Approximate Directional Spectra for Coastal Waves  
..... Yoshimi SUZUKI..... 43  
(沿岸波浪の近似的方向スペクトルの決定.....鈴木福実)
3. 圧密および膨張による飽和粘土のせん断強度の変化  
..... 中瀬明男・小林正樹・勝野 克.....103  
(Change in Undrained Shear Strength of Saturated Clays Through Consolidation  
and Rebound.....Akio NAKASE, Masaki KOBAYASHI, Masaru KATSUNO)
4. 周辺補剛ばりを有する鉄筋コンクリートスラブの終局耐力について  
..... 赤塚雄三・堀井修身・関 博.....145  
(Ultimate Strength of Reinforced Concrete Slab with Boundary Frames Subjected to  
a Concentrated Load .....Yuzo AKATSUKA, Osami HORIE, Hiroshi SEKI)
5. 総索引 (第7巻~第8巻) .....195  
(Accumulative index (Vol. 7~Vol. 8))

ページ	欄	行	原文	訂正文
6	左	下 15	掘行	掘土
6	右	下 20	切断	考慮
7	右	上 1	および車輪	および車輪配置
13	右	下 20	掘さく	掘さく
33	左	下 13	タイバー	タイバー
33	左	下 9	鋪の装	鋪装の
33	右	同上		1:3 の配に天印をつけ
34	左	図 24 の 2 倍	3 6 mm	3 ~ 6 mm
35	左	同上		みぞ幅 3-6mm, 深さ 25mm 程度
51	左	下 12	鉄網	鉄網
62	右	上 1	鉄網	鉄網
63	右	上 19	鉄網	鉄網
64	右	上 10	鉄網	鉄網
65	左	下 16	薄く必要	薄く敷く必要
66	右	上 4	付 採	付 近
71	左	下 14	$h_2 = 5.0245 \sqrt{PN / \sigma_{ba}}$	$h_2 = \frac{9.62 \times 10^{-3}}{K} \left( \frac{PN}{\sigma_{ba}} \right)^2$
71	左	下 10	$R$ : 鋼鉄入脚の半径 (cm)	$K$ : 支持力係数 ( $\text{kg/cm}^2$ )
71	右	上 15	$EH^3 / 2 (1 - \mu^2) K$	$EH^3 / 12 (1 - \mu^2) K$
71	右	上 15	$40^3 / 2 (1 -$	$40^3 / 12 (1 -$
78		同上	等	3.5

### 3. 圧密および膨張による飽和粘土のせん断強度の変化

中瀬明男\*・小林正樹\*\*・勝野克\*\*

#### 要 旨

海底より採取した飽和粘土試料に対して圧密非排水および膨張非排水三軸圧縮試験を行なった。その結果、膨張による非排水せん断強度  $c_u$  の減少割合は過圧密比のみの関数と考えられること、および過圧密状態の範囲内では圧密と膨張による  $c_u$  の変化は圧力の変化に対して可逆的であつ直線的であることがわかつた。

一連の圧密膨張試験の結果、膨張指数と圧縮指数の比と過圧密比の関係は土に固有のものであることが認められた。ここに膨張指数とは膨張曲線上の一点と対応する圧密曲線上の点を結ぶ直線の傾度である。

自然地盤において荷重除去を行なった一つの実例によれば、一軸圧縮強度  $q_u$  の比較による  $c_u$  の平均的減少割合は本実験による推定値に近い。

---

\* 土質部 土性研究室長

\*\* 土質部 土性研究室研究員

## Change in Undrained Shear Strength of Saturated Clays Through Consolidation and Rebound

Akio NAKASE\*

Masaki KOBAYASHI\*\*

Masaru KATSUNO\*\*

### Synopsis

A series of undrained triaxial compression tests is performed on normally- and over-consolidated saturated marine clays. The test result shows that the rate of decrease in undrained shear strength due to rebound depends exclusively on the overconsolidation ratio, and the undrained shear strength of overconsolidated clay changes linearly with the change in effective confining pressure at the state of equilibrium prior to shear process.

A result of consolidation and rebound tests leads to the conclusion that the ratio of swelling index to compression index is uniquely related to the overconsolidation ratio for particular clay, where the swelling index is defined as the slope of straight line connecting a state point on rebound curve and the corresponding state point on consolidation curve.

A case record of rebound due to removal of surface loading is described, and the change in measured unconfined compression strength compares favourably with the laboratory test result.

---

\* Dr. Eng., DIC, Chief of Soil Mechanics Laboratory, Soils Division

\*\* Member of Soil Mechanics Laboratory, Soils Division

## 目 次

1. ま え が き	107
2. 既往の研究の概要	107
2.1 長期安定問題におけるせん断強度の考え方	107
2.2 膨張による強度変化についての研究	109
3. 非排水せん断強度の理論的考察	109
3.1 飽和粘土の非排水せん断強度	109
3.2 有効応力に関する強度定数 $c'$ , $\phi'$ と $c_u$ の関係	110
3.3 Hvorslev の強度定数 $c_e$ , $\phi_e$	111
3.4 過圧密比と等価圧密圧力の関係	113
3.5 Hvorslev の強度定数による $c_u$ の一般的表示	114
3.6 平均主応力に関する過圧密圧比を考える場合	115
4. 実 験	117
4.1 試料および供試体	117
4.2 三軸圧縮試験装置	117
4.3 試験方法	118
5. 実験結果	119
5.1 強度定数	119
5.2 静止土圧係数と間げき圧係数	124
5.3 圧縮過程における応力とひずみの関係	126
5.4 圧密膨張試験による $\lambda$	129
5.5 Hvorslev の強度定数の決定	130
6. 実験結果の考察	132
6.1 圧密による $c_u$ の増加	132
6.2 膨張による $c_u$ の減少	135
7. 実 例	137
8. 計 算 例	138
9. 結 論	140
記 号 表	142

## 1. まえがき

粘土を圧密するとせん断強度が増加する。港湾における地盤改良工事の主な目的はこの強度増加である。しかし港湾工事では所要水深を維持するために、圧密終了後に圧密荷重の一部または全部を除去する必要があることが多い。圧密終了後に荷重を除去すれば粘土は吸水膨張し、せん断強度は時間とともに減少していく。

このような場合には、施工前または直後のせん断強度による安定解析から構造物の安定性が保証されていても、施工後長時間にわたって土が吸水膨張してせん断強度が減少して遂には破壊を生ずることがある。このように施工後長時間を経過した状態での安定性を検討せねばならないような安定問題を長期安定問題という。これに対して、正規圧密粘性土に比較的急速に載荷を行なう場合は、圧密によるせん断強度の増加よりも載荷重によるせん断応力の増加の方が大きく、施工終了時付近で構造物の安定性が保証されていればその後はせん断強度の時間的增加に応じて安定性が高まっていく。このような場合の安定解析は施工終了直後の状態に対して行なわれる必要があることから、上に述べた長期安定問題に対して短期安定問題と呼ばれる。

これまでのわが国の港湾工事では長期安定問題として扱うような場合があまり多くなかったが、繋船施設の大規模化と建設地域の地盤条件の悪化によって地盤改良工事の規模も大きくなり、それに伴って圧密後の大規模な掘削が行なわれるようになった。したがって、今後はわが国の港湾工事においても長期安定問題として扱うべき場合が多くなるものと思われる。

以下に報告するものは圧密と吸水膨張による飽和粘土のせん断強度の変化、とくに非排水せん断強度すなわち粘土の粘着力の変化を主眼としたものである。しかし、この問題は最終的には長期安定問題への適用が目的であることから、第2章においては長期安定問題で考えるべきせん断強度および吸水膨張による粘土のせん断強度の変化についての既往の研究の概要を説明する。この説明は本研究の位置付けを示すことをも目的としている。

第3章では粘性土の非排水せん断強度についての理論的考察を示す。これは土のせん断特性に関する種々の定数間の関係を示すとともに、本研究における実験結果の解析方法を説明するものである。

実験方法、実験結果および実験結果に対する考察など

については第4章～第6章において述べるが、このような室内実験結果の自然地盤に対する適用性ならびに実際の安定解析における利用法などについて第7章で検討を行なう。

## 2. 既往の研究の概要

### 2.1 長期安定問題におけるせん断強度の考え方

粘性土における長期安定問題で考えるべきせん断強度については、これまでいくつかの提案がなされている。粘性土の安定問題を短期と長期に分けて扱うことを提案したのは Bishop と Bjerrum であるが、彼等は長期安定問題に対して、圧密排水せん断試験より求めた強度定数  $c_a$ ,  $\phi_a$ , または圧密非排水せん断試験による  $c'$ ,  $\phi'$  を用いて、有効応力によるせん断強度の算定を行なうことを提唱している<sup>1)</sup>。この提唱は、膨張による粘性土の非排水せん断強度（いわゆる粘着力）の減少の程度を推定することが困難なこと、および、このような場合のせん断破壊は極めて小さい速さで進行すると考えられているため、せん断に伴う間げき圧が常に消散しており、有効応力を求めるための間げき圧としては地下水位などから決まる値を採用してよいと考えられることによる。

有効応力に基づく他の方法として、Skempton は残留せん断強度の採用を提案している<sup>2)</sup>。これは自然地盤内で発生すると思われる進行性破壊において、平均的せん断強度がせん断試験における最大値より小さくなることから、排水せん断試験において最大せん断応力が現われた後に見られる平衡状態におけるせん断応力、すなわち残留せん断強度に対して求めた強度定数  $c_r'$ ,  $\phi_r'$  を用いるものである。圧密終了後に荷重を除去して膨張した粘土に対して排水せん断を行なえば、粘土はせん断に伴ってさらに吸水膨張するが、この残留せん断強度は吸水膨張を終了したときの排水せん断強度に相当するものである。

以上に述べた有効応力に基づくせん断強度の推定にはいずれも問題が残されている。第一の方法、すなわち  $c_a$ ,  $\phi_a$ , あるいは  $c'$ ,  $\phi'$  を用いる場合の問題は、見掛けの粘着力  $c_a$  または  $c'$  の値についてのものである。正規圧密粘性土では  $c_a = c' = 0$  なることが一般に認められているが、長期安定問題で扱うような状態の土では、 $c_a$  または  $c'$  の値が膨張前の最大圧密圧力の値によって変化する。しかし圧密圧力の関数としての  $c_a$  または  $c'$  を



実験的に求めるには、かなりの実験精度を要する。 $c_a$  と  $\phi_a$  あるいは  $c'$  と  $\phi'$  を考える安定解析においては、 $c_a$  あるいは  $c'$  の値の変動に対応する計算結果の変動がかなり大きいことから<sup>3)</sup>、これら見掛けの粘着力の値の決定が実際上の難点となる。

一方、残留せん断強度を考える場合の問題点は、安全側に過ぎる場合があることである。すなわち、一般に長期安定問題といわれる場合でも、施工終了後の経過時間や土の状態によって、発揮されるせん断強度が必ずしも残留せん断強度に等しくないことが破壊事例の解析結果から明らかになった。したがって、実際に適用すべきせん断強度は残留強度と最大強度の間にあると思われるが、この値を決めるための手法は確立されていない。ただしこの場合には  $c_r' = 0$  となることが認められているので、見掛けの粘着力についての問題はない。

さらに上述の有効応力解析に対する共通の問題点として、せん断に伴う間げき圧の考え方が挙げられよう。一様な粘性土地盤に掘削を行なうような場合を考えると、施工終了後長時間を経過した場合のせん断破壊が排水せん断試験におけるような極わめて小さい速さで生じ、せん断に伴う間げき圧が常に消散しているという保証はないように思われる。

三笠は安定解析に適用すべき土のせん断強度として、拘束圧の変化と排水条件に対応する値を使い分けことを主張しているが<sup>4)</sup>、種々の場合の中の一つとして長期安定問題の場合を探り上げている。図-1 は三笠の考え方を説明するためのもので、有効土かぶり圧  $p_2$  のもとで平衡状態にある飽和粘性土に対して標準的な3種類の排水条件でせん断試験を行なった結果を模式的に描いたものである。ここに  $CU$  および  $CD$  は圧密非排水および圧密排水せん断、 $RU$  および  $RD$  は膨張非排水および膨張排水せん断を表わす。 $UU$  は非圧密排水せん断であ

る。説明の便宜上、一面せん断試験を行なった場合を想定する。水平線  $hfi$  は非圧密非排水せん断の結果で、短期安定問題においては  $\phi_u = 0$  なることを表わす。 $fg$  は圧密非排水せん断の場合で、圧密終了後に急速载荷を行なえば  $\phi_u = 0$  法の安定解析で用いるせん断強度(粘着力)が増加することを表わしている。 $cd$  は圧密排水せん断の場合で、緩速载荷の際に考えるべきせん断強度を示している。

掘削に上って圧力を減少させる場合、せん断中に間げき圧が常に消散するものと仮定すれば、安定解析に用いるせん断強度は  $cba$  で表わされる。しかし、せん断過程においてせん断に伴う間げき圧が十分に消散しないとすれば、発揮されるせん断強度は  $cba$  線の値より小さくなる。最も安全側の仮定を行なえば、吸水膨張が終了した後に急速にせん断が行なわれる場合の強度を表わす曲線  $fbe$  を考えることになる。ここで注意すべきことは、 $cba$  線と  $fbe$  線が圧力の減少に伴って交叉し遂にはおのおの表わすせん断強度の大きさが逆転することである。すなわち  $\sigma < p_1$  の場合にはせん断中に土は膨張する傾向が著しく、間げき圧の発生のないような状態でせん断を行なうために土は吸水を続けるため、非排水せん断強度よりも排水せん断強度の方が小さくなるのである。

長期安定問題に対する三笠の提案を図-1 について説明すれば、 $p_2 \geq \sigma \geq p_1$  の圧力範囲においては圧密非排水(実際は膨張非排水)せん断による  $fb$  線を考え、 $\sigma \leq p_1$  では圧密排水(実際は膨張吸水)せん断による  $ba$  線を考えてせん断強度を選ぶことになる。 $\sigma \leq p_1$  の範囲における  $be$  と  $ba$  線の相違は大したものではないと思われるので、実際の問題に適用するには、膨張非排水せん断による  $fbe$  線によってせん断強度を決めてよいであろう。

以上のように粘性土の長期安定問題に適用すべきせん断強度の考え方には3種類のものがあるが、生じ得る条件に対して常に安全側の仮定をするという立場から、三笠の提案が最も実用であると思われる。ただしこの提案は図-1 のような概念を示したもので、実際問題として  $fbe$  または  $fb$  線を求めるためには、与えられた条件に対してせん断試験を行なうというたてまえになっている。

本研究は三笠の提案と同様な考え方に基づいている。図-1 によってその内容を表わせば、 $fbe$  線の特性を調べて実用的なせん断強度推定法を求めることである。

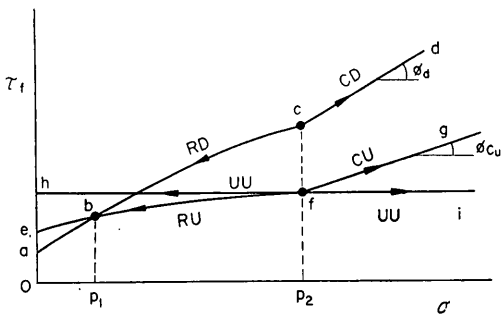


図-1 応力変化と排水条件の相違によるせん断強度の変化

## 2.2 膨張による強度変化についての研究

ある圧力で圧密を終了した後に減少した圧力のもとで吸水膨張を終った粘性土は、過圧密状態にあるといわれる。これに対して膨張する前の状態を正規圧密状態という。正規圧密状態から過圧密状態に移る際の粘性土のせん断特性の変化については、これまでに種々の研究が行なわれている。

Henkel<sup>9)</sup> は一定の等方圧力で圧密した練り返し粘土を等方圧のもとで膨張させ、排水せん断および非排水せん断を行なってせん断過程における有効応力の変化状況を調べ、正規圧密状態の場合と比較した。また Simons<sup>10)</sup> は乱さない粘土を一定の等方圧および異方圧のもとで圧密した後、等方圧および異方圧のもとで膨張させ、正規圧密と過圧密のおのの状態に対応する強度定数  $c'$ 、 $\phi'$  の値を調べている。これらの研究はいずれも一定の圧力からの除荷による膨張を扱っており、しかも有効応力に関する強度定数  $c'$ 、 $\phi'$  の検討を主にしたものである。

Hvorslev<sup>11)</sup> は異なった有効圧力のもとで破壊時の間げき比が等しいような供試体に対して強度定数を定義する目的で、一定圧力のもとで圧密した粘土を膨張させたものおよびこれを再圧密したものなどに対して、非排水せん断と排水せん断を行なっている。Hvorslev の定義した強度定数、すなわち有効粘着力  $c_e$  と有効摩擦角  $\phi_e$  は、いずれも有効応力に関するものであるため、実験結果の検討も有効応力によるものが主体となっている。この研究においては圧力と間げき比の関係を追求することから、粘性土の圧密試験における膨張過程および再圧密過程を重視している。

以上のものの他に多少ともせん断特性に関連して圧密試験における膨張過程について検討した例としては、粘土の非排水せん断強度についての Skempton<sup>8)</sup> の研究および採取した自然試料の膨張に関連した藤下<sup>9)</sup> の研究などがある。

膨張による粘性土の非排水せん断強度の減少については、以前から概念としての説明や散発的な試験結果の提示はあったが、これを主題として採り上げたものは試料採取による強度減少に関連した Ladd と Lambe<sup>10)</sup> の研究であろう。ここでは等方圧力で圧密した粘土を同じく等方圧のもとで膨張させた場合の非排水せん断強度の減少割合を、過圧密比すなわち膨張前と膨張後の圧力の比の関数として表わしている。

港湾技術研究所土性研究室でこれまでに行なった過圧密粘土のせん断特性の研究<sup>11), 12)</sup> は、上述の Ladd 等の

研究と同様のものである。この研究では主として乱さない粘性土試料を用いて、種々の等方圧力で圧密した供試体を過圧密比を変えて膨張せしめ、非排水せん断を行なった。その結果、等方圧力のみを考える場合には非排水せん断強度の減少は過圧密比の関数として表わせることがわかったが、等方圧力で圧密した練り返し試料を自然地盤内におけるような異方圧力のもとで膨張せしめる場合には、強度の減少と過圧密比の関係が多少異なることが認められた。

今回報告する実験は在来のものとの継続であるが、これまでのものと異なる点は圧密と膨張のおのおの過程において、等方圧の他に自然地盤内の応力状態をも採り上げて両者の実験結果の比較をするとともに、実際問題への適用性の増大を図ったことである。また圧密と膨張の両過程における圧力と密度の関係を調べるため、種々の応力状態のもとでの圧密試験を行なっている。この試験では特に膨張過程を重視している。さらに一例だけではあるが、自然地盤における膨張による強度減少と実験結果の比較を行なっている。

## 3. 非排水せん断強度の理論的考察

### 3.1 飽和粘土の非排水せん断強度

飽和粘土の非排水せん断強度は一般に粘土の粘着力といわれるもので、土の強度定数のうちで砂のせん断抵抗角とともに最もよく用いられるものである。ある圧力状態のもとで平衡に達している飽和粘土を非排水条件、すなわち間げき水の出入りのないという条件でせん断破壊した場合、そのせん断強度はせん断時の拘束圧の大きさに無関係に一定である。三軸圧縮試験の場合を例にとれば、セル圧  $\sigma_{ro}$  のもとで圧密を終了した供試体に非排水圧縮を行なうさいに、その圧縮強度は圧縮時のセル圧の値に無関係に一定となる。したがって 図-2 のモールの応力図を参照して、この場合のせん断強度  $\tau_f$  は、

$$\tau_f = c_u = \frac{1}{2}(\sigma_{af} - \sigma_{rf}), \phi_u = 0 \quad (1)$$

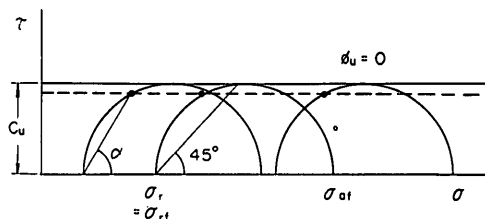


図-2 非排水せん断強度  $c_u$

と表わされる。 $\sigma_{af}$  と  $\sigma_{rf}$  は圧縮破壊時の軸圧およびセル圧で、一軸圧縮試験の場合には  $\sigma_{af}=q_u$ ,  $\sigma_{rf}=0$  となる。

モール・クーロンの破壊規準によれば、破壊応力円と破壊包絡線の接点と  $\sigma$  軸で最小主応力に当たる点とを結ぶ直線の傾度は  $\alpha=45^\circ+\phi/2$  となり、これが圧縮破壊面の傾度と等しくなければならない。 $\phi_u=0$  の場合には  $\alpha=45^\circ$  となるはずであるが実際の圧縮破壊面傾度は  $\alpha > 45^\circ$  となるのが普通であり、厳密に言えば実測した圧縮破壊面傾度に対応して 図-2 の点線のような破壊包絡線を考えるべきことになる。ただしこの問題は個々の供試体についてのせん断強度を考慮のさいに影響を持つものであるが、せん断強度  $c_u$  の変化割合に対しては無関係なため、以下においては 図-2 の実線の破壊包絡線および式 (1) がそのまま成立するものと仮定する。

土の力学的性質は土の密度、有効応力および土粒子の配列構造すなわち土の構造の3つの要素によって規定されるといわれている。したがって圧密や膨張による  $c_u$  の変化を考慮のさいにも、これを上の3要素に関する諸定数の関数で表わし、これら諸定数の変化の合成という形で調べる必要があると思われる。

### 3.2 有効応力に関する強度定数 $c'$ , $\phi'$ と $c_u$ の関係

図-3 は飽和粘土を圧密および膨張ののちに非排水三軸圧縮を行なった結果を模式的に示したものである。(a) 図は圧力と含水比 (または間げき比) の関係で、A, B, D 点で表わされる状態を正規圧密状態、C 点を過圧密状態という。(b) 図は圧縮試験結果を全応力に関してモールの応力円に描いたものである。この図の破壊包絡線から強度定数  $c_{cu}$ ,  $\phi_{cu}$  が求められる。ただし正規圧密状態の試料の場合には  $c_{cu}=0$  となることが一般に認められている。(c) 図は圧力と  $c_u$  の関係を示したもので、正規圧密の場合には  $c_u$  と  $\sigma$  の関係は原点を通る直線となる。この直線の傾度が強度増加率、すなわち圧密による  $c_u$  の増加割合を表わすものである。

非排水圧縮試験の結果を有効応力に関して整理するためには、圧縮過程で供試体内に発生する間げき水圧の測定をすることが必要である。全応力を  $\sigma$ , 間げき水圧

注) 自然地盤に関して正規圧密と過圧密の状態を考える際には、圧力の他に時間的な化学的固結作用の効果なども考えねばならない。すなわち有効土かぶり圧の履歴から正規圧密状態と思われる地盤でも、いわゆる過圧密状態に類似の力学的特性を示すものが多い。しかし本報告では正規圧密と過圧密の区別を圧力履歴の相違のみに限定して考えることにする。

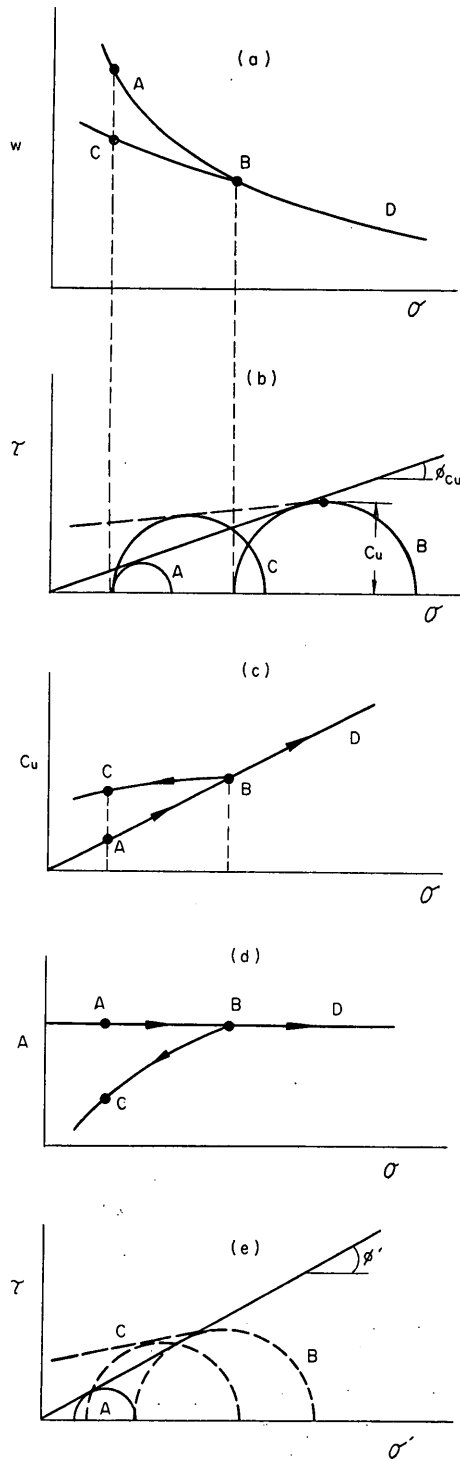


図-3 圧密膨張による強度変化

を  $u$  とすると、有効応力  $\sigma'$  は一般に

$$\sigma' = \sigma - u \quad (2)$$

と表わされる。間げき水圧の大きさは圧縮過程途中で変化したが、ここで問題とするものは破壊時すなわち最大圧縮応力に対応する間げき水圧である。圧密または膨張の終了時から圧縮破壊時までの軸圧とセル圧の変化量をそれぞれ  $\Delta\sigma_a, \Delta\sigma_r$  とすると、間げき水圧の変化量  $du$  は間げき圧係数  $A, B$  を用いて次のように表わされる<sup>13)</sup>。

$$du = B[\Delta\sigma_r + A(\Delta\sigma_a - \Delta\sigma_r)] \quad (3)$$

$B$  は等方的圧力変化による間げき水圧の変化を表わす係数で、飽和土では  $B=1.0$  である。 $A$  はせん断応力の変化による間げき水圧の変化を表わすものである。非排水せん断試験における間げき圧変化は排水せん断試験における体積変化すなわちダイレイタンスーに対応するもので、ダイレイタンスー特性は土の構造特性によって規定されると考えられるため、この係数  $A$  は土の構造特性に関係するものといえる。

(d)図は圧密および膨張に対応した係数  $A$  の変化状況を示したものである。(b)図を有効応力に関して描き直したものが(e)図である。この図より有効応力に関する強度定数  $c', \phi'$  が求められる。正規圧密状態の場合には  $c'=0$  となるのが一般に認められている。

$c', \phi'$  の関数として  $c_u$  を表わしてみよう。ここでは一般的な場合として図-4に示すように、軸圧  $p$ 、セル圧  $Kp$  で圧密または膨張を終った供試体を考え、圧縮破壊時の軸圧およびセル圧がおのおの  $\sigma_{af}, \sigma_{rf}$  となったものとする。 $c'$  と  $\phi'$  は既知であるとする。セル圧と軸圧の比  $K$  は主応力比で、標準的の三軸圧縮試験においては等方圧力を用いるため  $K=1$  である。

図-4を参照してモールの応力図の幾何的關係から

$$\begin{aligned} \frac{1}{2}(\sigma_{af} - \sigma_{rf}) &= c' \cos \phi' + \frac{1}{2}(\sigma_{af}' + \sigma_{rf}') \sin \phi' \\ &= c' \cos \phi' + \left\{ \frac{1}{2}(\sigma_{af} - \sigma_{rf}) \right\} \end{aligned}$$

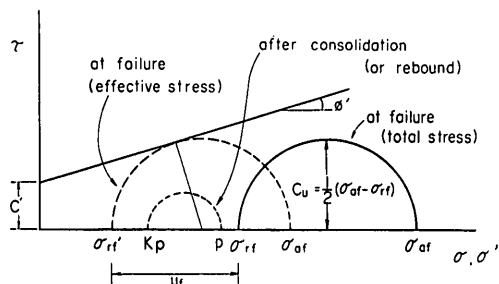


図-4  $c', \phi'$  と  $c_u$  の関係

$$+ \sigma_{rf} - u_f \} \sin \phi' \quad \dots\dots (4)$$

圧密または膨張を終了したときの間げき水圧を  $u=0$  とするとせん断状態のある時点までの間げき圧変化  $du$  はそのときの間げき水圧に等しく、 $du=u$  となる。したがって、破壊時の間げき水圧  $u_f$  は式(3)より次のように表わされる。

$$\begin{aligned} u_f &= \Delta\sigma_r + A(\Delta\sigma_a - \Delta\sigma_r) \\ &= \sigma_{rf} - Kp + A\{(\sigma_{af} - p) - (\sigma_{rf} - Kp)\} \\ &= \sigma_{rf} - Kp + A\{(\sigma_{af} - \sigma_{rf}) - p(1-K)\} \end{aligned} \quad \dots\dots (5)$$

式(5)を式(4)に代入して次式を得る。

$$\begin{aligned} c_u &= \frac{1}{2}(\sigma_{af} - \sigma_{rf}) \\ &= \frac{c' \cos \phi' + p\{K + A(1-K)\} \sin \phi'}{1 + (2A-1) \sin \phi'} \dots\dots (6) \end{aligned}$$

上式は  $c', \phi'$  で表わした  $c_u$  の一般式である。正規圧密状態では  $c'=0$  となるが、その場合の強度増加率は次式のように表わされる。

$$\frac{c_u}{p} = \frac{\{K + A(1-K)\} \sin \phi'}{1 + (2A-1) \sin \phi'} \quad \dots\dots (7)$$

式(6)の  $c_u$  は有効応力に関する強度定数  $c', \phi'$  および土の構造を表わす間げき圧係数  $A$  の関数となっているが、土の密度を表わす定数が欠けている。しかしこれは  $c', \phi'$  を用いる限り止むを得ないことである。本来  $c', \phi'$  なる定数は、土の密度が圧密または膨張によって変化していく一連の過程において、異なった密度を有する供試体の破壊応力円に対する包絡線から決定されるものだからである。土の密度の尺度となる定数を用いるためには Hvorslev の強度定数を考える必要がある。

### 3.3 Hvorslev の強度定数 $c_e, \phi_e$

Hvorslev はクーロンの破壊規準を次式のように表わすことを提唱している<sup>1)</sup>。

$$\tau_f = c_e + \sigma' \tan \phi_e \quad \dots\dots (8)$$

ここに  $c_e, \phi_e$  はおのおの有効粘着力および有効摩擦角

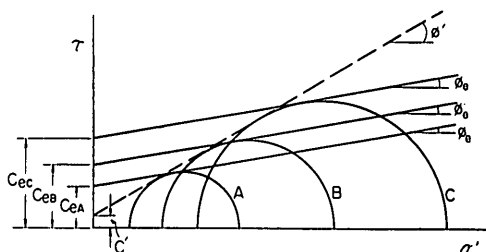


図-5  $c', \phi'$  と  $c_e, \phi_e$  の関係

と呼ばれるもので、いずれも土の種類と密度（間げき比，飽和土では含水比も同じ）で決まる定数である。ただし  $\phi_e$  は実用上一つの土についての定数と考えられている。図-5 は密度の異なる3つの供試体についての強度定数  $c'$ ,  $\phi'$  と  $c_e$ ,  $\phi_e$  の関係を表わしたものである。

有効粘着力  $c_e$  は土の密度によってその値が変化しますが，土の密度は，一般に圧力の関数として表わすことができるので，次式のように書くことができる。

$$c_e = \kappa \sigma_e' \quad \dots\dots(9)$$

ここに  $\kappa$  は粘着力係数といわれ一つの土に対しての定数である。 $\sigma_e'$  は等価圧密圧力と呼ばれるもので，正規圧密状態において考える密度に対応する圧密圧力のことである。

図-5 から分るように，破壊時の密度が等しく有効応力の異なるいくつかの供試体についての破壊応力円を描けば  $c_e$ ,  $\phi_e$  を求めることができる。非排水せん断の場合にはせん断中の密度の変化がないので，圧密または膨張によって密度の等しい供試体を準備すれば破壊時の密度も等しいものとなる。図-6 は圧密と膨張を繰り返したときの  $e \sim \log p$  の関係を描いたものである。B, D E の各点に対応する供試体の間げき比は等しい。膨張および再圧密における  $e \sim \log p$  の関係は任意に変え得るが，正規圧密状態の  $e \sim \log p$  の関係は一つの土について固有のものである。このことから，土の密度（間げき比）を圧力と対応せしめるには正規圧密曲線上でその密度に対応する圧密圧力を考えるべきである。したがって 図-6 の例においては， $e = e_B = e_D = e_E$  に対応する等価圧密圧力は  $\sigma_e' = \sigma_B$  とするのである。

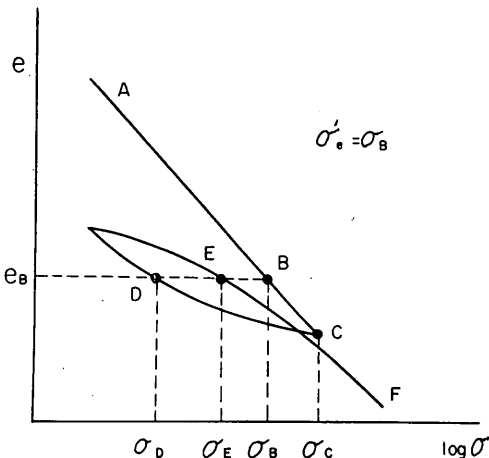


図-6 等価圧密圧力  $\sigma_e'$

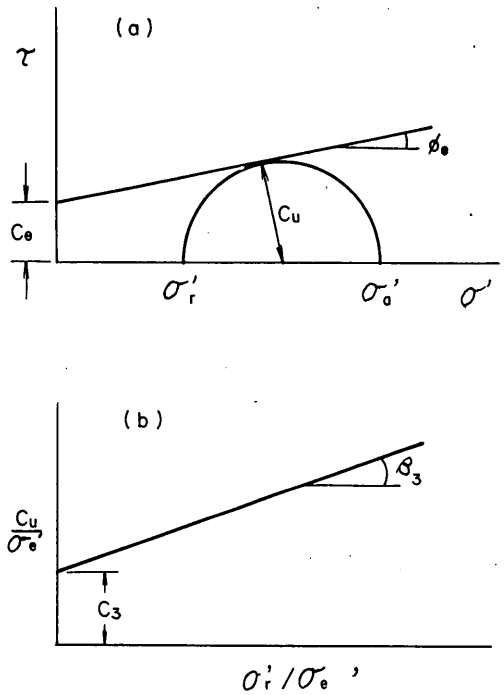


図-7 Hvorslev の強度定数の求め方

非排水圧縮試験によって  $c_e$  と  $\phi_e$ ，具体的には  $\kappa$  と  $\phi_e$  を求めるには，三軸圧縮試験機内で多数の供試体の圧密と膨張を行ない，種々の圧力と密度の組み合わせの異なる供試体を調整する。正規圧密供試体の  $\sigma_e'$  は圧密圧力に等しいが，膨張や再圧密を行なった供試体についての  $\sigma_e'$  を決めるには 図-6 のようなプロットをして内挿で求めるのが普通である。

ある  $\sigma_e'$  に対応する供試体についてのモールの応力図が 図-7(a) である。応力図の幾何学的関係から次のようになる。

$$\begin{aligned} c_u &= c_e \cos \phi_e + (c_u + \sigma_r') \sin \phi_e \\ &= \kappa \sigma_e' \cos \phi_e + (c_u + \sigma_r') \sin \phi_e \\ \therefore c_u &= \frac{\kappa \sigma_e' \cos \phi_e + \sigma_r' \sin \phi_e}{1 - \sin \phi_e} \quad \dots\dots(10) \end{aligned}$$

上式の両辺を  $\sigma_e'$  で割って次式を得る。

$$\frac{c_u}{\sigma_e'} = \frac{\kappa \cos \phi_e}{1 - \sin \phi_e} + \frac{\sin \phi_e}{1 - \sin \phi_e} \frac{\sigma_r'}{\sigma_e'} \quad \dots\dots(11)$$

共通の  $\sigma_e'$  に対応するいくつかの破壊応力円から  $c_u/\sigma_e'$  と  $\sigma_r'/\sigma_e'$  をプロットすれば， $c_u$  と  $\sigma_r'$  が直線的関係にあることから，(b) 図のような直線が得られる。式(11)を参照して，(b) 図の  $c_3$  と  $\beta_3$  はおのおの次のようになる。

$$\left. \begin{aligned} c_3 &= \frac{\kappa \cos \phi_e}{1 - \sin \phi_e} \\ \tan \beta_3 &= \frac{\sin \phi_e}{1 - \sin \phi_e} \end{aligned} \right\} \dots\dots (12)$$

上式において  $\kappa$  と  $\phi_e$  はともに一つの土に対する定数であるから、(b)図のような  $c_u/\sigma_e'$  と  $\sigma_r'/\sigma_e'$  の関係を示す直線の切片と傾度は個々の供試体の  $\sigma_e'$  に無関係に一定となる。したがって種々の  $\sigma_e'$  に対応する供試体についての試験結果を (b) 図のようにプロットし、プロット群を代表する直線の切片と傾度を求めれば、 $\kappa$  と  $\phi_e$  は次のように与えられる。

$$\left. \begin{aligned} \sin \phi_e &= \frac{\tan \beta_3}{1 + \tan \beta_3} \\ \kappa &= c_3 \frac{1 - \sin \phi_e}{\cos \phi_e} \end{aligned} \right\} \dots\dots (13)$$

以上のようにして求めた Hvorslev の強度定数を用いて  $c_u$  を表わすには 3.2, の式 (6) の場合と同様の手順による。すなわち、 $c' \rightarrow c_e = \kappa \sigma_e'$ 、 $\phi' \rightarrow \phi_e$  と書き直して次式が得られる。

$$c_u = \frac{1}{2}(\sigma_{af} - \sigma_{rf})$$

$$\frac{\kappa \sigma_e' \cos \phi_e + p(K + A(1 - K)) \sin \phi_e}{1 + (2A - 1) \sin \phi_e} \dots\dots (14)$$

式 (14) によれば土の密度の項が ( $\kappa \sigma_e'$ ) によって間接的に含まれたことになる。しかしこのままの形では  $\sigma_e'$  の値を 図-6 のようなグラフから読まねばならず、解析の目的に対しては不便である。すなわち正規圧密状態の場合は土に固有の  $e \sim \log p$  関係を利用して  $\sigma_e'$  が求められるが、過圧密状態の場合までを考えるさいには  $\sigma_e'$  の決定がかなり困難となる。

この問題を解決するには、過圧密状態における  $e \sim \log p$  の関係を正規圧密状態と同様に扱うことが必要となる。このような扱いはいまだ行われていないが、過圧密状態の試料の  $\sigma_e'$  を圧密膨張曲線の特性と過圧密比で表わす可能性について次節に説明しよう。

### 3.4 過圧密比と等価圧密圧力の関係

図-8 は粘土の圧密膨張における  $e$  と  $\log \sigma$  の関係である。膨張して過圧密になった D 点の間げき比は正規圧密線上の B 点の間げき比と等しく、したがってこの間げき比に対応する等価圧密圧力は  $\sigma_e' = \sigma_B$  となる。膨張前の最大圧密圧力を  $\sigma_0$  とすれば、D 点の状態に対応する過圧密比、すなわち過圧密の程度を示す圧力比  $n$  は

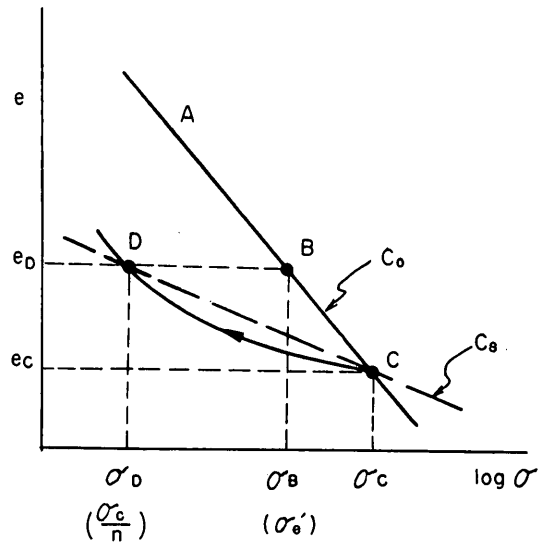


図-8 圧密と膨張における  $e \sim \log \sigma$  の関係

$n = \sigma_0/\sigma_D$  となる注)。

正規圧密状態における  $e$  と  $\log \sigma$  は直線関係にあることが経験上認められているので、図-8 の直線 BC は圧縮指数  $C_0$  を用いて次のように表わされる。

$$e_B - e_C = e_D - e_C = C_0 \log \frac{\sigma_0}{\sigma_B} = C_0 \log \frac{\sigma_0}{\sigma_e'} \dots\dots (15)$$

一方、過圧密状態における  $e$  と  $\log \sigma$  の関係は一般的に直線的ではない。しかし C 点と D 点を結ぶ直線の傾度を膨張指数  $C_s$  とすれば、この直線は式 (15) と同様な形で表わすことができる。すなわち  $\sigma_D = \sigma_0/n$  の関係を用いて次式を得る。

$$e_D - e_C = C_s \log \frac{\sigma_0}{\sigma_D} = C_s \log n \dots\dots (16)$$

ここに  $C_s$  は一般に過圧密比の関数と考えることができる。

式 (15), (16) より過圧密比と圧力の関係を求めれば次のようになる。

注) Hvorslev<sup>2)</sup> は等価圧密圧力に対する比として過圧密比を定義した。すなわち D 点に対応する過圧密比を  $\sigma_B/\sigma_D$  とした。上に定義した膨張前の最大圧密圧力に対する比  $\sigma_0/\sigma_D$  のことを Hvorslev は先行圧力比と呼んでいる。Hvorslev のこれらの定義は、圧密膨張後の再圧密までを含めて考えるために必要なものであった。しかし、現在のところ一般的に用いられる過圧密比の定義は  $n = \sigma_0/\sigma_D$  であり、圧密とそれに続く膨張の両過程のみを考える限りこの定義の方が実用上便利である。

$$C_o \log \frac{\sigma_o}{\sigma_e'} = C_s \log n$$

$$\log \frac{\sigma_o}{\sigma_e'} = \frac{C_s}{C_o} \log n = \log n^\lambda$$

$$\therefore \sigma_e' = \sigma_o / n^\lambda \quad \dots\dots(17)$$

$$\text{ここに} \quad \lambda = C_s / C_o \quad \dots\dots(18)$$

すなわち、 $\lambda$  と過圧密比  $n$  の関係が土について固有のものであるとすれば、等価圧密圧力は式(17)のように膨張前の最大圧密圧力と過圧密比のみで表わされることになる。さらにこの  $\lambda \sim n$  の関係が確立されれば、過圧密状態の  $e \sim \log \sigma$  関係についても正規圧密状態と同様な扱いができることになる。しかしここで定義したような意味での  $C_s$ 、さらに  $\lambda$  と  $n$  の関係は報告された例がないと思われるので、これらの特性については実験結果について調べてみなければならない。

このように一つの土に固有な  $n \sim \lambda$  の関係はまだ確立していない。しかし本報告ではこのような取扱いによる検討の可能性をも調べているので、以下ではこの  $n \sim \lambda$  関係が一つの土について固有であると仮定して議論を進める。

3.5 Hvorslev の強度定数による  $c_u$  の一般的表示

式(4)による  $c_u$  の表示は  $\sigma_e'$  の項を含んでいるために過圧密状態の場合に不便があったが、前節で述べたように  $n \sim \lambda$  の固有な関係を仮定すればこの問題は解決する。したがって、ここで過圧密状態まで含めて考えた場合の  $c_u$  の一般式を Hvorslev の強度定数を用いて導いてみよう。

図-9 は三軸圧縮試験機によって圧密→膨張→非排水

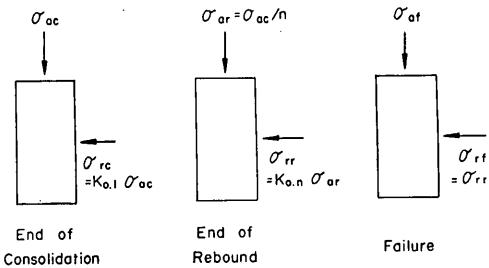


図-9 圧密→膨張→非排水圧縮破壊の過程における圧力の変化

注)  $\lambda$  の概念は Skempton<sup>9)</sup> の  $\lambda$  理論において紹介され、その後 Noorany ら<sup>14)</sup> によっても用いられた。しかしこれらの場合には一般に  $C_s$  と  $C_o$  の比として土に固有の定数という扱いがなされており、過圧密比の関数という形では考えられていなかった。

圧縮を行なう過程で、供試体に加わる圧力を示したものである。図より分るように供試体に加わる圧力は異方的なものとしているが、ここでは圧力の異方性を規定するものとしていわゆる  $K_0$  条件を考えることにする。

$K_0$  とは静止土圧係数のことで、半無限地盤内で平衡状態にある土の要素に働らく有効鉛直圧と有効水平圧の比である。このような土の要素が圧密または膨張をする際には、そのひずみは鉛直方向のみに生ずるものと思われる。したがって、圧密または膨張の際に供試体の水平方向の変位のないように圧力を制御する試験条件を  $K_0$  条件と呼ぶ。このようにして行なわれた試験において、圧密または膨張の終了時の有効主応力の比が静止土圧係数  $K_0$  に相当する。 $K_0$  の値は過圧密比によって異なる。

Hvorslev の定数による  $c_u$  の表示はすでに式(10)に示してあるが、前節および 図-9 を参照してこれを書き直してみよう。すなわち、軸圧  $\sigma_{oc}$  のもとで  $K_0$  圧密をしたのち、軸圧  $\sigma_{oc}/n$  のもとで  $K_0$  膨張を終わってから非排水圧縮を行なう場合を考える。圧縮過程での側圧は膨張終了時の側圧  $\sigma_{rr}$  と等しく保つのが普通であるから、 $\sigma_{rf} = \sigma_{rr}$  と考える。したがって式(10)、(17)より次式を得る。

$$c_u = \frac{1}{2}(\sigma_{af} - \sigma_{rf}) = \frac{\kappa \frac{\sigma_{oc}}{n^\lambda} \cos \phi_e + \sigma_{rf}' \sin \phi_e}{1 - \sin \phi_e} \quad \dots\dots(19)$$

膨張終了時の間げき水圧を  $u=0$  とすると、 $\sigma_{rr} = \sigma_{rf}$  すなわち  $\Delta \sigma_r = 0$  を考えて、圧縮破壊時の間げき水圧は式(3)より  $\Delta u = A \Delta \sigma_a$  となる。膨張終了時から破壊時までの軸圧の変化量  $\Delta \sigma_a$  は、図-9 の記号を参照して次のように表わされる。

$$\begin{aligned} \Delta \sigma_a &= \sigma_{af} - \sigma_{ar} = \sigma_{af} - \frac{\sigma_{ao}}{n} \\ &= (\sigma_{af} - \sigma_{rf}) + \sigma_{rf} - \frac{\sigma_{ao}}{n} \\ &= (\sigma_{af} - \sigma_{rf}) + \frac{K_{0n}}{n} \sigma_{oc} - \frac{1}{n} \sigma_{ao} \\ &= (\sigma_{af} - \sigma_{rf}) - \frac{\sigma_{ao}}{n} (1 - K_{0n}) \quad \dots\dots(20) \end{aligned}$$

$K_0$  の場合と同様に、過圧密比に対応する間げき圧係数を  $A_n$  と書けば、破壊時の間げき水圧  $u (= \Delta u)$  は次のようになる。

$$u = A_n \left\{ (\sigma_{af} - \sigma_{rf}) - \frac{\sigma_{ao}}{n} (1 - K_{0n}) \right\} \quad \dots\dots(21)$$

したがって、

$$\begin{aligned} \sigma_{rf}' &= \sigma_{rf} - u \\ &= \frac{K_{0n}}{n} \sigma_{ao} - A_n \left\{ (\sigma_{af} - \sigma_{rf}) - \frac{\sigma_{ao}}{n} (1 - K_{0n}) \right\} \\ &= \frac{K_{0n} + A(1 - K_{0n})}{n} \sigma_{ao} - A_n (\sigma_{af} - \sigma_{rf}) \end{aligned} \quad \dots\dots(22)$$

上式の  $\sigma_{rf}'$  を式 (19) に代入して

$$\begin{aligned} \frac{1}{2}(\sigma_{af} - \sigma_{rf}) &= \frac{1}{1 - \sin \phi_e} \left[ \frac{\kappa \sigma_{ao}}{n^2} \cos \phi_e \right. \\ &\quad \left. + \left\{ \frac{K_{0n} + A_n(1 - K_{0n})}{n} \sigma_{ao} - A_n(\sigma_{af} - \sigma_{rf}) \right\} \sin \phi_e \right] \end{aligned}$$

上式を整理して、過圧密比  $n$  に対応する非排水せん断強度を  $c_{um}$  と書けば次式を得る。

$$\begin{aligned} c_{um} &= \frac{1}{2}(\sigma_{af} - \sigma_{rf}) \\ &= \frac{\frac{\kappa}{n^2} \cos \phi_e + \frac{K_{0n} + A_n(1 - K_{0n})}{n} \sin \phi_e}{1 + (2A_n - 1) \sin \phi_e} \cdot \sigma_{ao} \end{aligned} \quad \dots\dots(23)$$

式(23)は軸圧  $\sigma_{ao}$  で  $K_0$  圧密の後、軸圧を  $\sigma_{ao}/n$  に減じて膨張を行なった場合の非排水せん断強度の一般式である。正規圧密状態における  $c_u$  は式 (23) において  $n=1$  として次のように表わされる。

$$c_{u1} = \frac{\kappa \cos \phi_e + \{K_{01} + A_1(1 - K_{01})\} \sin \phi_e}{1 + (2A_1 - 1) \sin \phi_e} \cdot \sigma_{ao} \quad \dots\dots(24)$$

この式はすでに求めた式 (14) において  $p = \sigma_o' = \sigma_{ao}$  とおいたものに等しい。

式 (23), (24) から膨張による  $c_u$  の減少割合は  $c_{um}/c_{u1}$  として次のようになる。

$$\begin{aligned} \frac{c_{um}}{c_{u1}} &= \frac{\frac{\kappa}{n^2} \cos \phi_e + \frac{K_{0n} + A_n(1 - K_{0n})}{n} \sin \phi_e}{\kappa \cos \phi_e + \{K_{01} + A_1(1 - K_{01})\} \sin \phi_e} \\ &\quad \times \frac{1 + (2A_1 - 1) \sin \phi_e}{1 + (2A_n - 1) \sin \phi_e} \\ &= \frac{1}{n} \cdot \frac{\kappa n^{1-2} + \{K_{0n} + A_n(1 - K_{0n})\} \tan \phi_e}{\kappa + \{K_{01} + A_1(1 - K_{01})\} \tan \phi_e} \\ &\quad \times \frac{1 + (2A_1 - 1) \sin \phi_e}{1 + (2A_n - 1) \sin \phi_e} \end{aligned} \quad \dots\dots(25)$$

上式において  $\kappa$  と  $\phi_e$  は一つの土についての定数と考えられている。また  $K_{0n}$  と  $A_n$  はおのおの過圧密比の関数となることが経験上認められている。したがって  $n \sim \lambda$  の関係が土について固有のものであれば、膨張による  $c_u$  の減少割合は過圧密比  $n$  のみの関数となる。

### 3.6 平均主応力に関する過圧密比を考える場合

これまでの説明に用いた過圧密比は軸圧  $\sigma_a$  に関する

ものであった。一次元圧密および一次元膨張を考える場合には、過圧密比はこのように鉛直圧力の比で表わすのが自然であると思われる。一方、標準的三軸圧縮試験では等方圧による圧密膨張を行なうのが便利であるが、 $K_0$  条件のような異方圧力のもとでの圧密膨張と等方圧力のみによる場合の両者を、 $\sigma_a$  に関する過圧密比のみで規定することは無理であると思われる。すなわち、圧密膨張における圧力の異方性が土のせん断特性に影響を持つと考えられるからである。

Henkel と Sowa<sup>15)</sup> は三軸試験機を用いて等方圧および異方圧 ( $K_0$  条件) による圧密を行なった結果、含水比  $w$  と軸圧  $\sigma_a$  の関係はおのおの異なるが、 $w$  と平均主応力  $\sigma_m$  の関係は一致することを確めた。Henkel 等の実験は圧密過程を主眼としたものであったが、ここでは上述の関係を拡大仮定して、過圧密状態においても  $w \sim \sigma_m$  の関係が圧力の異方性によらずに一定のものと考え、式 (23), (25) を  $\sigma_n$  に関する過圧密比によって書き直してみよう。

図-10 における折線  $ABC$  は  $K_0$  条件による圧密膨張試験結果による  $e \sim \log \sigma_a$  の関係で、折線  $A'B'C'$  は同じ試験結果を  $e \sim \log \sigma_m$  の関係で表わしたものである。 $\sigma_a$  と  $\sigma_m$  の一般的関係は

$$\sigma_m = \frac{1}{3}(\sigma_a + 2\sigma_r) = \frac{1}{3}(\sigma_a + 2K_0\sigma_a) = \frac{\sigma_a}{3}(1 + 2K_0) \quad \dots\dots(26)$$

となる。正規圧密状態において  $K_0$  の値は土についての定数と考えられるから  $\sigma_m$  と  $\sigma_a$  の比は一定であり、したがって図-10 の2直線  $AB$  と  $A'B'$  は平行である。すなわち  $e \sim \log \sigma_a$  関係より決まる圧縮指数  $C_c$  と  $e \sim \log \sigma_m$  関係より決まる  $C_c$  とは等しい。

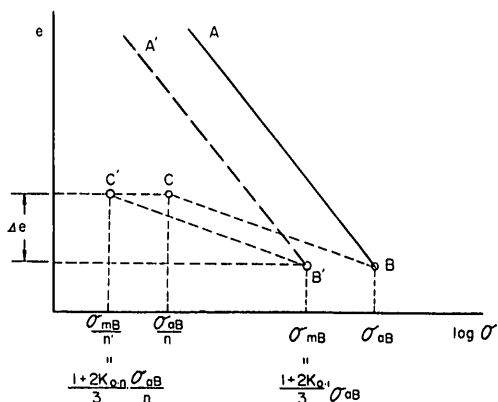


図-10  $e \sim \log \sigma_a$  および  $e \sim \log \sigma_m$  の関係 ( $K_0$  条件)



2種類の過圧密比を区別するため、 $\sigma_a$ に関する過圧密比を $n(\sigma_a)$ または単に $n$ とし、 $\sigma_m$ に関するものを $n(\sigma_m)$ または単に $n'$ とする。図-10を参照して $n$ と $n'$ の関係は

$$n' = n \frac{1+2K_{01}}{1+2K_{0n}} \quad \dots\dots(27)$$

と表わされる。等方圧力のみによる圧密膨張においては $n=n'$ となる。

図-10の膨張過程BCにおける膨張指数を $C_r$ とすると

$$C_r = \lambda C_o = \frac{\Delta e}{\log \frac{\sigma_{aB}}{\sigma_{aB}/n}} = \frac{\Delta e}{\log n} \quad \dots\dots(28)$$

となる。一方、膨張過程B'C'に対応する膨張指数を $C_r'$ とし、膨張指数と圧縮指数の比を $\lambda'$ とすると次式を得る。

$$\begin{aligned} C_r' &= \lambda' C_o' = \frac{\Delta e}{\log \frac{\sigma_{mB}}{\sigma_{mB}/n'}} = \frac{\Delta e}{\log \frac{(1+2K_{01})\sigma_{aB}/3}{(1+2K_{0n})\sigma_{aB}/3n}} \\ &= \frac{\Delta e}{\log \frac{n(1+2K_{01})}{(1+2K_{0n})}} \quad \dots\dots(29) \end{aligned}$$

$C_o' = C_o$ の関係を用いて式(28)、(29)より $\Delta e$ を消去すれば次のような関係が得られる。

$$\begin{aligned} \lambda' &= \frac{C_r'}{C_o} = \frac{\Delta e}{C_o} \cdot \frac{1}{\log \frac{n(1+2K_{01})}{(1+2K_{0n})}} \\ &= \frac{\lambda \log n}{\log \frac{n(1+2K_{01})}{(1+2K_{0n})}} \quad \dots\dots(30) \end{aligned}$$

したがって、 $n \sim K_{0n}$ 、 $n \sim \lambda$ の関係が一つの土について固有のものであれば、 $n' \sim n$ 、 $n' \sim K_{0n}$ 、 $n' \sim \lambda'$ の関係なども同様に固有なものとなる。等方圧力による圧密膨張においては $K_{01} = 1$ であるから、 $n = n'$ 、 $\lambda = \lambda'$ となる。

$K_0$ 条件による圧密膨張過程において、 $e \sim \log \sigma_a$ と $e \sim \log \sigma_m$ の関係の間には上述のような関連があるので、過圧密比 $n'$ に対応する $c_{un}'$ の一般的表示を求めてみよう。前節までの議論と同様に、 $n'$ に対応する係数を $A_{n'}$ 、 $K_{0n}'$ のように表わし、等価圧密圧力 $\sigma_e'$ についても次式が成り立つものとする。

$$\sigma_e' = \sigma_{m1}/n'^{\lambda'} \quad \dots\dots(31)$$

前節の場合と同様に、 $\sigma_{ae}$ の軸圧で $K_0$ 圧密したのち、 $\sigma_{ar}$ の軸圧で $K_0$ 膨張を許し、側圧を $\sigma_{rr}$ に保って非排水圧縮を行なう場合を考える。膨張終了時の $\sigma_m = \sigma_{mn}'$ は

$$\sigma_{mn}' = \frac{\sigma_{m1}}{n'} = \frac{\sigma_{ar}}{3}(1+2K_{0n}')$$

となるが、このときの軸圧と側圧はおのおの次のようになる。

$$\left. \begin{aligned} \sigma_{ar} &= \frac{3}{n'} \cdot \frac{\sigma_{m1}}{1+2K_{0n}'} \\ \sigma_{rr} &= \frac{3}{n'} \cdot \frac{K_{0n}' \sigma_{m1}}{1+2K_{0n}'} \end{aligned} \right\} \quad \dots\dots(32)$$

膨張終了時に $u=0$ とし、膨張終了時から圧縮破壊時までの間の軸圧の変化量を $\Delta \sigma_a$ とすれば、破壊時の間引き水圧は $u = A_{n'} \Delta \sigma_a$ となる。図-9の記号および式(32)を参照して

$$\begin{aligned} \Delta \sigma_a &= (\sigma_{af} - \sigma_{rf}) - \frac{3\sigma_{m1}}{n'} \frac{1-K_{0n}'}{1+2K_{0n}'} \\ \therefore u &= A_{n'} \left\{ (\sigma_{af} - \sigma_{rf}) - \frac{3\sigma_{m1}}{n'} \frac{1-K_{0n}'}{1+2K_{0n}'} \right\} \quad \dots\dots(33) \end{aligned}$$

したがって破壊時の $\sigma_{rf}'$ は

$$\begin{aligned} \sigma_{rf}' &= \sigma_{rf} - u = \frac{3}{n'} \frac{K_{0n}' \sigma_{m1}}{1+2K_{0n}'} - A_{n'} (\sigma_{af} - \sigma_{rf}) \\ &+ \frac{3}{n'} \frac{1-K_{0n}'}{1+2K_{0n}'} A_{n'} \sigma_{m1} \quad \dots\dots(34) \end{aligned}$$

上式と式(31)を式(19)に代入して

$$\begin{aligned} \frac{1}{2}(\sigma_{af} - \sigma_{rf}) &= \frac{\kappa' \sigma_{m1} \cos \phi_e}{n'^{\lambda'} (1 - \sin \phi_e)} + \frac{\sin \phi_e}{1 - \sin \phi_e} \\ &\times \left[ \frac{3K_{0n}' \sigma_{m1}}{n'(1+2K_{0n}')} - A_{n'} (\sigma_{af} - \sigma_{rf}) \right. \\ &\left. + \frac{3(1-K_{0n}')}{n'(1+2K_{0n}')} A_{n'} \sigma_{m1} \right] \end{aligned}$$

これを整理して過圧密比 $n'$ に対応する $c_{un}'$ の一般式として次式を得る註)。

$$\begin{aligned} c_{un}' &= \frac{1}{2}(\sigma_{af} - \sigma_{rf}) \\ &= \sigma_{m1} \frac{\frac{\kappa' \cos \phi_e}{n'^{\lambda'}} + \frac{K_{0n}' + A_{n'}(1-K_{0n}')}{n'(1+2K_{0n}')} 3 \sin \phi_e}{1 + (2A_{n'} - 1) \sin \phi_e} \quad \dots\dots(35) \end{aligned}$$

正規圧密状態における $c_{u1}$ は式(35)において $n'=1$ とにおいて

$$c_{u1} = \sigma_{m1} \frac{\kappa' \cos \phi_e + \frac{K_{01} + A_1(1-K_{01})}{1+2K_{01}} 3 \sin \phi_e}{1 + (2A_1 - 1) \sin \phi_e} \quad \dots\dots(36)$$

註) 式(35)以下においては有効摩擦角 $\phi_e$ をそのまま用いているが、式(31)に対応する $\phi_e$ が前節までに考えた $\phi_e$ と等しいか否かは不明である。

となる。また過圧密比  $n'$  に対応する  $c_u$  の減少割合は次のようになる。

$$\frac{c_{un}'}{c_{u1}} = \frac{1}{n'} \frac{\kappa' n'^{1-\lambda'} + \frac{3(K_{0n}' + A_n'(1-K_{0n}'))}{1+2K_{0n}'} \tan \phi_e}{\kappa' + \frac{3(K_{01} + A_1(1-K_{01}))}{1+2K_{01}} \tan \phi_e} \times \frac{1+(2A_1-1) \sin \phi_e}{1+(2A_n-1) \sin \phi_e} \quad \dots\dots (37)$$

上式において  $K_{0n}'=1$  を代入したものは式 (25) において  $K_{0n}=1$  とおいたものに等しい。

#### 4. 実 験

##### 4.1 試料および供試体

実験に用いた試料は、名古屋港および千葉港の海底より採取した乱さない粘土試料である。おのおのの試料についての分類特性および粒度分布を表-1 および 図-11 に示す。千葉粘土に比して名古屋粘土は塑性が低く、その粒度組成も 図-11 に示すように変化があった。

試料はサンプル・チューブに入った状態で保存され、供試体作製の際は必要量だけチューブより押出して使用した。三軸試験の供試体は直径 3.5 cm、高さ 8.0 cm の円柱形のもので、供試体側面には圧密膨張に要する時間の短縮と供試体内の間げ圧の一樣化を計るために、短冊状のドレーンペーパーをつけた。

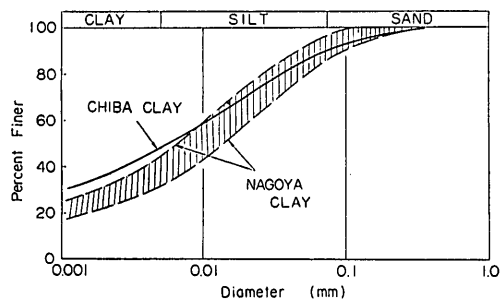


図-11 粒度分布曲線

表-1 試料の分類特性

分類特性	試 料	
	名古屋粘土	千葉粘土
土粒子の比重 $G_s$	2.68 (2.64~2.69)	2.65 (2.62~2.70)
液性限界 $w_L(\%)$	64 (47.4~77.1)	108 (88.0~115.0)
塑性限界 $w_P(\%)$	34 (30.4~40.3)	55 (43.1~61.7)
塑性指数 $I_p$	30 (17~38)	52 (43.3~62.6)
自然含水比 $w(\%)$	69 (55.7~79.6)	108 (97.4~117.1)

##### 4.2 三軸圧縮試験装置

使用した三軸圧縮試験装置は標準的なイムペリアル・カレッジ型<sup>16)</sup>のものである。ただし今回の実験においては異方圧力のもとでの圧密と膨張を行なう必要から、載荷装置と供試体上部キャップおよび載荷ピストンに多少の改造を行なっている。

等方圧による供試体の圧密と膨張は三軸セル圧の調整のみで行なうことができるが、異方圧による圧密膨張のためには供試体に加える軸圧と側圧を別個に調整することが必要である。異方圧を用いる場合でも、軸圧が側圧より大きい範囲では標準的な試験機をそのまま使用できる。しかし側圧が軸圧より大きいような場合には、載荷ピストンを引き上げてセル圧による軸圧を減少せしめることが必要となる。

このような応力状態を得るためには、載荷ピストンに一定の引張力を与える機構および載荷ピストンと供試体上部キャップを連結することが必要である。図-12 は一定の圧縮力および引張力を与えるための載荷装置である。(a) 図はカウンターウェイトで常に引上力を加えた載荷用シャフトにレバーで拡大した圧力を加えるものである。載荷用シャフト上端とレバーはナイフエッジで接しているが、実際にはワイヤで両者を連結して使用した。(b) 図は載荷用シャフトとレバーを機械的に連結したもので、引張力を加える場合はレバーについているカウンターウェイトの位置を調整する。載荷用シャフトはボールプッシュによって滑らかに上下動するようになっているが、圧密や膨張を終了して供試体の圧縮に移る際には、ストッパーによってヨークに固定される。

図-13 は供試体の上部キャップと載荷ピストンを連結するための機構を示したものである。(a) 図は上部キャップに2本のフックを付けたもので、軸方向に引張力を加える際にはピストン先端部のバーをフックにかける。(b) 図は上部キャップにバーを付け、載荷ピストンにフックを取付けたものである。

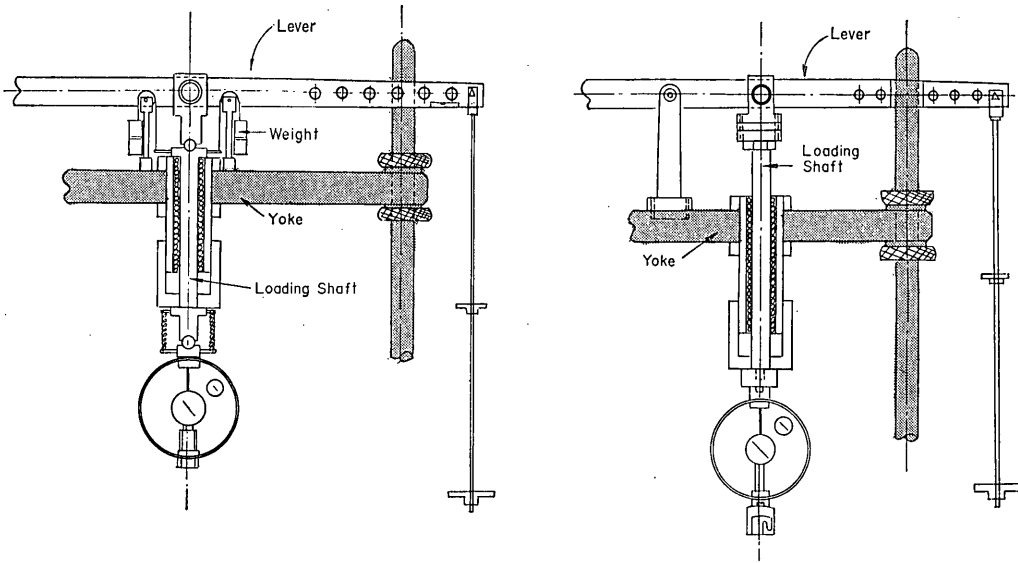


図-12 異方圧による圧密膨張のための荷装置

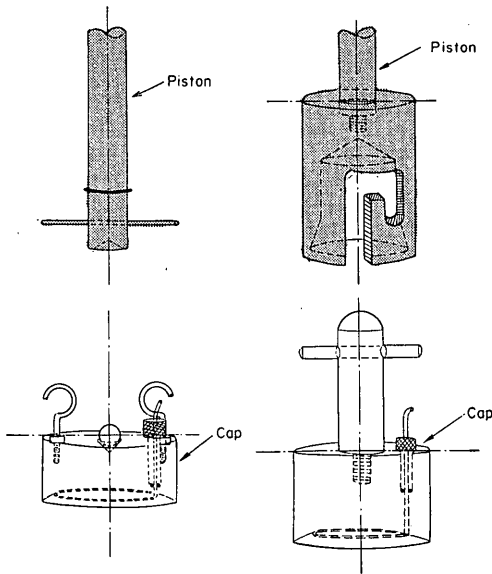


図-13 供試体上部キャップおよび荷ピストン

荷用シャフトと荷ピストンの間には軸圧測定用の力計（プルービングリング）が入っているが、荷ピストンに引張力を加えるために、力計は荷用シャフトと荷ピストンの両者と連結している。

#### 4.3 試験方法

実施した三軸試験は、供試体の圧密または圧密膨張が終了した後に非排水条件で圧縮を行なうもので、一般的

な分類にしたがえば圧密非排水圧縮試験である。供試体の圧密および膨張は等方圧のみによるものと、異方圧のみによるもの2通りの方法を用いた。異方圧による圧密膨張は  $K_0$  条件、すなわち供試体の水平方向の変位の生じないように軸圧と側圧を調整する方法によった。

$K_0$  条件の圧密膨張を行なうには、三軸セル圧を段階的に変化せしめ、各段階において供試体の側方変位が生じないように軸圧を調整するという方法を採用した。この方法によれば荷ピストンに加わる揚圧力が一定であるため、軸圧の計算が容易となる。供試体の側方変位の有無は、供試体中央高さに取付けた側方ひずみ指示器<sup>16)</sup>によって検出する。三軸セル圧の変化は3~4段階に分けて行なった。供試体内の間げき水の排出入は供試体上端より行なっているが、圧密や膨張の過程でセル圧の変化量が過大であれば供試体内の高さ方向の有効応力変化が大きくなり  $K_0$  条件の調整が不正確になる傾向がある。ただし千葉粘土の  $K_0$  条件による膨張の際は、セル圧を一時に所定値まで下げて軸圧を調整する方法を用いた。

$K_0$  条件の圧密および膨張の終了は、最終的なセル圧段階のもとで  $K_0$  条件を満たすための軸圧が一定値に落ち着き、過剰間げき圧が完全に消散することによって判定した。圧密および膨張に要する時間はセル圧の段階数に無関係に24時間とした。千葉粘土の場合には間げき水圧測定の精度向上のために  $u_0=1.0 \text{ kg/cm}^2$  のバックプレッシャーを用いた。

圧密および膨張による飽和粘土のせん断強度の変化

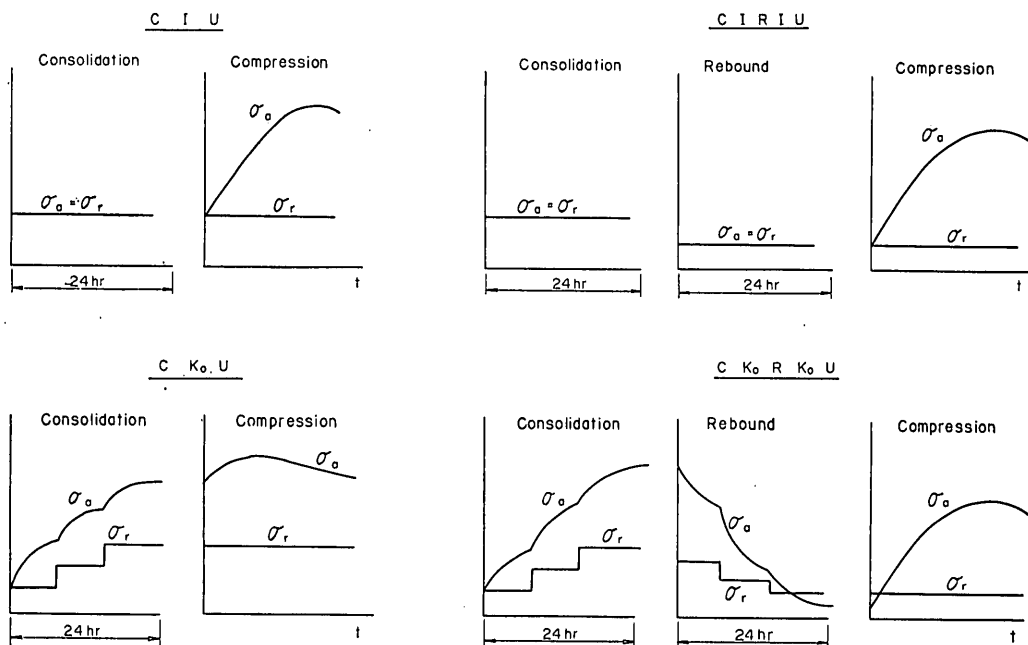


図-14 圧密膨張および圧縮の各過程における圧力の変化状況

等方圧による圧密と膨張はセル圧の調整のみで行なうことができる。この場合のセル圧の変化は一時に行ない、所定の一定セル圧を24時間保つようにした。

以上のように圧密膨張の過程においては2通りの異なった圧力条件を用いているが、それらの過程に続く非排水圧縮過程での条件は同一である。すなわち、0.1% / 分の軸ひずみ速さで圧縮し、圧縮中の供試体内の間げき圧は供試体下端における値を測定した。

上に述べたように本実験で採用した試験条件は圧密膨張過程での圧力条件の相違によって4種類に分けられるが、本報告においてはこれらの試験を次のような記号で分類する。

- (a) **CIU 試験**：等方圧で圧密した後に非排水圧縮を行なうもの。
- (b) **CIRIU 試験**：等方圧で圧密した後に同じく等方圧のもとで膨張させてから非排水圧縮を行なうもの。
- (c) **CKoU 試験**：K<sub>0</sub> 条件で圧密した後に非排水圧縮を行なうもの。
- (d) **CKoRK<sub>0</sub>U 試験**：K<sub>0</sub> 条件で圧密した後に同じく K<sub>0</sub> 条件のもとで膨張させてから非排水圧縮を行なうもの。

上の4種類の試験における軸圧  $\sigma_a$  とセル圧  $\sigma_r$  の時間的変化状況を模式的に図-14に示す。

千葉粘土については上の4種類の試験の他に2種類の参考試験も実施している。一つは **CIU, C<sub>0</sub>KU, CIRIU, CK<sub>0</sub>RK<sub>0</sub>U** の各試験の圧縮段階において、非排水条件による繰り返し載荷を行なうものである。他は **CIRIU** 試験において圧密と膨張を繰返すもので、**CIRICIU** および **CIRICIRIU** 試験と表わすべきものである。

以上のような圧縮試験とは別に、圧密と膨張のみを行なう試験も実施した。これらの試験は粘性土の膨張特性を調べるためのもので、圧密リングを用いる標準的圧密試験機によるものと三軸試験機によるものの2通りを行なったが、三軸試験機による試験は上記の記号に従えば **CIRI** 試験と **CK<sub>0</sub>RK<sub>0</sub>** 試験に分けられる。試験方法は標準圧密試験に準ずるものであるが、圧密および膨張の各段階の所要時間はすべて24時間にしてある。この試験は名古屋粘土に対して実施した。

5. 実験結果

5.1 強度定数

圧密非排水せん断試験結果から求められる強度定数は、全応力についての整理結果から  $c_{ou}$  と  $\phi_{ou}$ 、有効応

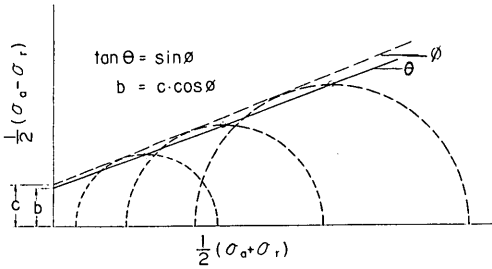


図-15 圧縮試験結果の整理法

力による場合には  $c'$  と  $\phi'$  である。三軸圧縮試験結果による強度定数は、破壊時のモールの応力円群に対する包絡線によって決まるものである。しかし、実際問題として多くの円に共通な一本の包絡線を決めることは、よほど精度の高い試験を行なう場合以外には困難である。

そこで実際に強度定数を求めるには、図-15 のように破壊時のモール応力円の頂点をプロットして、これらのプロットを通る直線を最小自乗法で求める。この直線の傾度を  $\tan \theta$ 、切片を  $b$  とすると強度定数は一般に次式で求められる。

$$\sin \phi = \tan \theta, \quad c = b / \cos \phi \quad \dots\dots (38)$$

以下にこの方法で求めた強度定数の説明を行なう。

### 5.1.1 $c_{cu}$ と $\phi_{cu}$

飽和粘性土の  $c_{cu}$  と  $\phi_{cu}$  は実際に利用することのない強度定数であり、三軸圧縮試験と三軸伸張試験（圧縮

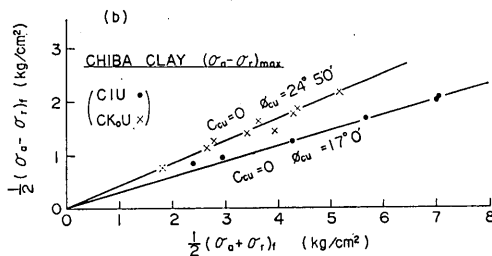
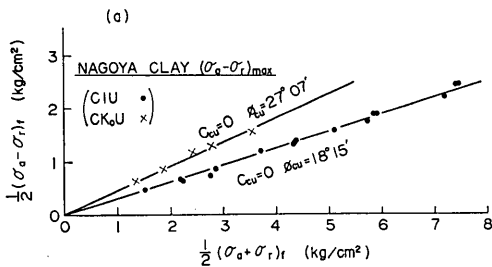


図-16 強度定数  $c_{cu}$  と  $\phi_{cu}$

破壊時の側圧が軸圧より大きい場合)の別によってその値が変化することから、その物理的な意味も明確でないとされている。しかし、ここでは同じ三軸圧縮試験による値が圧密時の圧力の異方性の影響をいかに受けるかを示すために、CIU および CKU 試験による  $c_{cu}$  と  $\phi_{cu}$  を求めてみよう。

図-16 は CIU および CKU 試験において主応力差が最大になった状態（圧縮破壊時）のモールの応力円の頂点をプロットしたものである。正規圧密状態の土に対しては  $c_{cu}=0$  となることが一般に認められているが、図-16 でも同様のことが認められる。ただし千葉粘土の CIU 試験において  $\sigma_c$  の小さな場合には  $c_{cu}=0$  と異なる傾向が認められるが、これは圧密過程で用いた  $\sigma_c$  の値が原位置における拘束圧に比して過小であったために、試料採取による過圧密状態から正規圧密状態に移るに至らなかったためと思われる<sup>10)</sup>。

この図によれば、圧密時の圧力の異方性の影響は明らかであり、CKU 試験による  $\phi_{cu}$  は CIU 試験の場合に比してかなり大きい。

### 5.1.2 $c'$ と $\phi'$

有効応力に関する強度定数  $c'$  と  $\phi'$  を求めるには、

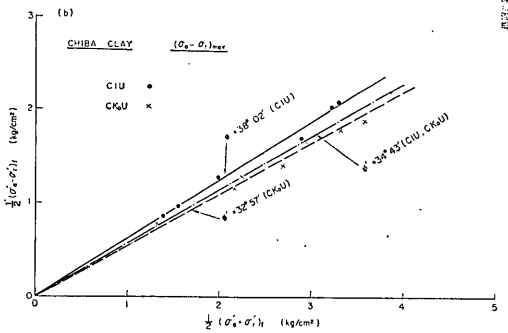
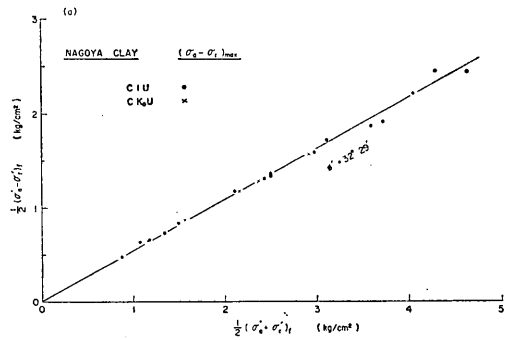


図-17  $(\sigma_a - \sigma_r)_{max}$  における  $c'$  と  $\phi'$  の決定

図-16 のプロットに用いた試験結果を有効応力について整理し直せばよい。図-17 (a) は名古屋粘土について図-16 (a) の試験結果を有効応力に関してプロットしたものである。この図より  $c'=0$  なることが分るが、これは正規圧密粘土に対して一般に認められていることである。この結果によれば、正規圧密土の  $\phi'$  値には圧密過程における圧力の異方性の影響が認められない。この試験結果は強度定数  $c'$ 、 $\phi'$  の安定性としてすでに報告されているものと一致する<sup>15)</sup>。

図-17 (b) は図-16 (b) の試験結果を有効応力に関してプロットしたものである。 $c'=0$  となることは図-17 (a) と同様であるが、この場合には圧密過程での圧力状態によって  $\phi'$  の値が異なっている。図中に (CIU, CK<sub>0</sub>U) と記したものは、両試験の結果の全体について計算した場合の  $\phi'$  である。

圧縮破壊という概念は圧縮応力が最大、すなわち  $(\sigma_a - \sigma_r)_{max}$  に対応するものである。しかし、有効応力に関する強度定数で表わしたクーロンの破壊規準において  $c'=0$  とすれば、

$$\tau_f = \sigma' \tan \phi'$$

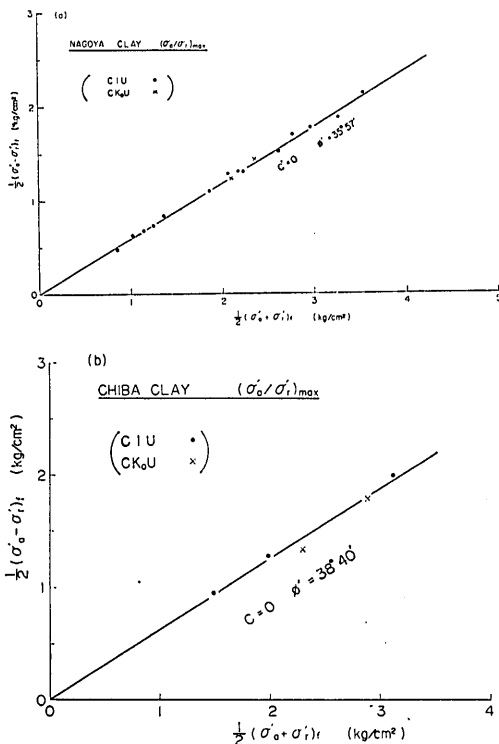


図-18  $(\sigma'_a/\sigma'_r)_{max}$  における  $c'$  と  $\phi'$  の決定

となることから、モールの応力図において最も傾度の大きな包絡線に対応する応力円が破壊円であるという考え方もできる。この場合には  $(\sigma'_a/\sigma'_r)$  の値が最大になったときに破壊として  $c'$ 、 $\phi'$  を決めるのである。

図-18 は CIU, CK<sub>0</sub>U 試験のうち  $(\sigma'_a/\sigma'_r)$  の最大値が現われたものについてモールの応力円の頂点をプロットしたものである。図-18 (a) は名古屋粘土の場合である。 $(\sigma_a - \sigma_r)_{max}$  の場合と同様に圧密時の圧力状態の相違の影響は認められないが、 $\phi'$  の値は  $(\sigma_a - \sigma_r)_{max}$  の場合に比して大きくなっている。図-18 (b) は千葉粘土の試験結果である。この場合には  $(\sigma'_a/\sigma'_r)_{max}$  の認められた実験数が不足しているが、この図による限りは圧密圧力の異方性に無関係に  $\phi'$  の値が決まるように見える。この図における  $\phi' = 38^\circ 40'$  は CIU 試験において  $(\sigma_a - \sigma_r)_{max}$  の条件より求めた  $\phi' = 38^\circ 02'$  に近い。

強度定数  $c'$ 、 $\phi'$  は実験条件の影響を受けることの少ない、いわゆる安定した実験定数とされているが、破壊規準として主応力差の最大を考えるか、有効主応力比の最大を考えるかで値が異なることが指摘されている<sup>4)</sup>。すなわち、一般には  $(\sigma'_a/\sigma'_r)_{max}$  に対応する  $\phi'$  が  $(\sigma_a - \sigma_r)_{max}$  に対応するものより大きいのである<sup>17)</sup>。この  $\phi'$  の値の相違は具体的には圧縮過程における間げき水圧の変化状況によるものである。 $(\sigma_a - \sigma_r)_{max}$  と間げき水圧の最大値が同時に現われれば  $(\sigma_a - \sigma_r)_{max}$  に対応する  $\phi'$  と  $(\sigma'_a/\sigma'_r)_{max}$  に対応する  $\phi'$  は等しくなるが、一般の非排水三軸圧縮試験では  $(\sigma_a - \sigma_r)_{max}$  が現われた後にも間げき水圧が増加するのが普通である。

図-17, 18 に示す2種類の粘土の試験結果では、破壊の判定規準および圧密圧力の異方性のおのおのが  $\phi'$  の値におよぼす影響が異なっている。しかしこの2種の粘土の試験においては、土の性質の相違の他にバックプレッシャーの有無の相違がある。すなわち、バックプレッシャーのない名古屋粘土の場合には、 $\phi'$  の値に対して圧密圧力の異方性の影響は認められないが、 $(\sigma'_a/\sigma'_r)_{max}$  に対する  $\phi'$  の方が大きく、したがって間げき水圧は  $(\sigma_a - \sigma_r)_{max}$  が現われた後にも増加をしたことになる。一方、 $u_b = 1.0 \text{ kg/cm}^2$  のバックプレッシャーを加えた千葉粘土の場合には、CIU 試験における  $\phi'$  が破壊の判定規準に無関係に決まるように見える。すなわち、この場合には  $(\sigma_a - \sigma_r)_{max}$  と間げき水圧の最大値がほとんど同時に現われている。しかし CK<sub>0</sub>U 試験の場合には  $(\sigma_a - \sigma_r)_{max}$  が現われた後にも間げき水圧は増大している。

CIU 試験においてバックプレッシャーを用いると、

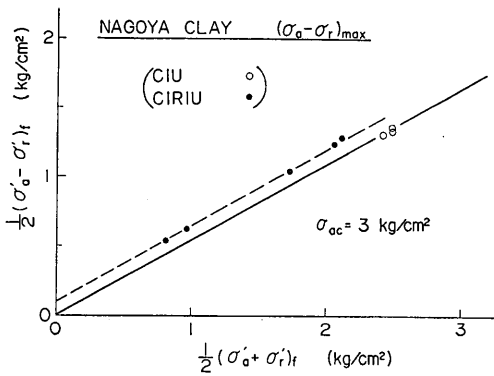


図-19 過圧密状態における  $c'$  と  $\phi'$

$(\sigma_a - \sigma_r)_{\max}$  と間げき水圧の最大値が同時に現われることは、すでに赤井ら<sup>18)</sup>によって認められている。しかし千葉粘土の試験結果に関する限り、このことはCK<sub>0</sub>U試験には適用されない。千葉粘土のCIU試験において、バックプレッシャーを用いたために $(\sigma_a - \sigma_r)_{\max}$ に対応する $\phi'$ が変わったものと考えれば、圧密圧力の異方性に影響されずに決まる $\phi'$ の値は $(\sigma'_a / \sigma'_r)_{\max}$ に対応するものであるといえよう。

図-19は過圧密状態に対応する $c'$ と $\phi'$ を求めるためのプロットの代表的な一例である。図中の実線と○印のプロットは正規圧密状態の $\phi'$ に対応するものである。この図によれば、過圧密状態の土の $c'$ はある程度の大きさを有するが、 $\phi'$ は正規圧密の場合のものと等しいと考えられる。図中の点線は過圧密状態の土に対する破壊包絡線と同等なものと考えられる。この図の結果に

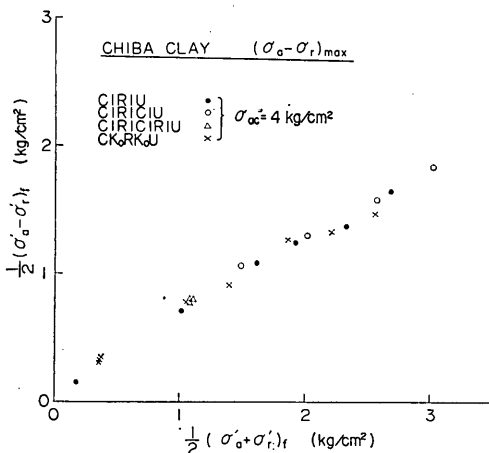


図-20 強度定数  $c'$ 、 $\phi'$  に対する圧密膨張の繰返しの影響

よれば、過圧密状態の土を圧密して正規圧密状態に移行せしめる際に、ある圧力範囲では $c'$ を大きく $\phi'$ を小さく考えねばならないと思われる。

図-20は4 kg/cm<sup>2</sup>の圧力で圧密した千葉粘土に対して、膨張や再圧密を行なって複雑な過圧密状態にした場合の試験結果をプロットしたものである。ここでは $(\sigma_a - \sigma_r)_{\max}$ の状態を考えており、図-17(b)のプロットのばらつきから正規圧密状態との比較は分り難い。しかし複雑な過圧密状態の土に対するプロットがほぼ一本の曲線上にあるように見えることは、過圧密状態の範囲内における再圧密や再膨張が $c'$ や $\phi'$ の値に大きな影響を持たないことを示している。

### 5.1.3 非排水せん断強度 $c_u$

図-21は圧密および膨張による名古屋粘土の非排水せん断強度 $c_u$ の変化を示したものである。(a)図は等方圧による圧密と膨張を行なった場合の試験結果である。正規圧密状態での $c_u$ は圧密圧力に比例しており、この比例定数、つまり図の実線の傾度が圧密による $c_u$ の増加割合、すなわち強度増加率( $c_u/p$ )である。ある圧力で圧密した後、種々の圧力のもとで膨張させた場合の $c_u$ 値の変化は、図の点線のように膨張時の圧力 $\sigma_{ar}$ に対して直線的とはならない。

(b)図は $K_0$ 条件で圧密と膨張を行なった場合の $c_u$ 値

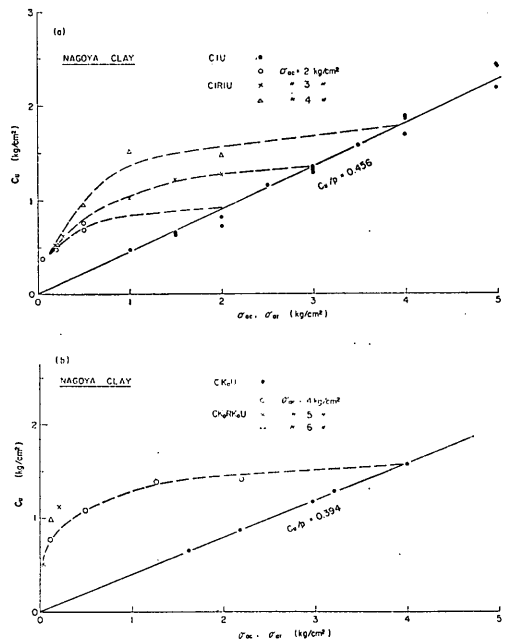


図-21 圧密と膨張による  $c_u$  の変化 (名古屋粘土)

圧密および膨張による飽和粘土のせん断強度の変化

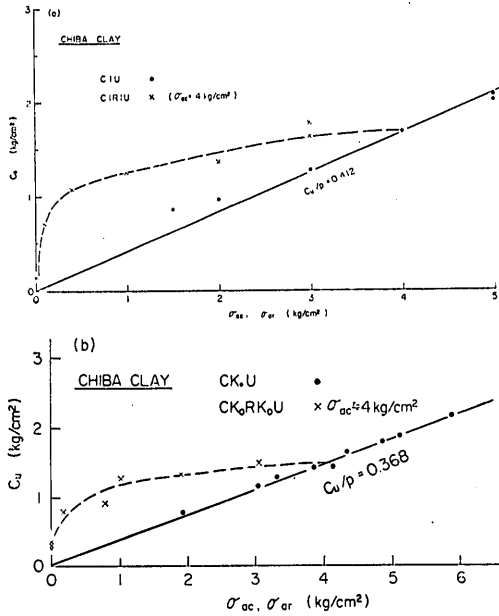


図-22 圧密と膨張による  $c_u$  の変化 (千葉粘土)

である。この場合には  $(c_u/p)$  値は **CIU** 試験におけるよりも小さい。過圧密状態における  $c_u \sim \sigma_{ar}$  の関係は **CIRIU** 試験の場合と同様に直線的ではない。

図-22 は、千葉粘土の試験結果である。**CIU** と **CK<sub>0</sub>U** 試験における  $(c_u/p)$  値の関係および過圧密状態での  $c_u \sim \sigma_{ar}$  の関係は名古屋粘土の場合と類似している。千葉粘土の **CIRIU** および **CK<sub>0</sub>RK<sub>0</sub>U** 試験においては、圧密時の圧力を  $\sigma_{a0} = 4 \text{ kg/cm}^2$  にそろえてある。ただし **CK<sub>0</sub>RK<sub>0</sub>U** 試験で  $\sigma_{a0} = 4 \text{ kg/cm}^2$  となっているのは、 $\sigma_{r0} = 2 \text{ kg/cm}^2$  の一定値に対して圧密終了時の  $\sigma_{a0}$  が必ずしも正確に  $4 \text{ kg/cm}^2$  にならなかったためである。

千葉粘土の場合には  $\sigma_{ar} = 0$  のもとでの膨張も行なっている。図-22 によれば、 $c_u$  と  $\sigma_{ar}$  の関係は  $\sigma_{ar} \rightarrow 0$  の付近でかなり変化し、とくに **CIRIU** 試験では  $c_u$  の減少が著しい。

図-23 は過圧密状態の範囲内で圧密と膨張を繰返した場合の  $c_u$  の変化状況である。図の実線は **CIU** および **CIRIU** における  $c_u$  の変化を表わしたものである。過圧密状態における圧密と膨張の繰返しには2種類の試験方法を用いている。一つは **CIRICIU** 試験で、 $4 \text{ kg/cm}^2$  の等方圧で圧密したのち  $0.2 \text{ kg/cm}^2$  の圧力のもとで膨張せしめ、次に  $1, 2, 3, 4 \text{ kg/cm}^2$  の各圧力で再圧密して  $c_u$  を求めるものである。他は **CIRICIRIU** 試験で、 $4 \text{ kg/cm}^2$  で圧密して  $0.2 \text{ kg/cm}^2$  で膨張せしめた後、 $0.5, 2.0, 4.0 \text{ kg/cm}^2$  の各圧力で再圧密し、これらを再

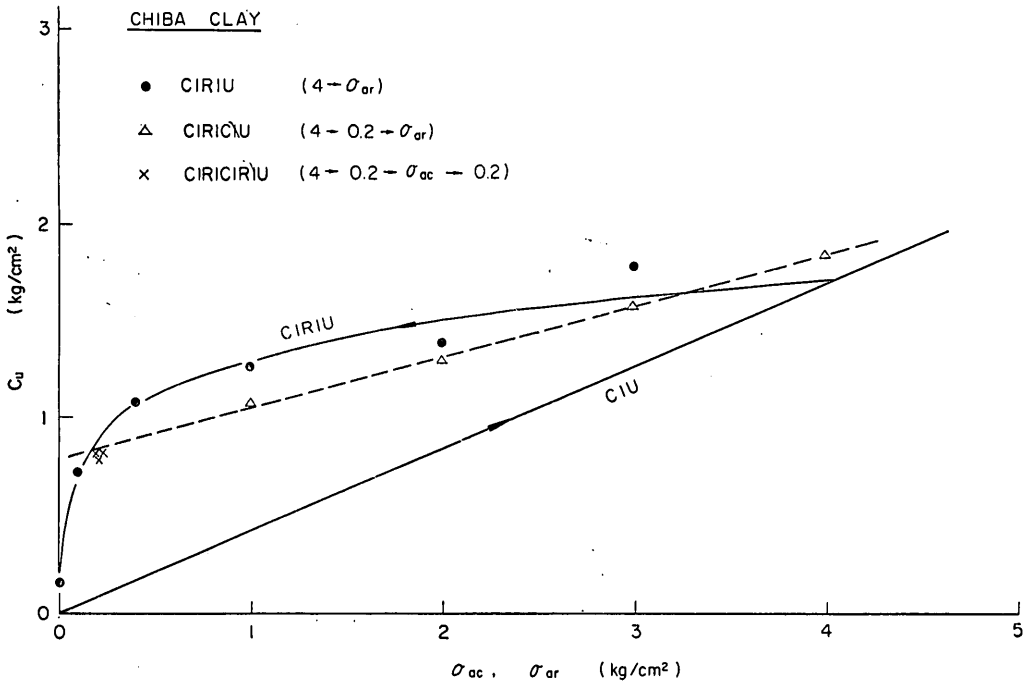


図-23 過圧密状態における圧密と膨張の繰返しの影響



び  $0.2 \text{ kg/cm}^2$  の圧力のもとで膨張せしめて  $c_u$  を求めるものである。

これらの試験の結果によれば、**CIRICIU** 試験による  $c_u$  と  $\sigma_{ac}$  は直線的関係にあり、さらに **CIRICIRIU** 試験の3つの結果は一致してしかも **CIRICIU** 試験の  $c_u \sim \sigma_{ac}$  関係の直線上にあることがわかる。すなわち、過圧密状態の範囲内においては、 $c_u$  は圧密圧または膨張圧に比例するといえる。図中の実線および点線の直線傾度は、おのおの正規圧密状態および過圧密状態における強度増加率 ( $c_u/p$ ) を表わすのであるが、この結果においては過圧密状態での ( $c_u/p$ ) 値は正規圧密の場合の約 62% となっている。

**CIRICIU** および **CIRICIRIU** 試験による圧力と  $c_u$  の関係が過圧密状態の範囲内で共通の直線で表わされるということは、過圧密土にいわゆる先行圧密圧力以下の圧力を加えて圧密すれば  $c_u$  はある程度増加するが、加えた圧力を除去して膨張せしめれば  $c_u$  は圧密前の値にもどるということである。これまで一般に受け入れられていた先行圧密圧力の概念が、弾性的状態から塑性的状態に移る一種の降伏応力に相当するものと変わってきており、これに伴って正規圧密状態は塑性圧密状態、過圧密状態は弾性圧密状態という考えに移りつつある<sup>19)</sup>。図-23 の結果によれば同様の考え方が  $c_u$  の値についてもあてはまることがわかる。すなわち正規圧密状態の場合には圧密か膨張かで  $c_u$  と圧力の関係は異なるが、過圧密状態の土では圧密と膨張における  $c_u$  と圧力の関係は可逆的である。

## 5.2 静止土圧係数と間げき圧係数

### 5.2.1 静止土圧係数 $K_0$

静止土圧係数  $K_0$  は  $K_0$  条件による圧密または膨張の終了時の有効主応力の比である。本実験においては  $K_0$  条件を満たすための軸圧と側圧の変動がなくなり、かつ過剰間げき水圧の消散を以って圧密膨張の終了としたので、圧密膨張の終了時の側圧と軸圧の比が  $K_0$  となる。

**CK<sub>0</sub>U** 試験から正規圧密状態の  $K_0$  値が測定され、**CK<sub>0</sub>RK<sub>0</sub>U** 試験からは正規圧密および過圧密状態の  $K_0$  値が求められる。これらの試験においては所定の圧密または膨張をいくつかの圧力段階に分けて行なうが、圧力段階の数に無関係に所定の圧密または膨張を24時間で行なっている。これに反して **CK<sub>0</sub>RK<sub>0</sub>** 試験においては、標準圧密試験と同様にある圧力段階で24時間経過してから次の圧力段階に移っている。この試験においては一定圧力のもとでの膨張時間も圧密と同じく24時間とした。

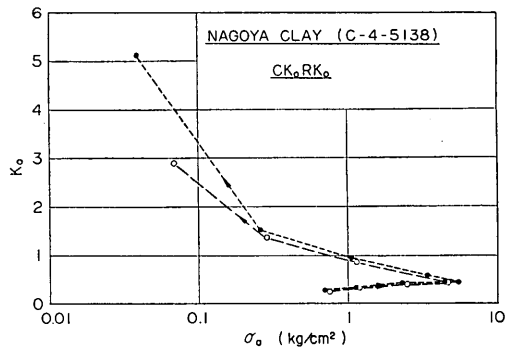


図-24  $K_0$  条件の圧密膨張における圧力段階と静止土圧係数の関係

図-24 は **CK<sub>0</sub>RK<sub>0</sub>** 試験における圧力段階と静止土圧係数の関係の一例である。この場合の○印は  $\sigma_{ac}=0.7 \text{ kg/cm}^2$  の圧力段階より始めて  $\sigma_{ac}=5 \text{ kg/cm}^2$  までを4段階で圧密した後、 $\sigma_{ar}=0.07 \text{ kg/cm}^2$  の圧力までを3段

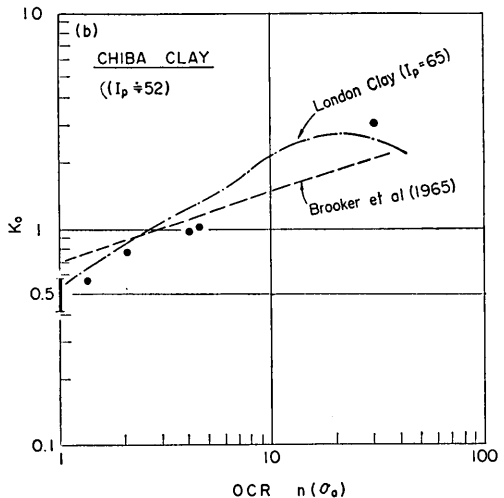
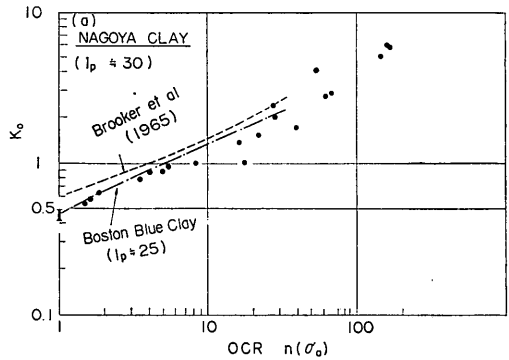


図-25 過圧密比と静止土圧係数の関係

階に分けて膨張せしめている。すなわち始めの4段階が正規圧密状態であり、後の3段階が過圧密状態となっている。この図より分るように、**CK<sub>0</sub>RK<sub>0</sub>**試験の正規圧密段階においては $\sigma_{a0}$ の増加に伴って $K_0$ の値がわずかに増大しているのが普通であった。

図-25は**CK<sub>0</sub>U**、**CK<sub>0</sub>RK<sub>0</sub>U**および**CK<sub>0</sub>R<sub>0</sub>K**試験で測定した $K_0$ 値を過圧密比に対してプロットしたものである。正規圧密状態すなわち $n(\sigma_a)=1$ に対応する測定値の数が多いので、この場合には測定値の範囲で示してある。上に述べたように**CK<sub>0</sub>RK<sub>0</sub>U**試験と**CK<sub>0</sub>R<sub>0</sub>K**試験では圧密膨張の方法が多少異なっているが、過圧密状態における $K_0$ と $n(\sigma_a)$ の関係には両者の相違が現われていない。

図-25の中の点線はBrooker等<sup>20)</sup>による $K_0$ と $n(\sigma_a)$ の測定結果である。Brooker等は $n(\sigma_a)$ と塑性指数 $I_p$ の関数として $K_0$ 値を報告しているので、その中から名古屋および千葉粘土の $I_p$ に相当する $K_0$ 値を示したものである。(a)図における鎖線はLadd<sup>21)</sup>の報告したBoston Blue Clayについての測定値であり、(b)図の鎖線はSkempton<sup>22)</sup>によるLondon Clayについての測定値である。これらの鎖線はこれまでに測定された $K_0 \sim n(\sigma_a)$ の関係の中から、 $I_p$ の値の近いものを選んだものである。これまでの測定値では $n(\sigma_a) \leq 32$ となっているが、本実験による測定 $K_0$ 値は $n(\sigma_a)$ の値にかかわらず在来の測定値より多少小さい。

正規圧密粘性土の $K_0$ については、

$$K_0 = 1 - \sin \phi' \quad \dots\dots(39)$$

なる経験式で実測値をよく説明できるとされている<sup>17)</sup>。Brooker等の研究<sup>20)</sup>によれば、式(39)は砂の場合に適用されるものであり、粘土に対しては $0.95 - \sin \phi'$ の方がよく合うとされている。

図-25の結果によれば、正規圧密状態における $K_0$ の平均値は、名古屋粘土の場合に0.46、千葉粘土では0.50である。式(39)はCIU試験の結果から $K_0$ 値を推定するためのものであるから、千葉粘土のように**CIU**と**CK<sub>0</sub>U**試験で $\phi'$ が異なる場合(主応力差最大時)には**CIU**試験の結果を用いることにすると、 $(\sigma_a - \sigma_r)_{\max}$ に対応する値を考える場合には名古屋粘土で $K_0=0.46$ 、千葉粘土で $K_0=0.38$ となる。一方、 $(\sigma'_a / \sigma'_r)_{\max}$ に対応する $\phi'$ を考えると前者で0.41、後方で0.38となる。

このように式(39)による $K_0$ 値は実測値に対して過小の値を与える傾向が見られたが、とくに本実験の場合には実測された $K_0$ と $\phi'$ の値の関係が名古屋粘土と千葉

粘土の間で式(39)と逆の傾向になっている。

### 5.2.2 間げき圧係数A

Skemptonの定義した間げき圧係数 $A$ 、 $B$ のうち、 $B$ は等方圧力の変化に対応する間げき圧変化を表わし、 $A$ はせん断応力の変化に伴う間げき圧の変化量の尺度となるものである。今回の実験に用いた試料は飽和試料であるため、 $B=1$ であった。間げき圧係数 $A$ はせん断応力の増加と共に変化し、せん断応力の最大値が現われた後はほぼ一定の値となるのが普通である。このように $A$ の値は土についての定数とは言えないので、普通はせん断破壊時の値を以てその供試体についての $A$ 値とする。

せん断に伴う間げき圧の変化は排水条件でのせん断における体積変化、すなわちダイレイタンシーと表裏一体となっているものである。このようなせん断に伴う間げき圧の変化やダイレイタンシーは、いわゆる土の構

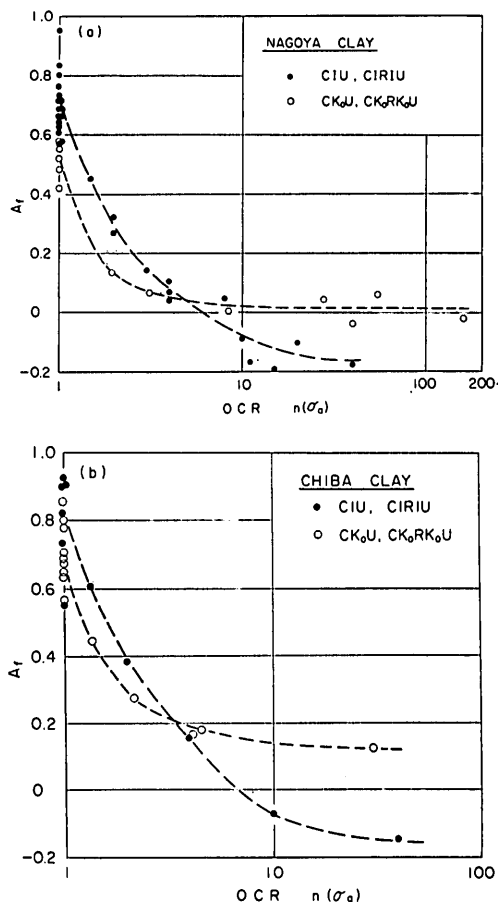


図-26 間げき圧係数Aと過圧密比の関係

造に大きく支配されることが知られている。土の構造を考える場合、圧密時の圧力の異方性と正規圧密か過圧密かの別は、ともに重要な要素とされている。これまでに報告された例によると、 $A$ の値は過圧密比の増加と共に減少する傾向があり、また同じ正規圧密状態においても圧密圧力が等方的か異方的かによってその値が異なることが知られている<sup>17)</sup>。

図-26は破壊時の間げき圧係数  $A$  と過圧密比の関係を示したものである。この図によれば  $A$  の値は圧密圧力の異方性と過圧密比の両者の組合わせでかなり変化することがわかる。名古屋粘土と千葉粘土の CIU 試験による  $A$  の平均値が、おのおの 0.70 および 0.81 であるのに対して、CK<sub>0</sub>U 試験による値は 0.51 および 0.71 といういずれの場合にも小さくなっている。

過圧密比の増加とともに  $A$  の値は減少するが、CIRIU 試験と CK<sub>0</sub>RK<sub>0</sub>U 試験とは過圧密状態の  $A$  値の変化状況が明らかに異なっている。すなわち、CIRIU 試験においては  $n(\sigma_a) > 6.5$  に対して  $A < 0$  となるのに反し、CK<sub>0</sub>RK<sub>0</sub>U 試験の場合には過圧密比が増大しても  $A \geq 0$  となっている。いかえれば、CIRIU 試験の場合には負の間げき水圧が発生することがあるが、CK<sub>0</sub>RK<sub>0</sub>U 試験の場合には一般的には負の間げき水圧は発生しない

といえる。等方圧力による圧密膨張においては  $A = a(1/n) + b$  の形、異方圧力の場合には、 $A = a(1/n)^2 + b$  の形で測定結果が説明されるようである。ここに  $a$  および  $b$  は実験定数である。

### 5.3 圧縮過程における応力とひずみの関係

圧縮過程において測定される応力とひずみの関係は、主応力差 ( $\sigma_a - \sigma_r$ ) と軸ひずみの関係である。ここでは主応力差と軸ひずみの関係に対する圧密圧力の異方性と過圧密比の影響を調べてみよう。

図-27は千葉粘土についての ( $\sigma_a - \sigma_r$ ) と軸ひずみ  $\epsilon$  の関係である。ここでは比較の便宜上、等方圧および異方圧のいずれの場合も圧密時の軸圧  $\sigma_{ac}$  が 4 kg/cm<sup>2</sup> のもののみを描いてある。(a)図は CIU, CIRIU 試験、(b)図は CK<sub>0</sub>U, CK<sub>0</sub>RK<sub>0</sub>U 試験の結果であるが、この両者に共通していえることは、過圧密比の増大とともに圧縮破壊時の軸ひずみが大きくなること、および過圧密比の増大とともに ( $\sigma_a - \sigma_r$ )  $\sim \epsilon$  曲線の初期の傾度が小さくなることである。また (a)図と (b)図を比較すると、正規圧密または過圧密比の小さい場合には CK<sub>0</sub>U および CK<sub>0</sub>RK<sub>0</sub>U 試験の方が破壊時の軸ひずみが小さい。以上のことは今回の実験において見られた一般的傾向である。

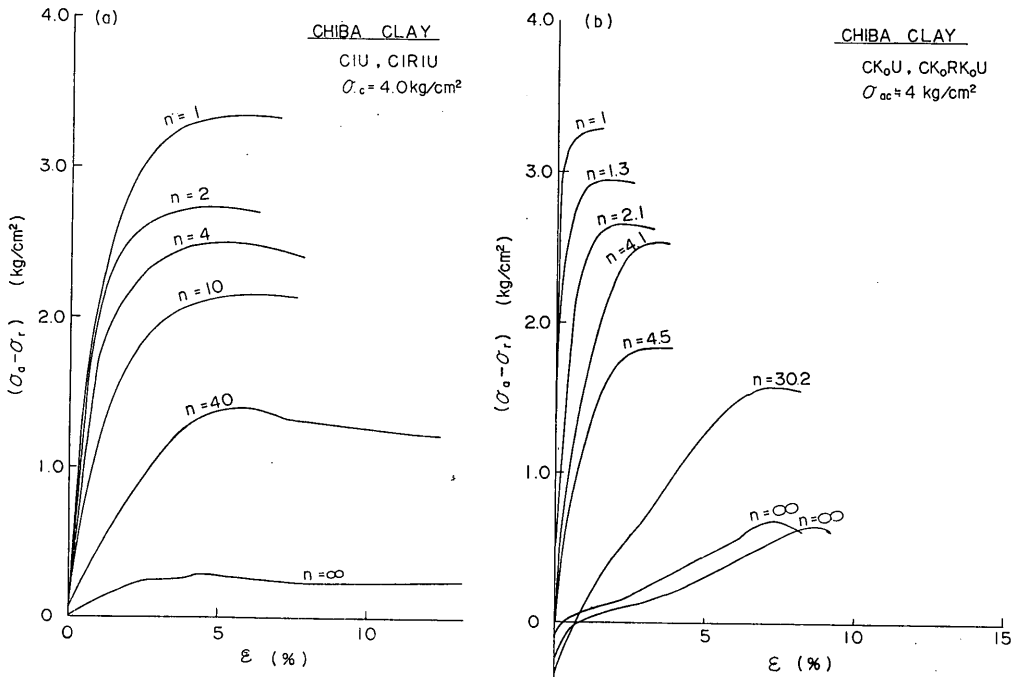


図-27 圧縮過程における応力とひずみの関係

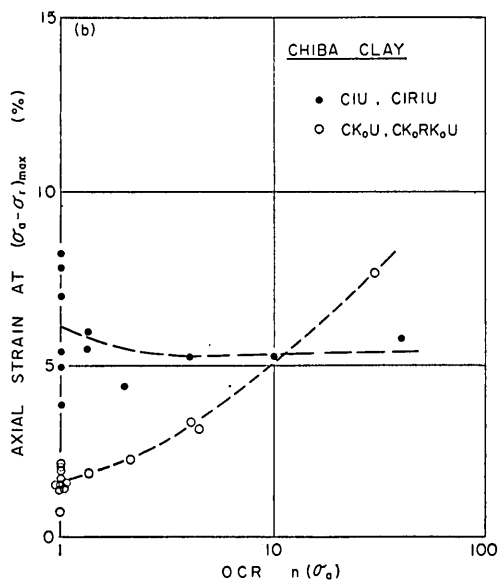
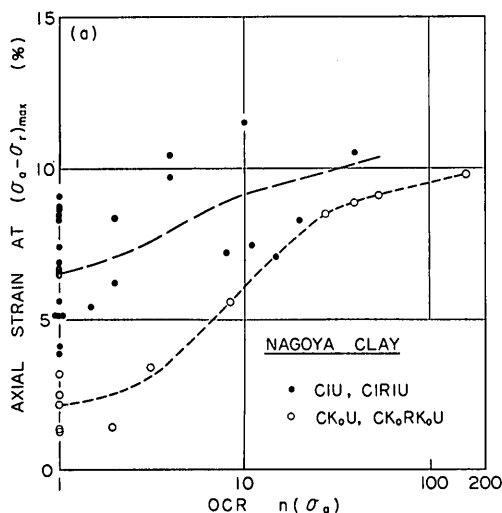


図-28 圧縮破壊時の軸ひずみと過圧密比の関係

図-28 は  $(\sigma_a - \sigma_r)_{max}$  に対応する軸ひずみと過圧密比の関係を示したものである。図中の点線はプロット群の大略の傾向を示すために描いたものである。上に述べた軸ひずみと過圧密比の一般的関係が、このプロットによって明らかに認められよう。ただし (b) 図における CIU および CIRIU 試験の結果は他と多少異なっており、過圧密比の増大に伴う軸ひずみの増大が明らかでない。

圧縮試験における応力～ひずみ曲線、すなわち主応力差と軸ひずみの関係を表わす曲線の初期傾度は一般に正割係数  $E_{50}$  を以って示される。この  $E_{50}$  は文字通りの

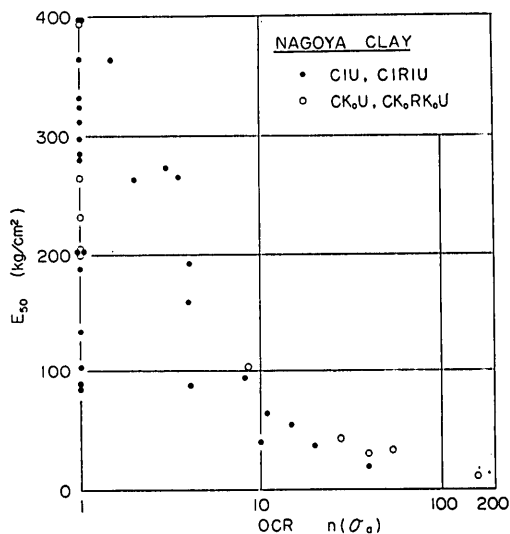


図-29  $E_{50}$  と過圧密比の関係

初期傾度ではなく、 $(\sigma_a - \sigma_r) \sim \epsilon$  曲線において応力が  $(\sigma_a - \sigma_r)_{max}/2$  に当る点と原点を結ぶ直線の傾度である。図-29 は名古屋粘土について  $E_{50}$  と過圧密比の関係をプロットしたものである。ただし今回の試験では圧縮開始時に  $(\sigma_a - \sigma_r) = 0$  となる場合があるので、一般的な  $E_{50}$  の決め方としては、 $\epsilon = 0$  における  $(\sigma_a - \sigma_r)$  に対応する点と、 $\Delta(\sigma_a - \sigma_r) = \frac{1}{2} \Delta(\sigma_a - \sigma_r)_{max}$  に対応する点を結ぶ直線の傾度とした。

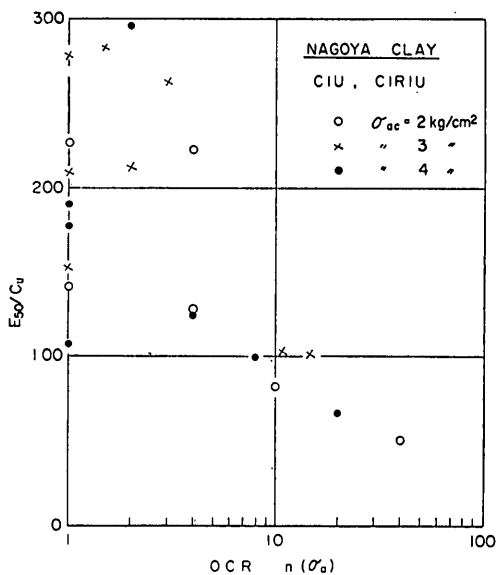


図-30  $E_{50}/C_u$  と過圧密比の関係

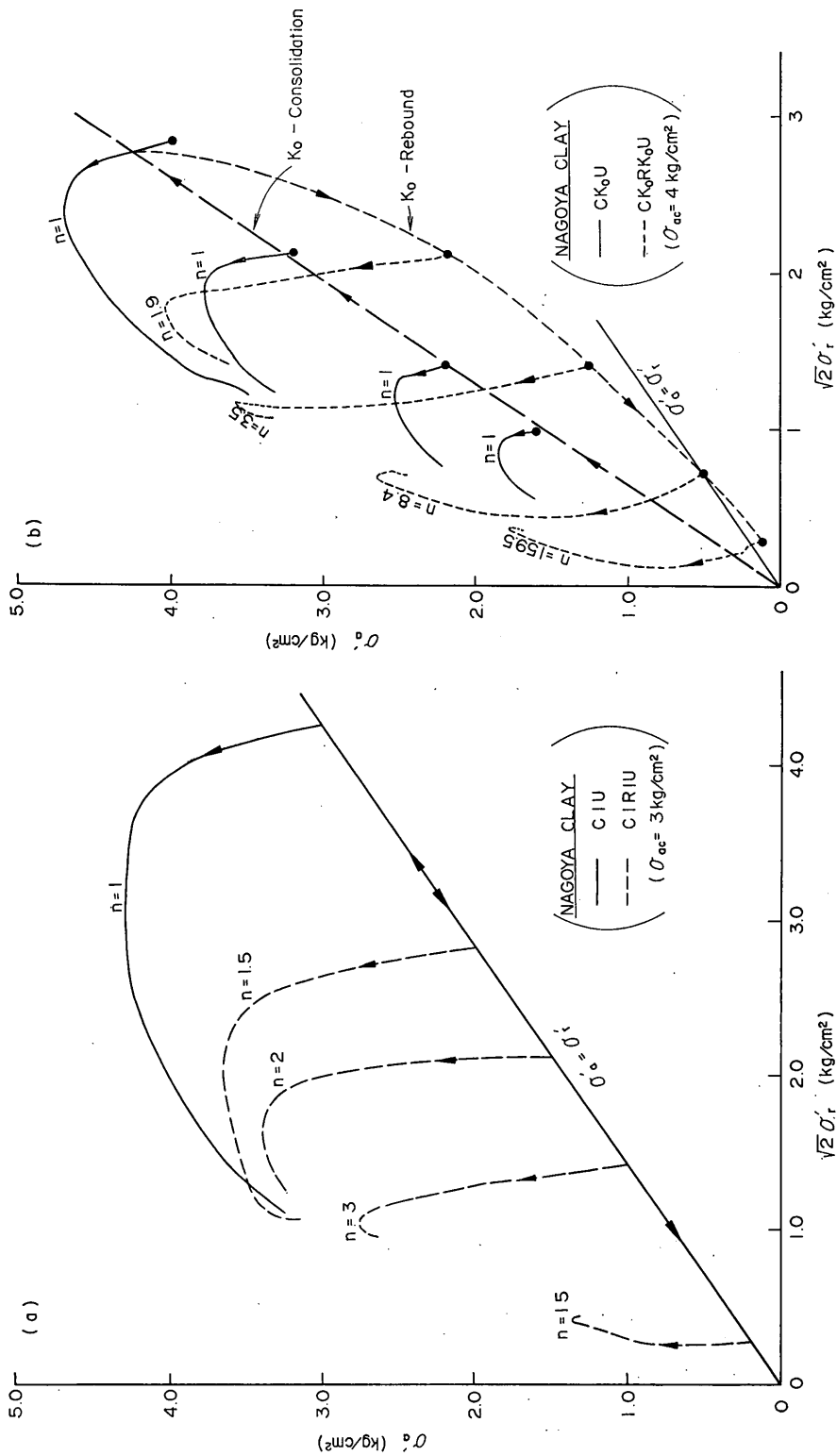


図-31 レンデュリックの応力経路図

図-29 においては、 $n(\sigma_a)=1$ 、すなわち正規圧密状態の場合には  $E_{50}$  の値はかなりばらついている。しかし CIRIU および CK<sub>0</sub>RK<sub>0</sub>U 試験のいずれにおいても、過圧密比の増加とともに  $E_{50}$  は減少する傾向を示している。このような傾向は千葉粘土においても同様であった。

飽和粘性土の非排水圧縮試験において、 $E_{50}$  と  $c_u$  の比、 $E_{50}/c_u$  は一つの土について定数に近いといわれている<sup>28)</sup>。しかしこの説は自然地盤の調査結果に基づくもので、一つの粘性土試料について圧密や膨張を行なった場合についての一般的説明ではない。図-30 は名古屋粘土の CIU および CIRIU 試験における  $E_{50}/c_u$  を過圧密比に対しプロットしたものである。正規圧密状態における  $E_{50}/c_u$  の値がかなりばらついている。この図では  $\sigma_{ao}=2, 3, 4 \text{ kg/cm}^2$  の場合のみを示してあるが、他の  $\sigma_{ao}$  についてのデータを合わせてみると、 $E_{50}/c_u$  は  $\sigma_{ao}$  の増大とともに多少その値が小さくなる傾向が認められる。

$E_{50}/c_u$  と過圧密比の関係は図-30 のものが代表的であり、 $n(\sigma_a) \approx 2$  付近で極大となり、 $n(\sigma_a)$  の増大とともに減少している。

圧縮過程における有効主応力  $\sigma'_a$ 、 $\sigma'_r$  の変化状況はレンデュリックの応力径路図<sup>16)</sup>を用いて表わすのが便利である。図-31 は名古屋粘土の場合の応力径路を描いたものである。(a)図は CIU、CIRIU 試験の場合、(b)図は CK<sub>0</sub>U および CK<sub>0</sub>RK<sub>0</sub>U 試験の場合のおのおのにおける代表的な応力径路を示す。非排水せん断試験における応力径路の形は間げき圧の発生状況によって変化する。(a)図において  $n(\sigma_a)=15$  の場合の応力径路の終点の横座標が出発点よりも右に来ているが、これは  $\sigma_r =$  一定の条件においては負の間げき水圧が発生していることを示すものである。

#### 5.4 圧密膨張試験による $\lambda$

3.4 で述べたように、 $n \sim \lambda$  の関係が土について固有のものであれば、Hvorslev の強度定数に関連した等価圧密圧力  $\sigma'_e$  の扱いが容易になる。ここに  $n$  は過圧密比である。 $\lambda$  は  $e \sim \log p$  曲線において、最大圧密圧力に対応する点とある  $n$  値に対応する点とを結ぶ直線の傾度、すなわち膨張指数  $C_s$  と、圧縮指数  $C_c$  の比である。この  $n \sim \lambda$  の関係を調べるために、名古屋粘土に対して一連の圧密膨張試験を行なった。

試験の種類は圧密リングを用いる標準圧密試験と、三軸圧縮試験機による CIRI および CK<sub>0</sub>RK<sub>0</sub> 試験である。

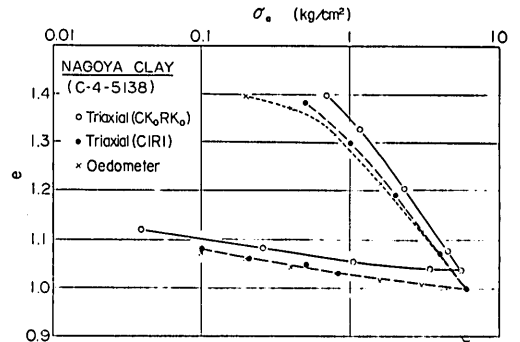


図-32 圧密膨張試験における  $e \sim \log \sigma_a$  の関係の一例

圧密および膨張の各段階の時間はすべて24時間としている。最大圧密圧力 ( $\sigma_{ao}$ )<sub>max</sub> および膨張時の過圧密比を種々に変えた試験を行なっているが、( $\sigma_{ao}$ )<sub>max</sub> = 6 kg/cm<sup>2</sup> の場合の3種類の試験による  $e \sim \log \sigma_a$  曲線を図-32に示す。

これらの試験結果の整理に用いる過圧密比としては、軸圧に関するもの  $n(\sigma_a)$  と平均主応力に関するもの  $n(\sigma_m)$  の2つが考えられる。標準圧密試験においては

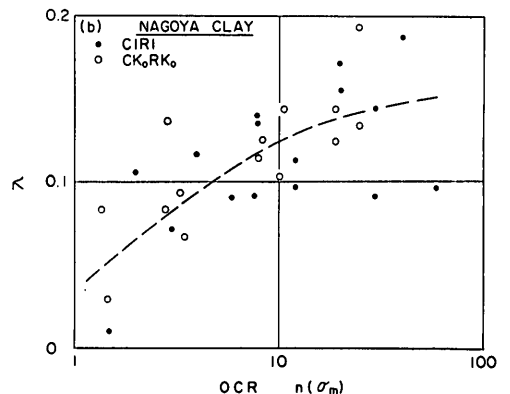
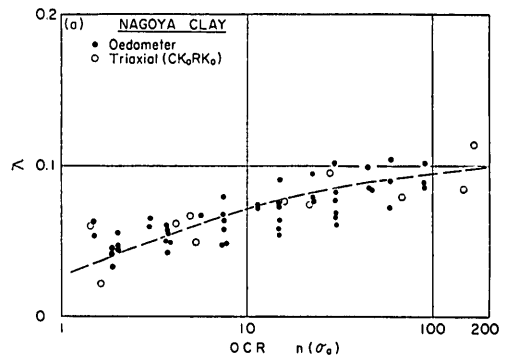


図-33 過圧密比と  $\lambda$  の関係

$\sigma_r$  の値が不明のため  $n(\sigma_m)$  を求めることができないが、CIRI および  $CK_0RK_0$  試験においては  $\sigma_a$  と  $\sigma_r$  の値が分っているので 2 種類の過圧密比を求めることができる。

試験結果によって  $\lambda$  と  $n$  をプロットしたものが図-33 である。(a) 図は標準圧密試験および  $CK_0RK_0$  試験の結果から  $\lambda \sim n(\sigma_a)$  のプロットを行なったものである。この図によれば、プロットした点はかなりのばらつきを示しているが、一般的な  $n(\sigma_a) \sim \lambda$  の関係が試験の種類によって異なるという傾向は認められない。図中の破線は平均的な  $n(\sigma_a) \sim \lambda$  の関係を表わすものである。

(b) 図は CIRI および  $CK_0RK_0$  試験の結果から  $n(\sigma_m) \sim \lambda$  のプロットをしたものである。試験の種類が異なっても、平均主応力に関する過圧密比を考えれば、両者における  $n(\sigma_m) \sim \lambda$  の関係は特に相違しているとは思われない。図中の破線は平均的な  $n(\sigma_m) \sim \lambda$  の関係を表わすものである。この図における  $n \sim \lambda$  の関係は、3.6 の記号に従えば  $n' \sim \lambda'$  の関係ということになる。

以上の結果から、 $K_0$  条件の圧密膨張においては試験の種類によらずに固有の  $n(\sigma_a) \sim \lambda$  の関係が定まり、三軸試験機による圧密膨張試験においては圧力の異質性に無関係に固有な  $n(\sigma_m) \sim \lambda$  の関係が求められるといえよう。いかえれば、標準圧密試験および  $CK_0RK_0$  試験による  $e \sim \log \sigma_a$  曲線の形と、CIRI および  $CK_0RK_0$  試験による  $e \sim \log \sigma_m$  曲線の形はおおの相似であるといえる。

三軸圧縮試験機による CI および  $CK_0$  試験において、正規圧密状態における  $e \sim \log \sigma_m$  曲線が一致することはすでに Herkel 等によって報告されている<sup>15)</sup>。しかし、図-33 に示したような  $n \sim \lambda$  関係の存在は、 $e \sim \log \sigma$  関係の一般化を過圧密領域にまで拡大する可能性を示唆していると思われる。

### 5.5 Hvorslev の強度定数の決定

Hvorslev の強度定数を求めるには、3.3 で述べたように、正規圧密および種々の過圧密状態にある供試体の非排水圧縮試験の結果から  $(\sigma_a - \sigma_r)_f / 2\sigma_e'$  と  $\sigma_{rf} / \sigma_e'$  のプロットを行なう。 $\sigma_e'$  は等価圧密圧力である。これらのプロット点を通る直線の切片と傾度を求めれば、有効摩擦角  $\phi_e$  と粘着力係数  $\kappa$  は式 (13) によって計算される。

等価圧密圧力  $\sigma_e'$  は正規圧密状態においては  $\sigma_{ao}$  に等しい。圧力  $\sigma_{ao}$  で圧密した後、 $\sigma_{ar} = \sigma_{ao} / n$  で膨張した過圧密状態においては、 $\sigma_e'$  は式 (17) によって計算さ

れる。

$$\sigma_e' = \sigma_{ao} / n^{\lambda'} \quad \dots\dots (17)$$

前節で示したように  $\lambda$  の実測値には多少のばらつきはあるが、標準圧密試験機および三軸試験機による  $K_0$  条件の圧密膨張においては土に固有の  $n(\sigma_a) \sim \lambda$  の関係が決まり、三軸試験機による等方圧力および  $K_0$  条件の圧密膨張でも同じく固有の  $n(\sigma_m) \sim \lambda$  の関係が決まると考えてよい。したがって、CIU および CIRIU 試験の結果については  $n(\sigma_m) \sim \lambda$  の関係を用いて式 (17) から  $\sigma_e'$  を求めることができ、 $CK_0U$  および  $CK_0RK_0U$  試験の場合には  $n(\sigma_m) \sim \lambda$  および  $n(\sigma_a) \sim \lambda$  の 2 つの関係を適用して  $\sigma_e'$  を計算することができる。ただし  $CK_0U$  および  $CK_0RK_0U$  試験で  $n(\sigma_m)$  を考える場合には、3.6 の記号に従って、 $n' \sim \lambda'$  の関係から、

$$\sigma_e' = \sigma_{m1} / n'^{\lambda'} \quad \dots\dots (31)$$

と表わされる。 $\sigma_{m1}$  は正規圧密状態における平均主応力である。

図-34 は、CIU および CIRIU 試験の結果による  $(\sigma_a - \sigma_r)_f / 2\sigma_e'$  と  $\sigma_{rf} / \sigma_e'$  のプロットである。 $\sigma_e'$  を求めるための  $n \sim \lambda$  関係としては図-33 (b) のものを用いている。図中の○印は正規圧密状態の場合で、Hvorslev の規準によれば同じ位置に集まるべきものであるが、試験の誤差によってこのようなばらつきを示していると思われる。図中の実線はこれらのプロットに対して最小自乗法で決めたもので、この直線の切片と傾度から同図に

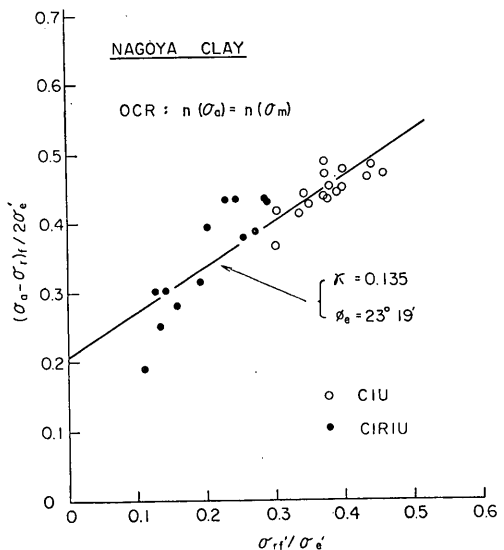


図-34 CIU および CIRIU 試験の結果による  $\kappa$  と  $\phi_e$  の決定

圧密および膨張による飽和粘土のせん断強度の変化

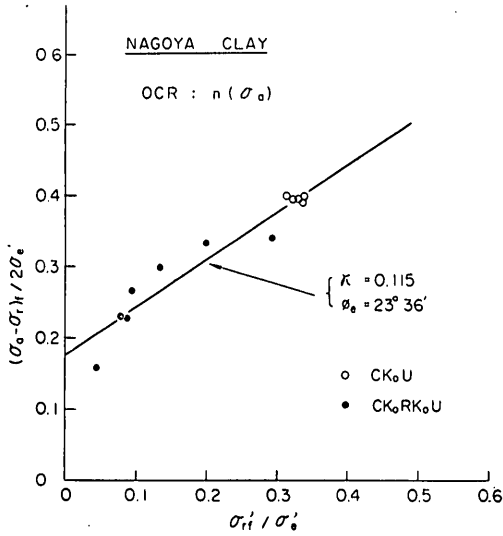


図-35 CK<sub>0</sub>U および CK<sub>0</sub>RK<sub>0</sub>U 試験の結果による  $\kappa$  と  $\phi_e$  の決定:  $n(\sigma_a)$  を考える場合

示すような  $\kappa$  と  $\phi_e$  が得られた。

図-35 は CK<sub>0</sub>U および CK<sub>0</sub>RK<sub>0</sub>U 試験結果について、 $\sigma_a$  に関する過圧密比による  $n \sim \lambda$  の関係、すなわち図-33(a) の  $n \sim \lambda$  関係を適用したものである。図-36 は同じく CK<sub>0</sub>U および CK<sub>0</sub>RK<sub>0</sub>U 試験結果に対して、 $\sigma_m$  に関する過圧密比による  $n' \sim \lambda'$  の関係、すなわち図-33(b) の  $n \sim \lambda$  関係を適用した場合の  $\kappa$  と  $\phi_e$  の決

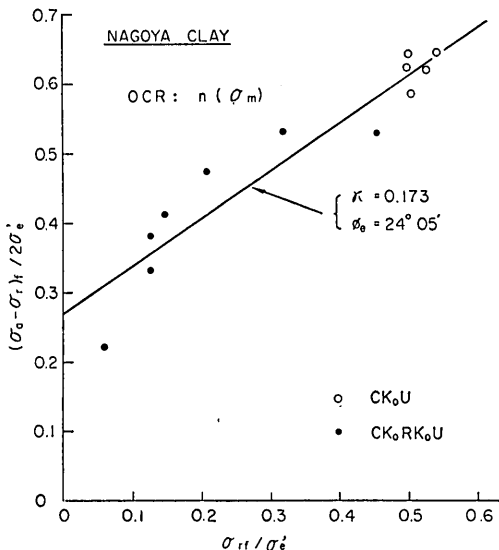


図-36 CK<sub>0</sub>U および CK<sub>0</sub>RK<sub>0</sub>U 試験の結果による  $\kappa$  と  $\phi_e$  の決定:  $n(\sigma_m)$  を考える場合

定を示したものである。

図-34~36 で求めた  $\kappa$  と  $\phi_e$  の値はそれぞれ異なっている。 $\phi_e$  の値は  $23^\circ 19' \sim 24^\circ 05'$  の範囲で変化しているに過ぎないが、 $\kappa$  の値の変動の範囲は  $0.115 \sim 0.173$  とかなり大きい。とくに図-36における  $\kappa = 0.173$  は、一般に  $\kappa$  の範囲が  $0 \sim 0.13$  といわれている<sup>34)</sup>ことを考えると過大であるといえよう。図-34~36 の3つの場合について  $\kappa$  と  $\phi_e$  の値を比較すると、CIU および CIRIU 試験結果について  $n(\sigma_m = \sigma_a) \sim \lambda$  の関係を適用した場合と、CK<sub>0</sub>U および CK<sub>0</sub>RK<sub>0</sub>U 試験結果に  $n(\sigma_a) \sim \lambda$  の関係を適用したものが比較的似ており、後者に対して  $n(\sigma_m) \sim \lambda'$  の関係を適用したものが特に異なっているといえよう。すなわち、おのおの試験で直接に求められる過圧密比を考えたものが比較的近い値を示し、異方圧力を等方圧力に換算して求めた過圧密比を用いる場合の値がかけ離れている。

図-34~36 の結果を以って、 $\kappa$  と  $\phi_e$  は圧力の異方性に影響されると直ちに結論することはできない。今回行なった  $\kappa$  と  $\phi_e$  の決定は  $n \sim \lambda$  の関係という新しい考え方によったものであり、しかも実測された  $n \sim \lambda$  の関係がかなりのばらつきを示していたからである。これまでのところでは Hvorslev の強度定数と圧力の異方性の関係は報告されていないが、今回得られた結果のうちとくに  $\kappa$  については圧力の異方性の影響を受ける可能性を示しているように思われる。 $n \sim \lambda$  の関係の検討とともに今後の研究課題となろう。

Hvorslev の強度定数を決定する場合に最も問題となるのは等価圧密圧力  $\sigma_e'$  の決定である。これまでよく用いられた方法としては、圧密非排水および膨張非排水せん断を行なって各供試体の含水比または間げき比を測定し、 $e \sim \sigma$  または  $w \sim \sigma$  のプロットから  $\sigma_e'$  を求めるものがある。この方法は含水比や間げき比の制御のできる人工調整試料の場合にはよいが、自然試料の場合にはかなり一様と思われるものでもこのような目的に対しては含水比や間げき比の値の変動が大きい。

Noorany と Seed<sup>35)</sup> は間げき比の等しい2個の供試体から1組の  $c_e$  と  $\phi_e$  を求める方法を提案している。すなわち初期状態の等しい2個の供試体を同じ条件で圧密した後、1個は直ちに非排水せん断を行なう。他の供試体については圧密終了後に非排水条件のままですり圧を除去した後に適当な拘束圧を加えて非排水せん断を行なう。この2個の供試体の間げき比は圧密後の値のままであるから等しいものと思われるが、後者の供試体では拘



東圧除去の影響でせん断中の有効応力状態が変化するため、有効応力に関するモールの応力円における破壊応力円の位置と大きさが異なってくる。 $c_e$  と  $\phi_e$  はこの2つの応力円に対する包絡線から求められる。この Noorany 等の方法の欠点は、2つの破壊応力円が比較的接近した位置にあるため包絡線決定の精度が十分でないことである。

奥村<sup>26)</sup>の提案した方法は1個の供試体から  $c_e$  と  $\phi_e$  を求めるものである。すなわち、圧密非排水せん断において圧縮破壊が認められたら除荷を行ない、再圧縮をする。この除荷と再圧縮を繰返すと供試体は乱されて圧縮強度が低下する。 $c_e$  と  $\phi_e$  はこのような一連の試験による破壊応力円に対する包絡線から求められる。

今回の実験においては Noorany と Seed の方法は用いなかったが、奥村の方法によって圧縮過程における除荷と再圧縮を行なってみた。具体的には一連の繰返し試験における破壊時の  $(\sigma_a' + \sigma_r')/2$  と  $(\sigma_a' - \sigma_r')/2$  をプロットした点を結ぶ直線から  $c_e$  と  $\phi_e$  を求めるのであるが、図-37 に示すように三軸試験で実施可能な繰返し数は限られており、その範囲内では包絡線を決定する精度は満足すべきものではなかった。またおのおのの繰返し試験結果によるプロット点を結ぶ線の群は比較的狭い帯状領域に入り、この帯状領域は過圧密状態における

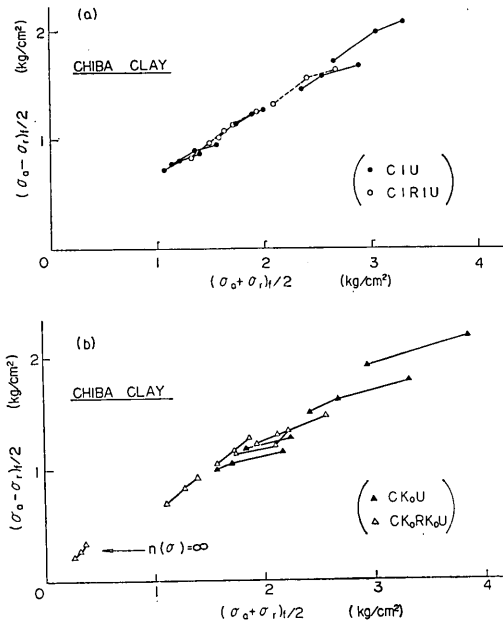


図-37 繰返し圧縮試験における  $(\sigma_a' + \sigma_r')/2$  と  $(\sigma_a' - \sigma_r')/2$  の関係

$c'$  と  $\phi'$  を決めるための線群の属する領域とほぼ一致していることが認められた。

繰返し試験においては繰返し数の増加と共に試料が乱されるため、一連の試験による破壊包絡線が上に凸な曲線となる傾向がある。この原因の1つとしては試料が乱されて土の構造が変化するということが考えられる。しかし土の構造との関連については、正規圧密と過圧密の状態の間ですでに異なっており、そのために Hvorslev の強度定数は土についての基本的な定数でないということが指摘されている<sup>27)</sup>。

今回の実験において Hvorslev の強度定数を求めたのは、3 に述べたような解析において土の密度の影響を表わす定数を用いる必要があったためで、ここではその物理的意味の検討は目的としない。しかし今後とも土の強度特性の検討にはこの Hvorslev の強度定数が利用されると思われるので、この定数の重要性は学問的興味に止まるものではないと思われる。

## 6. 実験結果の考察

### 6.1 圧密による $c_u$ の増加

#### (1) 圧密圧力の異方性と $c_u/p$ 値

飽和粘性土の圧密非排水せん断試験の目的は、圧密による  $c_u$  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定数  $c'$ 、 $\phi'$  を求めることの2つである。圧密による  $c_u$  の増加割合  $c_u/p$  値は、圧密工法による地盤改良において重要な指数となるものである。

CIU 試験および CK<sub>0</sub>U 試験から直接に求められる  $c_u/p$  値は、図-38 に示すように、CIU 試験においては  $\sigma_o = \sigma_{rf}$  と  $c_u = (\sigma_a - \sigma_r)/2$  のプロット、CK<sub>0</sub>U 試験においては  $\sigma_{oc}$  と  $c_u = (\sigma_a - \sigma_r)/2$  のプロットをして、これらのプロット点を通る直線の傾度から  $c_u/p = \tan \theta$  とするものである。正規圧密状態においては図-38 に示すように  $\sigma \sim c_u$  の関係を表わす直線は原点を通ることが一般に認められている。

今回の実験結果からこのようにして求めた  $c_u/p$  の値を表-2 に示す。CIU 試験による  $c_u/p$  は CK<sub>0</sub>U 試験

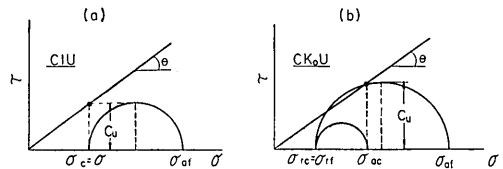


図-38 圧密圧力と  $c_u$  の関係

表-2  $(\sigma_a - \sigma_r)_f / 2\sigma_{ao}$  と考えた  $c_u/p$  の実測値

試料	試験	CIU	CK <sub>0</sub> U
名古屋粘土		0.456	0.394
千葉粘土		0.412	0.368

によるものより大きい、これは当然予想されることである。すなわちここでは  $c_u/\sigma_{ao}$  を考えているが、CIU 試験の圧密時の平均圧力は同じ軸圧による CK<sub>0</sub>U 試験の圧密時のものより大きいからである。

自然地盤における一次元的圧密では圧力は異方的であり、鉛直圧力  $p_v$  に対して水平圧力は静止土圧係数  $K_0$  (正規圧密状態では  $K_0=0.5$ ) を用いて  $p_h=K_0p_v$  と考えられている。したがって実際問題に適用する  $c_u/p$  値を求めるには、CK<sub>0</sub>U 試験を行なって図-38(b) のように考えるべきものであろう。しかし現在のところでは CK<sub>0</sub>U 試験は特殊試験とされており、常にこの試験を実施することは困難と思われる。そこで実施容易な CIU 試験から図-38(a) のようにして  $c_u/p$  を求め、その値から CK<sub>0</sub>U 試験による値を推定する方法が確立されれば便利である。

CIU 試験による  $c_u/p$  値から CK<sub>0</sub>U 試験における値を推定するには、両者の  $c_u/p$  値の間に何らかの関係が見出されていればよい。上に示した結果によれば、 $(c_u/p)_{CK_0}$  と  $(c_u/p)_{CIU}$  の比は名古屋粘土で 0.86、千葉粘土では 0.89 となっている。粘性土の  $c_u/p$  値に対しては塑性指数  $I_p$  の値がかなり影響するといわれているが<sup>17)</sup>、 $c_u/p$  値の比と  $I_p$  の関係を求めるには、さらに多くの実測結果を集積する必要があるであろう。

これまでに報告された例においても、CIU 試験による  $c_u/p$  値は CK<sub>0</sub>U 試験によるものより大きい、その比較検討の中で圧密に要する時間の相違が論じられている。たとえば Henkel と Sowa<sup>18)</sup> の実験においては、CIU 試験における圧密は 24 時間程度で終了するのに対して、 $K_0$  条件の圧密では連続的に圧力を制御する方式によったため一週間程度を要しており、この時間の相違による土粒子間の固結作用の進行程度の差などが考えられたのである。しかし今回の実験では圧力の加え方に多少の相違はあるにしても、CIU および CK<sub>0</sub>U の両試験における圧密時間はともに 24 時間であり、 $c_u/p$  値に対する圧密時間の影響は入っていないと思われる。

過圧密状態における  $c_u/p$  値については、千葉粘土に

ついて等方圧力を考えた場合の実験を行なっている。図-23 に示した結果によれば、過圧密状態における  $c_u/p$  値は正規圧密状態の値の 62% となっている。一般に過圧密状態の  $c_u/p$  値は正規圧密状態のものに比して小さいことは認められているが、CIU と CK<sub>0</sub>U の各試験における  $c_u/p$  値の比が正規圧密と過圧密の状態で等しいか否かは不明である。すなわち圧密膨張後に再圧密した場合の静止土圧係数、したがってそのときの平均圧密圧力と CIU 試験の場合の平均圧密圧力との関係が不明なためである。

## (2) 試料の乱れに対する考察

実際問題で  $c_u$  値を用いる場合には、一軸圧縮試験を行なって  $c_u=q_u/2$  とするのが普通である。飽和粘土の  $c_u$  値は試料の乱れによって減少することが知られているが、とくに一軸圧縮強度  $q_u$  はこの乱れの影響を強く受けるといわれている。試料採取から室内せん断試験に至る過程において試料を乱す要因としては、ボーリング孔の掘削、サンプルチューブの挿入およびチューブよりの試料の引き抜き、実験室までの運搬における衝撃および供試体作製時の乱れなどである。 $c_u$  の減少は直接的または機械的な乱れによってもたらされるのみならず、地中で受けていた拘束圧を除去することによっても  $c_u$  の減少が生ずることが確められている<sup>14,28)</sup>。したがっていかに試料採取の方法や機械を改良しても、文字通りの不攪乱試料を得ることは不可能なのである。

3.1 の図-2 で説明したように、モールクーロンの規準からすれば、圧縮破壊時の応力円の半径を以って  $c_u$  とすることは危険側の誤差を与えるものである。しかし一軸圧縮試験の供試体は上述のようにある程度の強度減少が避けられないことから、 $c_u=q_u/2$  の仮定が普通に行なわれているのである。これに反して圧密非排水せん断試験においては試料に乱れを与える要因は存在しない。したがってこの試験より求めた  $c_u/p$  値は、自然地盤における圧密において  $q_u$  値の測定結果から推定する  $c_u/p$  値よりも大きいことが予想される。

このように実際問題で測定される  $c_u/p$  値は圧密非排水せん断試験による値より小さいと思われるが、これまでの  $\phi_u=0$  法による安定解析で実績のあったものが  $c_u=q_u/2$  と仮定した場合が多いことを考えると<sup>29)</sup>、圧密非排水せん断試験による  $c_u/p$  値を試料の乱れに対して補正する必要があると思われる。

これまでに報告された例によれば<sup>10)</sup>、いわゆる“乱さない試料”の  $c_u$  値と種々の方法で推定した真の  $c_u$  値

の比はかなりの範囲で変化がある。これは試料採取における個人的な技術の差など偶発的な要素によって乱れの程度が変化することからみて当然と思われる。したがって現在のところでは、圧密非排水せん断試験による  $c_u/p$  値を試料の乱れに対して補正する一般的な方法は確立されるに至っていない。

直接に試料の乱れを補正する目的ではないが、3.1の図-2に関連して、CIU試験結果から  $c_u/p$  値を求める方法が三笠によって提案されている<sup>80)</sup>。この方法は本来三軸試験と一面せん断試験における  $c_u/p$  値を統一的に考えるためのものである。一面せん断試験においてはせん断面に働く直圧力は圧密時もせん断時も等しい。これに対応して三軸試験の場合を考えるには、供試体に発生する圧縮破壊面の傾度を知り、破壊面上の直圧力(全応力)が圧密時と等しくなるような位置にモールの破壊応力円を描く必要がある。このように描いたモールの破壊応力円から、上に述べた圧密時の直圧力とそれに対応して応力円から決まるせん断応力を考えて  $c_u/p$  値を求めるのである。しかしこの方法では圧縮破壊面の傾度を調べることが実用上の難点となるので、簡便法として圧密時と破壊時の平均主応力が等しくなるような位置にモール円を描く。

図-39(a)を参照して、CIU試験における圧密時の平均主応力(全応力)は  $\sigma_{ac} = \sigma_{rc} = \sigma_c$  である。一方、破壊時の平均主応力は  $\frac{1}{3}(\sigma_{af} + 2\sigma_{rf}) = \sigma_{rf} + \frac{1}{3}(\sigma_{af} - \sigma_{rf})$  となり、普通の試験では  $\sigma_{rf} = \sigma_{rc} = \sigma_c$  なることから、モールの破壊応力円の直径の1/3点に対応する  $\sigma$  の値が平均主応力になる。したがって図中に実線で描いたような応力円を直径の1/3だけ左に移して、点線で描く応力円を破壊応力円と考える。このときの  $c_u/p$  は、 $\sigma = \sigma_c$  とそれに対応してモールの応力円から決まるB点のせん断応力との比として求められる。この場合、B点に相当するせん断応力はモール応力円の半径の94%となるから、

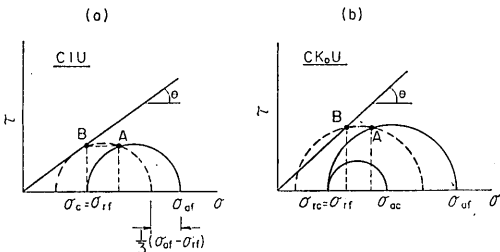


図-39 平均主応力一定のせん断を仮定した場合の圧密圧力と  $c_u$  の関係

図-38(a)に示した方法で求めた  $c_u/p$  値の94%がこの方法による  $c_u/p$  値となる。

この三笠の方法を  $CK_0U$  試験の場合に適用してみよう。図-38(b)の実線の小円は圧密終了時の応力円で、実線の大きい円が破壊時のものである。圧密終了時の平均主応力は  $\frac{1}{3}(\sigma_{ac} + 2\sigma_{rc}) = \frac{1}{3}(\sigma_{ac} + 2K_0\sigma_{ac})$  であるが、 $K_0 = 0.5$  とすると  $\sigma_{mc} = \frac{2}{3}\sigma_{ac}$  となる。したがって上の方法をそのまま適用すれば、図-39(b)の点線の応力円のように、直径の1/3点が  $\sigma = \frac{2}{3}\sigma_{ac}$  の位置にくるよう破壊応力円を描き、 $\sigma = \frac{2}{3}\sigma_{ac}$  とそれに対応するせん断応力(B点)とから  $c_u/p$  値を求めることになる。この方法による  $c_u/p$  値を図-38(b)の方法による  $c_u/p$  値と比較すると、 $\sigma = \sigma_{ac}$  の代わりに  $\sigma = \frac{2}{3}\sigma_{ac}$  を考えたことによって50%増大し、破壊応力円の1/3点を考えたことで6%減少するので、結局41%だけ大きく見積ることになる。

6.1(1)で示したように、図-38に示す方法で求めた  $(c_u/p)_{CK_0U}$  は  $(c_u/p)_{CIU}$  の86~89%となっている。しかし、ここで説明した三笠の方法を機械的に  $CK_0U$  試験結果に適用すれば、 $(c_u/p)_{CK_0U}$  の値は  $(c_u/p)_{CIU}$  の129~134%と逆に大きくなる。

Henkel と Sowa<sup>15)</sup> は、圧密終了時の平均主応力と含水比の関係は圧力の異方性にかかわらず一致するが、同じ含水比になった粘土の  $c_u$  は  $K_0$  圧密の場合の方が大きいことを報告している。上に示した計算結果もこれと同じ傾向を示すものである。したがって、地盤に適用する  $c_u/p$  値を求めるために、平均主応力一定のせん断を仮定する三笠の方法は一般性を特たないといえよう。

以上のような考察から、現在の段階で考えられる  $c_u/p$  値の簡便推定法としては、 $(c_u/p)_{CK_0U}$  と  $(c_u/p)_{CIU}$  の関係と試料の乱れに対する補正の意味でモール応力円の直径の1/3点のせん断応力を考えて、

$$c_u/p = (c_u/p)_{CIU} \times 0.94 \times 0.86 = 0.8(c_u/p)_{CIU}$$

とすればよいであろう。

### (3) 有効応力に関する強度定数による $c_u/p$ 値の計算

3で述べたように有効応力に関する強度定数を用いて  $c_u$  を表わすことができる。それらを正規圧密状態における  $c_u/p$  の形でまとめれば次のようになる。

$$c_u/\sigma_{ac} = \frac{\{K_0 + A(1 - K_0)\} \sin \phi'}{1 + (2A - 1) \sin \phi'} \quad \dots\dots(7')$$

表-3  $c_u/p$  の計算値

		名古屋粘土	千葉粘土
CIU	実測値	0.456	0.412
	式(7')	0.441	0.446
	式(24')	0.440	—
CK <sub>0</sub> U	実測値	0.394	0.368
	式(7')	0.388	0.379
	式(24')	0.395	—

$$c_u/\sigma_{ac} = \frac{\kappa \cos \phi_e + (K_0 + A(1 - K_0)) \sin \phi_e}{1 + (2A - 1) \sin \phi_e} \dots\dots(24')$$

これらの式による  $c_u/p$  値の計算結果を表-3に示す。ここで用いた諸定数は、土の種類と試験の種類に応じて5で求めた値である。千葉粘土の場合には実測値と計算値の相違が大きいが、名古屋粘土の場合にはかなりよい一致を示している。

6.2 膨張による  $c_u$  の減少

膨張による  $c_u$  の減少程度を表すには、図-40を参照して、過圧密状態の  $c_{un}$  とそれに対応する正規圧密状態の  $c_{u1}$  から  $c_u$  比として  $c_{un}/c_{u1}$  を求め、 $c_u$  比と過圧密比の関係を調べるのが便である。

図-41、図-42は図-18の結果から  $c_u$  比と過圧密比をプロットしたものである。この両図のプロットは実験結果から直接求められるものである。これらの結果によれば、 $c_u$  比と過圧密比の関係はかなりばらついているが、 $\sigma_{ac}$  の値によってその関係が異なるという傾向は認められない。これらの図で見られるように、プロットされた点群が比較的狭い領域に入っていることから、むしろ  $c_u$  比は過圧密比のみの関数であると言えよう。同図中に描いた2本の曲線は式(25)による  $c_u$  比の計算値を示した

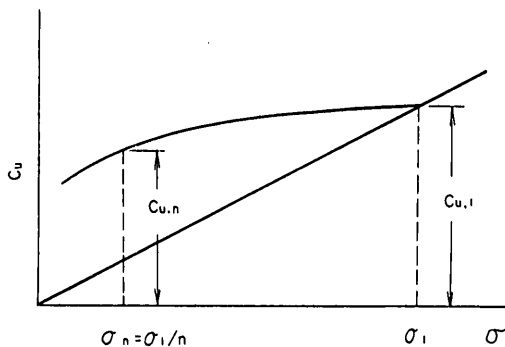


図-40  $c_u$  比のキイスケッチ

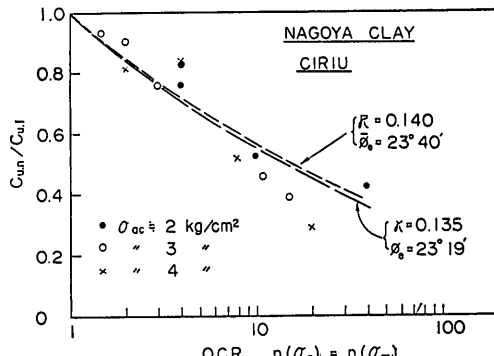


図-41 CIRIU 試験における  $c_u$  比と  $n(\sigma_a = \sigma_m)$  の関係 (名古屋粘土)

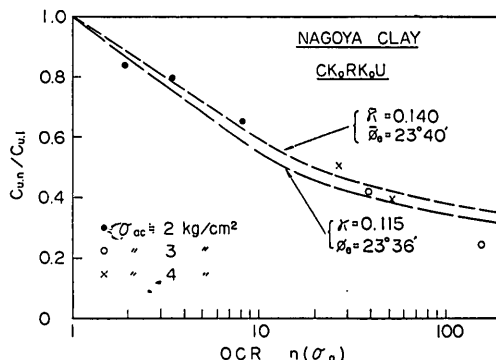


図-42 CK<sub>0</sub>RK<sub>0</sub>U 試験における  $c_u$  比と  $n(\sigma_a)$  の関係 (名古屋粘土)

ものである。ここに用いた Hvorslev の定数  $\kappa$  と  $\phi_e$  は、各試験に直接対応する過圧密比を考慮して図-34、35で求めた値であり、 $\bar{\kappa}$  と  $\bar{\phi}_e$  は名古屋粘土に対して求めた3種類の  $\kappa$  と  $\phi_e$  の平均値である。とくに図-42におい

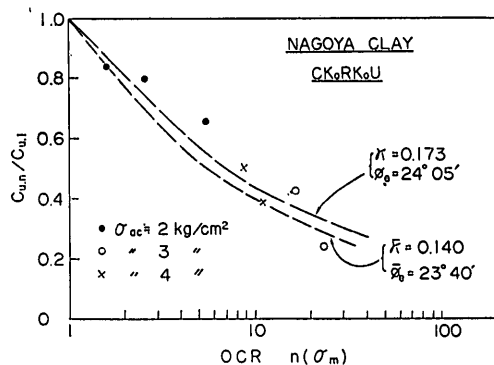


図-43 CK<sub>0</sub>RK<sub>0</sub>U 試験における  $c_u$  比と  $n(\sigma_m)$  の関係 (名古屋粘土)

ては、 $c_u$  比の計算値が実測値とよい一致を示している。

図-43 は名古屋粘土の  $CK_0RK_0U$  試験結果について、 $c_u$  比と  $n(\sigma_m)$  の関係を描いたものである。前図と同様にかんがりのばらつきはあるが、 $\sigma_m$  に換算した過圧密比を考えた場合でも、 $c_u$  比と  $n$  の関係は  $\sigma_{ac}$  の大きさに無関係のように見える。この場合の  $c_u$  比の計算値は  $n(\sigma_a)$  を考えた場合に比して測定結果との一致が悪い。

図-44 は名古屋粘土の  $CIRIU$  および  $CK_0RK_0U$  試験の全部の結果を  $c_u$  比と  $n(\sigma_m)$  の関係でプロットしたものである。この結果に関する限り、 $c_u$  比と  $n(\sigma_m)$  の関係は圧力の異方性や圧密圧力の大きさに無関係に土に対して固有なものであるといえよう。図中に描いた破線は  $c_u$  比と  $n(\sigma_m)$  の大略の関係を示したものである。

図-45 は千葉粘土の  $CK_0RK_0U$  試験の結果から、 $c_u$  比と  $n(\sigma_a)$  をプロットしたものである。この場合には

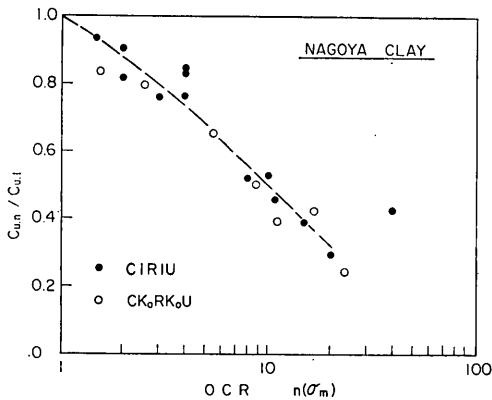


図-44  $CIRIU$  および  $CK_0RK_0U$  試験における  $c_u$  比と  $n(\sigma_m)$  の関係 (名古屋粘土)

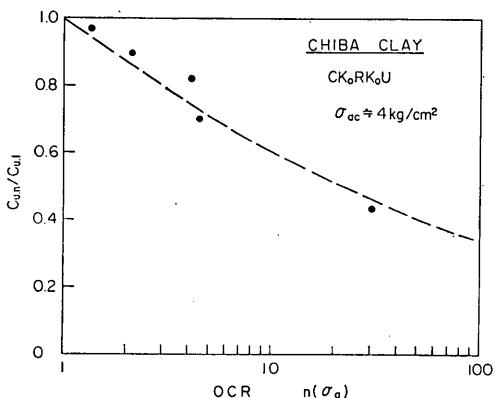


図-45  $CK_0RK_0U$  試験における  $c_u$  比と  $n(\sigma_a)$  の関係 (千葉粘土)

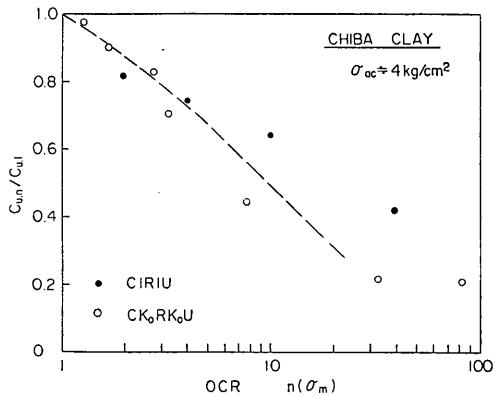


図-46  $CIRIU$  および  $CK_0RK_0U$  試験における  $c_u$  比と  $n(\sigma_m)$  の関係 (千葉粘土)

$\sigma_{ac} \approx 4 \text{ kg/cm}^2$  となっているので、 $\sigma_{ac}$  の大きさの影響を見ることはできないが、同図に破線で描いた  $c_u$  比と  $n(\sigma_a)$  の大略の関係は図-42の  $c_u$  比と  $n(\sigma_a)$  の関係と極めて近い。

図-46 は千葉粘土の  $CIRIU$  および  $CK_0RK_0U$  試験の結果を  $n(\sigma_m)$  でまとめたものである。この図によれば、名古屋粘土の場合と異なり、圧力の異方性によって  $c_u$  比と  $n(\sigma_m)$  の関係が異なっている。図中に破線で描いた曲線は全プロットに対して平均的な  $c_u$  比と  $n(\sigma_m)$  の関係の傾向を示すためのものであるが、この曲線は図-44の曲線とほとんど一致している。

図-47 は、以前に実施した  $CIRIU$  試験<sup>12)</sup> と今回の試験の結果をまとめたものである。この図において千葉粘土だけが他と異なった  $c_u$  比となっているが、図-46に示した結果を考えれば実用上すべての曲線は一致する

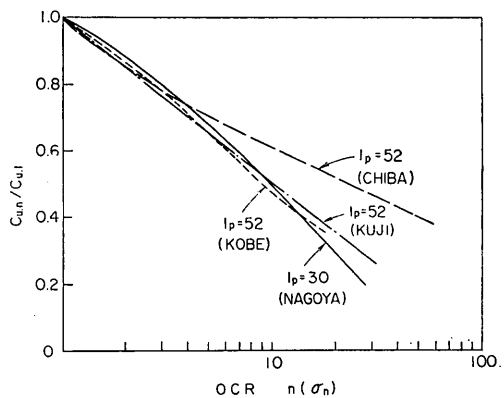


図-47  $CIRIU$  試験における  $c_u$  比と  $n(\sigma_m)$  の関係の比較

圧密および膨張による飽和粘土のせん断強度の変化

といえる。すなわち、図-47の結果に関する限り、 $I_p=30\sim 50$ の粘土では CIRIU 試験における  $c_u$  の減少割合は等しいといえる。

名古屋粘土についての試験結果によれば、膨張による  $c_u$  の減少割合と  $n(\sigma_m)$  の関係は等方圧力の場合と  $K_0$  条件の場合とで一致する。図-47によればこの  $c_u$  比  $\sim n(\sigma_m)$  の関係は  $I_p=30\sim 50$ の粘土に対して共通のように思われる。一方、図-25(a)によれば粘土の静止土圧係  $K_0$  数  $n(\sigma_a)$  との関係も、土の種類によって著しく変化することはないように思われる。これらのことを勘案すれば、実施の容易な CIRIU 試験の結果のみを用いて自然地盤における  $c_u$  比  $\sim n(\sigma_a)$  の関係を推定することは可能であると考えられる。さらに精度を犠牲にするならば、図-47の結果のみを用いてもある程度の推定はできよう。

7. 実 例

実際の工事において荷重除去を行なう場合に、膨張による  $c_u$  値の変化を調べた例は少ない。以下に説明する例はわが国で実施されたこの種の調査工事の最初のものであろうと思う<sup>31)</sup>。

この調査は防波堤のケーソン撤去工事に関連して行なわれたものである。図-48(a)に示すように、この防波堤はサンドドレーンで改良を行なった粘土地盤の上に施工された混成堤である。(b)図は撤去したケーソンとボーリング地点を示すものであるが、荷重領域の大きさとボーリングの位置からみて、地中での応力状態はほぼ二次元的であると考えてよいであろう。

ケーソンを撤去してからボーリング調査を行なった時点までの時間間隔は、サンドドレーンによる圧密度が98%に達する時間に相当するものであった。ケーソン荷重による圧密が終了したときの  $q_u$  値の深度分布と、

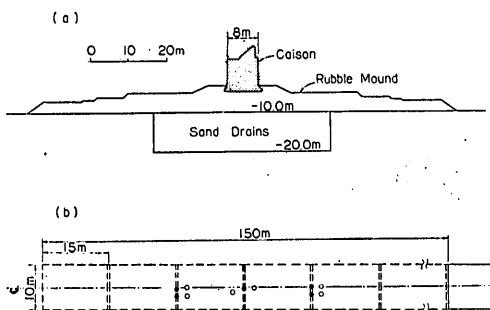


図-48 防波堤断面および平面図

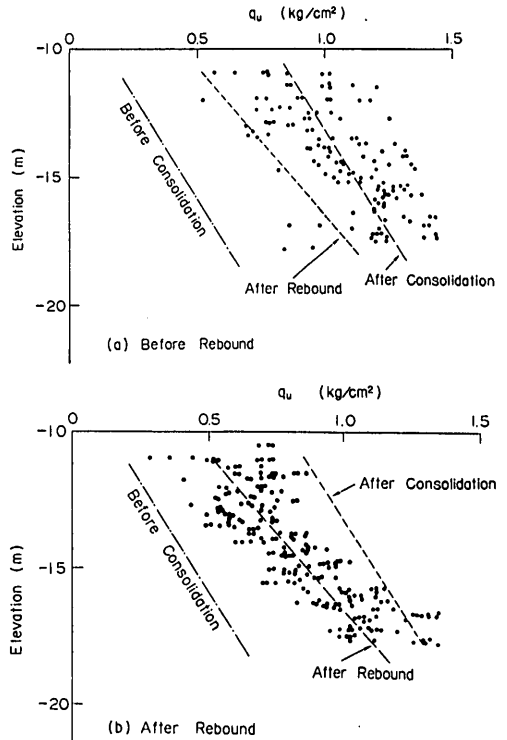


図-49 膨張前後の  $q_u$  の深度分布

ケーソンの撤去による膨張がほぼ終了したときの  $q_u$  値の深度分布をまとめて描いたものが図-49である。(a)図は膨張前の  $q_u$  値であり、破線は平均的な  $q_u \sim z$  の関係を示すものである。同図中の鎖線は原地盤の  $q_u$  値を表わし、点線は膨張後の  $q_u \sim z$  の平均的分布を表わすものである。(b)図は膨張後の  $q_u \sim z$  の関係を描いたもので、この図の点線は(a)図の破線と同じものである。

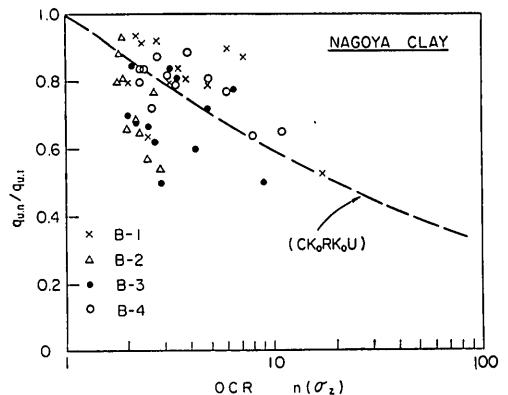


図-50  $q_u$  比と過圧密比の関係

各ボーリング孔において、 $q_u \sim z$  の関係がかなりばらついているが、膨張によって  $q_u$  値が減少したことは明らかである。

図-50 は  $q_u$  の減少比を地中の鉛直圧に関する過圧密比に対してプロットしたものである。この場合、膨張前後の  $q_u$  値の比較は深度と場所の近いものを選んで行ない、過圧密比を求めるための有効鉛直土かぶり圧  $\sigma_z$  の値はブーシネスクの解によって求めた。この防波堤の基礎地盤の粘土の性質は本実験で使用した名古屋粘土のものとはほぼ等しいものと考えられているが、図中に描いた破線曲線は図-42 に示した測定結果から描いた  $c_u$  比  $\sim n(\sigma_a)$  の関係を表わすものである。図-50 のプロットはかなりの範囲にばらついているが、平均的にみた  $q_u$  比と  $n(\sigma_z)$  の関係は  $CK_0RK_0U$  試験による  $c_u$  比  $\sim n(\sigma_a)$  の関係に近いといえよう。

### 8. 計算例

今回の研究の目的は、飽和粘性土の長期安定問題に対

して、 $c_u$  の減少を考えて  $\phi_u=0$  法を適用することである。ここでは例題によって  $c_u$  比  $\sim n$  の関係の適用法を説明しよう。

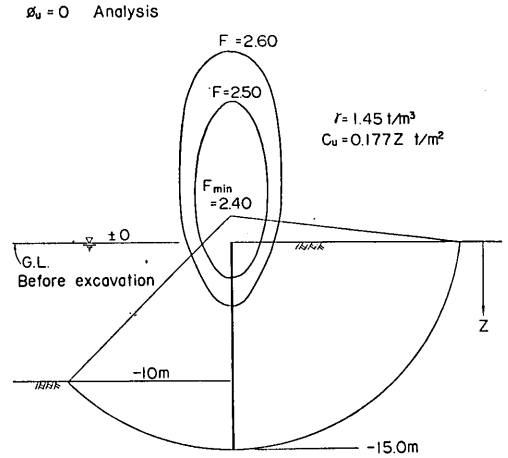


図-51  $c_u$  の減少を考えない場合の安定解析

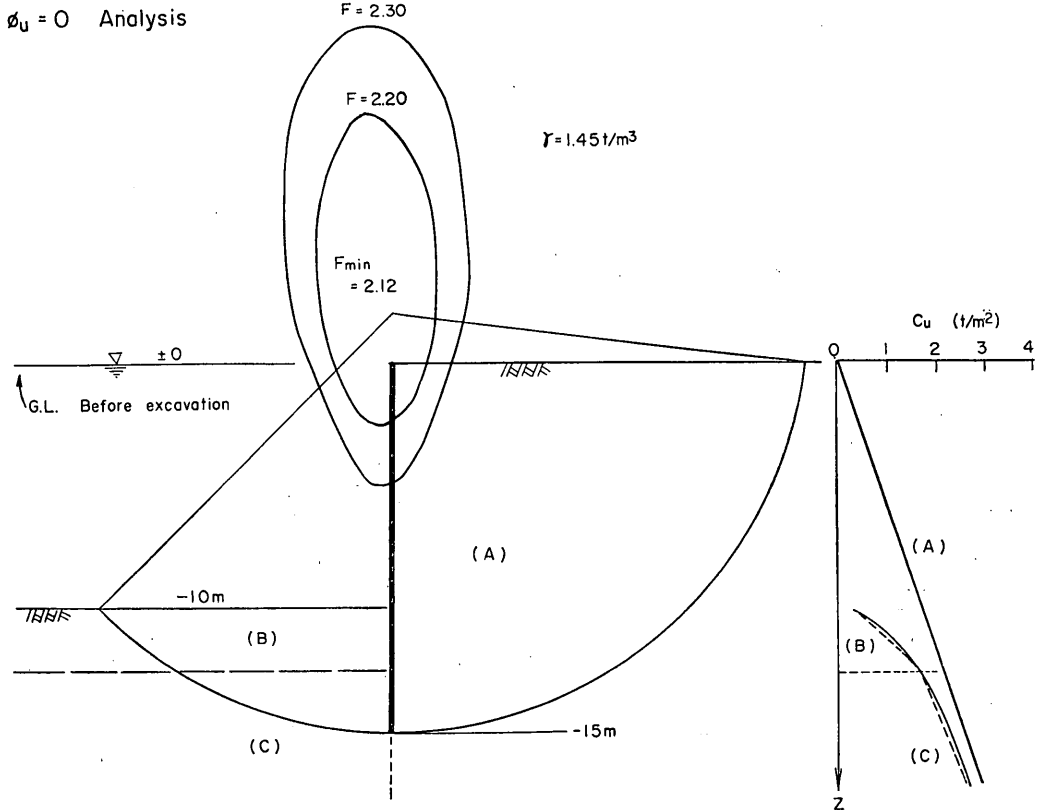


図-52 膨張による  $c_u$  の減少を考えた場合の安定解析

圧密および膨張による飽和粘土のせん断強度の変化

図-51 に示すように、飽和粘土地盤に剛な矢板壁を設けて前面を掘削した場合を考える。ここで考える粘土の性質は本実験で用いた名古屋粘土と等しいものとし、原地盤における  $c_u$  の深度分布は  $CK_0U$  試験による  $c_u/\sigma_{av}$  の値と粘土の単位体積重量から決めた。すべり面は円形とし、矢板壁下端を通るもののみについて安定解析を行った。図-51 に示す安定解析は掘削による  $c_u$  の減少がないとした場合、すなわち掘削前後の状態に対応するものである。

図-52 は矢板壁前面の粘土が膨張して  $c_u$  が減少したと考えた場合の安定解析である。簡単のため矢板壁背後の粘土は膨張しないものと仮定している。矢板壁前面の  $c_u$  の深度分布を求めるには、ある深度における掘削前後の有効土かぶり圧  $\sigma_z$  の比から  $n(\sigma_z)$  として過圧密比を計算し、図-42 の測定結果から決めた平均的な  $c_u$  比  $\sim n(\sigma_a)$  の関係から対応する  $c_u$  比を読み取る。掘削前のある深度における  $c_u$  値にこの  $c_u$  比を乗じて、膨張後の  $c_u$  値が得られる。その結果、図中の実線曲線のような  $c_u$  の深度分布を得たが、計算の便利のため  $B$  と  $C$  の2つの領域のおおのど破線で描いたような直線分布に置換えている。この安定解析によって、掘削直後の  $F_{min}=2.40$  が膨張終了時には  $F_{min}=2.12$  と減少したことが分る。

図-53 は有効応力に関する強度定数  $c', \phi'$  を考えて解析を行なった結果である。この場合にも矢板壁前面のみが過圧密状態になるものと考え、 $c'$  の値は  $CIRIU$  試験

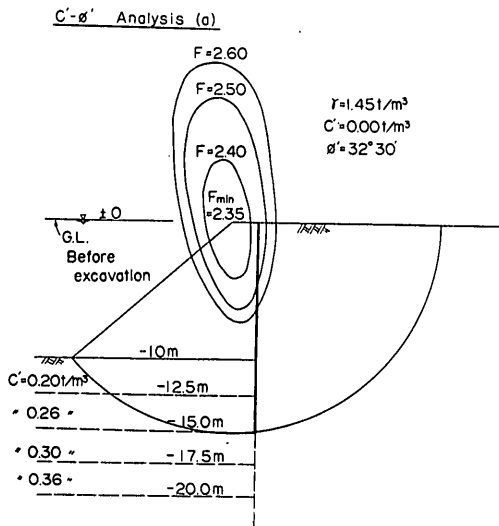


図-53 過圧密状態の  $c', \phi'$  を考えた安定解析

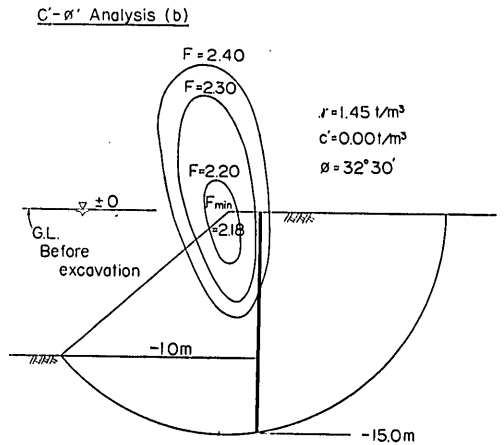


図-54  $c'=0$  と仮定した安定解析

の結果による  $\sigma_{av} \sim c'$  の関係から推定した。 $c'$  の値は本来は深度に対して連続的に変化するものと考えられるが、計算の便利のために段階的な深度分布としたものである。安定計算は Bishop の方法によって行ない、間げき水圧としては静水圧を考えている。

図-54 は同じく有効応力による安定解析の結果であるが、ここでは過圧密領域においても  $c'=0$  と仮定している。このような仮定は安全側のものとして実際問題で採用されているが、かなり不経済になるといわれている。図-53 と比較すると、 $c', \phi'$  を考えた場合の  $F_{min}=2.35$  が、 $c'=0$  としたために  $F_{min}=2.18$  に減少している。

図-54 で考えた条件は掘削直後のものに対応しないことに注意を要する。 $c'=0$  という条件は正規圧密状態に対応するものであるが、 $c'-\phi'$  法で掘削直後の安定解析を行なうためには掘削直後に発生する負の過剰間げき水圧を考えねばならない。ただしこの負の過剰間げき水圧の大きさや分布を知ることは実用上不可能である。

以上の安定解析結果を実際問題との関連で検討する場合に、2つの事項に留意せねばならない。一つは  $\phi_u=0$  法の解析で考えた  $c_u$  値が過大なことである。この場合の  $c_u$  は  $CK_0U$  試験の結果に基づくものであるが、試料の乱れのために、実際に  $c_u=q_u/2$  として  $c_u$  を求める場合には 20% 程度の減少を考慮する必要がある<sup>10)</sup>。この影響を考えれば、 $c_u$  が全体的に 80% に減ずるとして実際に求められると推定される安全率は、図-51, 52 のおのおの場合において、 $F_{min}=2.40 \times 0.8=1.92$  および  $F_{min}=2.12 \times 0.8=1.70$  となる。

他の問題点は安定解析方法の相違によって計算された安全率の値が異なるということである。粘土地盤にお



る破壊の実例に対して  $\phi_u=0$  法と Bishop の  $c'-\phi'$  法を適用して比較を行なった例はないが、一般的にいえば今回の  $\phi_u=0$  法で用いたスウェーデン法と Bishop 法とでは、常に Bishop 法による安全率の方が大きい。砂と粘土からなる地盤における破壊例についての検討によれば、スウェーデン法による  $F_{min}$  の方が実用上の破壊規準の  $F_{min}=1.0$  に近い<sup>32)</sup>。

以上のことから考えて、ここに示した例では、掘削直後に  $F=1.9$  であったものが膨張によって  $F=1.7$  に減少したとするのが最も実際のであろうと思われる。 $\phi_u=0$  法は実際の計算が簡単であるという利点を持ち、わが国の港湾工事で広く採用されているものであることから、長期安定問題に対しても  $c_u$  の減少を推定して  $\phi_u=0$  法を適用してよいと考える。

ここに示したような掘削の場合には、矢板壁周辺部分の地中応力は複雑に変化し、その結果  $c_u$  の減少割合も  $CK_0RK_0U$  試験の場合とは異なることが考えられる。すなわち、今回の実験には含まれていない主応力の方向の変化の影響が予想される。しかしこの問題は  $c'-\phi'$  法においても同様であり、主応力の大きさおよび方向の変化に対応する  $c'$  の値の変化については分っていない。

## 9. 結 論

本報告における結論をまとめれば次のようである。

- (1) バックプレッシャーを用いない圧密非排水せん断試験より求められる  $\phi'$  の値は、 $(\sigma_a - \sigma_r)_{max}$  および  $(\sigma'_a / \sigma'_r)_{max}$  のおのおのの規準に対して、圧密圧力の異方性に無関係に決まる。
- (2) バックプレッシャーを用いた圧密非排水せん断試験においては、 $(\sigma_a - \sigma_r)_{max}$  の判定規準に対する  $\phi'$  の値は圧密圧力の異方性の影響を受けるが、 $(\sigma'_a / \sigma'_r)_{max}$  を考える場合の  $\phi'$  は圧密圧力の異方性に無関係に決まる。この後者の  $\phi'$  の値は CIU 試験において  $(\sigma_a - \sigma_r)_{max}$  に対応する  $\phi'$  に等しい。
- (3) 粘土の非排水せん断強度  $c_u$  は膨張によって減少するが、膨張時の平衡拘束圧と  $c_u$  の関係は直線的でない。とくに拘束圧が 0 に近づくにしたがい  $c_u$  の減少割合は大きくなる。
- (4) 過圧密状態の範囲内で圧密と膨張を行なえば  $c_u$  は増減するが、この場合の圧力変化と  $c_u$  の変化は可逆的かつ直線的である。
- (5) 本実験の結果によれば、静止土圧係数の経験式  $K_0 = 1 - \sin \phi'$  における  $K_0$  と  $\phi'$  の大小関係は逆転し

ている。

- (6)  $CK_0RK_0U$  試験における間げき圧係数は  $A \geq 0$  であるのに対して、CIRIU 試験では  $n(\sigma_a) > 6.5$  において  $A < 0$  となった。
- (7)  $CK_0U$  試験における圧縮破壊時の軸ひずみは CIU 試験の場合のものより小さい。また過圧密比が増大すればこの軸ひずみはほぼ一定値を保つかまたは増大する。
- (8) 正割係数  $E_{50}$  は過圧密比の増大とともに減少する。
- (9)  $E_{50}/c_u$  の値は一般には過圧密比の増大とともに減少する。
- (10) 圧密膨張試験において圧縮指数  $C_c$  と膨張指数  $C_s$  の比  $\lambda$  と過圧密比の関係は土に対して固有である。ここで考える  $C_s$  とは、 $e \sim \log \sigma$  のプロットにおいて膨張曲線上の一点とそれに対応する正規圧密曲線上の点を結ぶ直線の傾度である。
- (11) この  $\lambda$  と過圧密比の関係には 2 種類のものがある。標準圧密試験と三軸  $CK_0RK_0$  における  $\lambda \sim n(\sigma_a)$  は共通であり、三軸  $CK_0RK_0$  および三軸 CIRI 試験における  $\lambda \sim n(\sigma_m)$  が共通である。
- (12) Hvorslev の定数  $\kappa$  と  $\phi_e$  の測定値には圧密時の圧力状態の相違の影響が現われているが、等価圧密圧力  $\sigma_e'$  の決定の精度を考えれば、これら定数が圧力の異方性に影響されると結論することは尚早である。しかし  $\kappa$  については圧力の異方性の影響を受ける可能性が大きいと思われる。
- (13) CIU 試験による  $c_u/p$  値は実際問題に適用するには過大である。 $CK_0U$  試験における  $c_u/p$  値との比較や試料の乱れの影響を考慮すれば、実際に適用すべき  $c_u/p$  値は CIU 試験において  $\frac{1}{2}(\sigma_a - \sigma_r)_f$  と  $\sigma_0$  より決まる  $(c_u/p)_{CIU}$  を用いて、 $c_u/p = 0.8(c_u/p)_{CIU}$  とするのが妥当であろう。
- (14) 膨張前および膨張後の  $c_u$  の比  $c_{un}/c_{ui}$  は、圧密圧力の大きさに無関係に過圧密比のみによって決まると思われる。
- (15) 名古屋粘土の場合には、CIRIU および  $CK_0RK_0U$  試験における  $c_u$  比  $\sim n(\sigma_m)$  の関係は一致している。
- (16) わが国における  $I_p = 30 \sim 50$  の粘土に対しては、CIRIU 試験による  $c_u$  比  $\sim n(\sigma_m = \sigma_a)$  の関係は実用上一致している。
- (17) 自然地盤において荷重除去を行なった実例によれば、一軸圧縮強度  $q_u$  の比較による  $c_u$  の平均的減少割合は、本実験による  $c_u$  比  $\sim n(\sigma_a)$  の関係に近い。

謝 辞

今回の実験においては一様な、乱さない粘土試料を多数必要とした。再度にわたって自然試料の採取および運搬の労をとって戴いた第5港湾建設局名古屋港工事事務所ならびに第2港湾建設局千葉港工事事務所の各位に感謝の意を表したい。

本報告の作成における原稿調整作業は土質部田原寿子技官に負うところが大きい。併わせて感謝する次第である。

参 考 文 献

- 1) Bishop, A.W. and Bjerrum, L.: The Relevance of the Triaxial Test to the Solution of Stability Problems, Res. Conf. Shear Strength of Cohesive Soils, ASCE., p. 437—501, 1960.
- 2) Skempton, A.W.: Long-term Stability of Clay Slopes, Geotechnique, Vol. 14, No. 2, p. 77—101, 1964.
- 3) 赤井浩一: 三軸圧縮試験および直接せん断試験, 土質調査試験結果の解釈と適用例, 土質工学ライブラリー 4, 土質工学会, p. 191—237, 1968.
- 4) 三笠正人: 粘土の強度の考え方について — $c'$ ,  $\phi'$  解析法の批判を中心として—, 土と基礎, Vol. 11, No. 3, p. 31—43, 1963.
- 5) Henkel, D.J.: The Shear Strength of Saturated Remoulded Clays, Res. Conf. Shear Strength of Cohesive Soils, ASCE, p. 533—554, 1960.
- 6) Simons, N.E.: The Effect of Overconsolidation on the Shear Strength Characteristics of an Undisturbed Oslo Clay, Res. Conf. Shear Strength of Cohesive Soils, ASCE, p. 747—763, 1960.
- 7) Hvorslev, M.J.: Physical Components of the Shear Strength of Saturated Clays, Res. Conf. Shear Strength of Cohesive Soils, ASCE, p. 169—273, 1960.
- 8) Skempton, A.W.: A Study of the Immediate Triaxial Test on Cohesive Soils, Proc. 2nd Int. Conf. SMFE, Vol. 1, p. 192—196, 1948.
- 9) 藤下利男: 荷重除去に伴う粘土の膨張について, 港湾技術研究所報告, Vol. 4, No. 1, p. 45—60, 1965.
- 10) Ladd, C.C. and Lambe, T.W.: The Strength of "Undisturbed" Clay Determined from Undrained Tests, Laboratory Shear Testing of Soils, ASTM, STP. No. 361, p. 342—371, 1963.
- 11) Nakase, A.: Decrease in Undrained Strength of Saturated Marine Clays, Proc. 3rd Asian Regional Conf. SMFE, Vol. 1, p. 227—230, 1967.
- 12) Nakase, A.: The Effect of Overconsolidation on the Undrained Strength of Clays, Rept. Port and Harbour Research Inst., Vol. 7, No. 1, p. 3—24, 1968.
- 13) Skempton, A.W.: The Pore-pressure Coefficient in Saturated Soils, Correspondence to Geotechnique, Vol. 10, No. 4, p. 186—187, 1960.
- 14) Noorany, I. and H.B. Seed.: In-situ Strength Characteristics of Soft Clays, Proc. ASCE., Vol. 91, No. SM2, p. 49—80, 1965.
- 15) Henkel D.J. and V. Sowa: The Influence of Stress History on Stress Paths in Undrained Triaxial Tests on Clay, ASTM. STP. No. 361, p. 280—291, 1963.
- 16) 中瀬明男, 岸 正平, 勝野 克: 土の三軸圧縮試験 (第1報), 港湾技術研究所報告, Vol. 4, No. 1, p. 1—27, 1965.
- 17) 中瀬明男: 土のせん断, 土質力学第5章, 土工学双書, 技報堂, p. 479—622, 1969.
- 18) 赤井浩一, 小谷章: 不攪乱粘土の圧密とせん断におよぼす back pressure の効果, 土木学会論文集, No. 113, p. 11—27, 1963.
- 19) 土質工学会せん断試験法委員会: 圧密試験, 土質試験法 (第1回改訂版) 第4編第4章, 土質工学会, p. 276—325, 1969.
- 20) Brooker, E.W. and H.O. Ireland: Earth Pressures at Rest Related to Stress History, Canadian Geotechnical Journal, Vol. 1, No. 1, p. 1—15, 1965.
- 21) Ladd, C.C.: Stress-Strain Behaviour of Anisotropically Consolidated Clays during Undrained Shear, Proc. 6th Int. Conf. SMFE, Vol. 1. p. 282—286, 1965.
- 22) Skempton, A.W.: Horizontal Stresses in an Over-Consolidated Eocene Clay, Proc. 5th Int. Conf. SMFE, Vol. 1, p. 351—357, 1961.
- 23) Skempton, A.W. and A.W. Bishop: Soils, Chapt. 10 of Building Materials, p. 417—482, 1954.
- 24) Gibson, R.E.: Experimental Determination of the True Cohesion and True Angle of Internal Friction in Clays, Proc. 3rd Int. Conf. SMFE., Vol. 1, p. 126—130, 1953.
- 25) Noorany, I and H.B. Seed.: A New Experimental Method for the Determination of Hvorslev Strength Parameters for Sensitive Clays, Proc. 6th. Int. Conf. S.M.F.E., Vol. 1, p. 318—322, 1965.
- 26) 奥村樹郎: 粘土試料の攪乱に関する研究(第1報) —繰り返し三軸圧縮試験による攪乱実験— 港湾技術研究所報告, Vol. 8, No. 1, p. 59—84, 1969.
- 27) Rowe, P.W., D.B. Oates and N.A. Skermer: The Stress—Dilatancy Performance of Two Clays, Laboratory Shear Testing of Soils, ASTM, STP. No. 361, p. 134—143, 1963.
- 28) Skempton, A.W. and V.A. Sowa: The Behaviour of Saturated Clays During Sampling and Testing,

- Geotechnique, Vol. 13, No. 4, p. 269—290, 1963.
- 29) Nakane, A.: The  $\phi_u=0$  Analysis of Stability and Unconfined Compression Strength, Soil and Foundation, Vol. 7, No. 2, p. 33—50, 1967.
- 30) 土質工学会せん断試験法委員会: 試験結果の解釈と利用, 土質試験法第一回改訂版, 第5編第5章, 土質工学会, p. 429—450, 1969.
- 31) 運輸省第5港湾建設局: 軟弱地盤処理工法の設計と施工について, 一サンドドレーン工法の設計と施工について, 部内資料, p. 127, 1968.
- 32) 野村健司, 早藤能伸, 長友文昭: 斜面安定解析におけるビショップ法とチェボタリオフ法の比較, 港湾技術研究所報告, Vol. 7, No. 4, p. 133—175, 1968.

記号表

- A: Skempton の間げき圧係数
- $A_n$ : 過圧密比  $n$  における Skempton の間げき圧係数
- $A_{n'}$ : 過圧密比  $n'$  における Skempton の間げき圧係数
- B: Skempton の間げき圧係数
- a: 実験定数
- b: 実験定数
- $C_c$ : 軸圧に関する圧縮指数
- $C_c'$ : 平均主応力に関する圧縮指数
- $C_r$ : 軸圧に関する膨張指数
- $C_r'$ : 平均主応力に関する膨張指数
- $C_s$ : 膨張指数
- c: 実験定数
- $c'$ : 圧密非排水試験による有効応力に関する粘着力 ( $\text{kg/cm}^2$ )
- $c_{ou}$ : 圧密非排水試験による全応力に関する粘着力 ( $\text{kg/cm}^2$ )
- $c_a$ : 排水試験による粘着力 ( $\text{kg/cm}^2$ )
- $c_e$ : Hvorslev の有効粘着力 ( $\text{kg/cm}^2$ )
- $c_r'$ : 残留強度に関する粘着力 ( $\text{kg/cm}^2$ )
- $c_u$ : 非排水せん断強度 (いわゆる粘着力) ( $\text{kg/cm}^2$ )
- $c_{un}$ : 過圧密比  $n$  における非排水せん断強度 ( $\text{kg/cm}^2$ )
- $c_{un'}$ : 過圧密比  $n'$  における非排水せん断強度 ( $\text{kg/cm}^2$ )
- $c_u/p$ : 圧密による非排水せん断強度の増加割合
- $(c_u/p)_{CK_0U}$ : 等方圧密試験により求めた圧密による非排水せん断強度の増加割合

- $(c_u/p)_{CK_0U}$ :  $K_0$  圧密試験により求めた圧密による非排水せん断強度の増加割合
- $E_{50}$ : 最大主応力差の 1/2 までの平均弾性係数 (正割係数) ( $\text{kg/cm}^2$ )
- e: 間げき比
- $\Delta e$ : 間げき比の変化量
- F: 安全率
- $F_{\min}$ : 最小安全率
- $I_p$ : 塑性指数
- K: 土圧係数
- $K_0$ : 静止土圧係数
- $K_{0n}$ : 過圧密比  $n$  における静止土圧係数
- $K_{0n'}$ : 過圧密比  $n'$  における静止土圧係数
- $n, n(\sigma_a)$ : 軸圧に関する過圧密比
- $n', n(\sigma_m)$ : 平均主応力に関する過圧密比
- p: 圧密圧力 ( $\text{kg/cm}^2$ )
- $p_1, p_2$ : 有効土かぶり圧 ( $\text{kg/cm}^2$ )
- $p_n$ : 水平方向の有効応力 ( $\text{kg/cm}^2$ )
- $p_v$ : 鉛直方向の有効応力 ( $\text{kg/cm}^2$ )
- $q_u$ : 一軸圧縮強度 ( $\text{kg/cm}^2$ )
- u: 間隙水圧 ( $\text{kg/cm}^2$ )
- $\Delta u$ : 間隙水圧の変化量 ( $\text{kg/cm}^2$ )
- $u_b$ : バックプレッシャー
- $u_f$ : 破壊時の間隙水圧 ( $\text{kg/cm}^2$ )
- w: 含水比 (%)
- z: 深度 (m)
- $\alpha$ : 圧縮破壊面の傾度 ( $^\circ$ )
- $\beta$ : 実験定数
- $\beta_s$ : 実験定数
- $\epsilon$ : ヒズミ (%)
- $\theta$ : 実験定数
- $\kappa$ : 粘着力係数
- $\lambda = C_r/C_c$ : 軸圧に関する膨張指数と圧縮指数の比
- $\lambda' = C_r'/C_c'$ : 平均主応力に関する膨張指数と圧縮指数の比
- $\sigma$ : 全応力 ( $\text{kg/cm}^2$ )
- $\sigma'$ : 有効応力 ( $\text{kg/cm}^2$ )
- $\sigma_a$ : 軸圧 ( $\text{kg/cm}^2$ )
- $\sigma_a'$ : 軸方向の有効応力 ( $\text{kg/cm}^2$ )
- $\Delta \sigma_a$ : 軸圧の変化量 ( $\text{kg/cm}^2$ )
- $\sigma_{ao}$ : 圧密終了時の軸圧 ( $\text{kg/cm}^2$ )
- $\sigma_{af}$ : 破壊時の軸圧 ( $\text{kg/cm}^2$ )
- $\sigma_{ar}$ : 膨張終了時の軸圧 ( $\text{kg/cm}^2$ )

圧密および膨張による飽和粘土のせん断強度の変化

$\sigma_c$ : 圧密圧力 (kg/cm <sup>2</sup> )	$\Delta(\sigma_a - \sigma_r)$ : 主応力差の変化量 (kg/cm <sup>2</sup> )
$\sigma_e'$ : 等価圧密圧力 (kg/cm <sup>2</sup> )	$\tau_f$ : せん断強度 (kg/cm <sup>2</sup> )
$\sigma_m$ : 平均主応力 (kg/cm <sup>2</sup> )	$\phi$ : せん断抵抗角 (°)
$\sigma_{m1}$ : 正規圧密状態における平均主応力 (kg/cm <sup>2</sup> )	$\phi'$ : 圧密非排水試験による有効応力に関するせん断抵抗角 (°)
$\sigma_{mn}'$ : 過圧密比 $n'$ における平均主応力 (kg/cm <sup>2</sup> )	$\phi_{ou}$ : 圧密非排水試験による全応力に関するせん断抵抗角 (°)
$\sigma_r$ : 側圧 (kg/cm <sup>2</sup> )	$\phi_a$ : 排水試験によるせん断抵抗角 (°)
$\Delta\sigma_r$ : 側圧の変化量 (kg/cm <sup>2</sup> )	$\phi_e$ : Hvorslev の有効摩擦角 (°)
$\sigma_r'$ : 側方向の有効応力 (kg/cm <sup>2</sup> )	$\phi_u$ : 非排水試験によるせん断抵抗角 (°)
$\sigma_{rc}$ : 圧密終了時の側圧 (kg/cm <sup>2</sup> )	
$\sigma_{rf}$ : 破壊時の側圧 (kg/cm <sup>2</sup> )	
$\sigma_{rr}$ : 膨張終了時の側圧 (kg/cm <sup>2</sup> )	