

K₀ 圧密・平面ひずみ状態における粘土の非排水強度特性

梅崎健夫*・落合英俊**・林 重徳***

K₀ 圧密・平面ひずみ試験の応力状態は、原位置において最も普通にみられる応力状態の一つであり、例えば、自然に堆積圧密された軟弱粘土地盤上に盛土が築造される場合に対応する。まず、K₀ 圧密・平面ひずみ三軸試験装置の開発について論じた。次いで、圧密時間の異なる一連の試験結果に基づいて、一次圧密から二次圧密までの全ての圧密過程における非排水強度の増加特性について考察した。その結果、圧密に伴う粘土の強度増加に関する既往の評価法の問題点を指摘する幾つかの知見が得られた。

Key Words: remolded clay, consolidated undrained shear, K₀-consolidation, plane strain, degree of consolidation, rate of strength increase

1. はじめに

粘土の強度・変形特性はその応力履歴と載荷時の応力条件によって大きく影響を受ける。したがって、実際の土構造物の設計計算に用いる土質定数は原位置での応力履歴とその状態から破壊に至るまでの応力変化を忠実に再現できる試験によって決定することが重要である^{1),2)}。しかしながら、通常実施されている等方圧密・軸対称三軸応力状態での試験は原位置での応力状態とは必ずしも対応しておらず、その応力状態をさらによく再現できる試験装置の開発が望まれている。

K₀ 圧密・平面ひずみ試験の応力状態は、原位置において最も普通にみられる応力状態の一つであり、例えば、自然に堆積圧密された軟弱粘土地盤上に盛土が築造される場合に対応する。盛土の施工過程においては軟弱粘土地盤は圧密沈下を生じ、それに伴い地盤のせん断強度は増加する。一方、地盤には圧密沈下と同時にせん断変形が生じ、盛土荷重が地盤のせん断強度を越える場合にはすべり破壊を生じる。一様な正規圧密状態にある軟弱粘土地盤のすべり破壊においては、地盤の透水性が極めて低いために、通常、せん断強度は非排水強度として捉えられる。したがって、K₀ 圧密・平面ひずみ状態における粘土の非排水強度に及ぼす圧密時間の影響、すなわち、圧密過程における非排水強度の増加特性を検討し評価することは、盛土基礎地盤の安定性の検討や施工の短縮化に寄与する重要な課題であり、地盤上に建設される構造物の安全性の向上につながる。

飽和粘土の非排水強度 (c_u) は次式のように定義される。

$$c_u = (\sigma_1 - \sigma_3)_{\max} / 2 \dots \dots \dots (1)$$

ここで、 σ_1 、 σ_3 はそれぞれ最大、最小主応力である。

圧密過程における非排水強度の増加量 (Δc_u) を評価するために従来より提案されている方法³⁾⁻⁸⁾は、いずれも以下に示す一般式の形で表されており、強度増加率と圧密度に関する評価法に集約される。

$$\Delta c_u = c_{u_t} - c_{u_0} = (c_u/p) \cdot \Delta p \cdot U \dots \dots \dots (2)$$

ここで、 Δp は載荷による応力増分、 c_u は応力増分 Δp の下での任意の圧密時間 t における非排水強度、 c_{u_0} は圧密前の非排水強度、 c_u/p は圧密終了時の強度増加率、 U は圧密度である。

これら既往の評価法³⁾⁻⁸⁾は、一次圧密過程における有効応力 (p') と間隙比 (e) の関係が常に正規圧密線 (一般に圧密試験における 24 時間圧密線とする) 上に沿って変化すると考えている。すなわち、 $e - \log p$ の直線関係を前提に有効応力を算定し、その結果、 c_u/p が圧密時間に依らず一定であるとして誘導されたものである。したがって、圧密度に関しても応力に関する圧密度 ($U_p = (p' - p_0)/(p_1 - p_0)$) は、ひずみに関する圧密度 ($U_e = (e_0 - e)/(e_0 - e_1)$) より圧密途中においては常に遅れて生じ、その遅れは荷重増加率 ($\Delta p/p$) に依存すると理解されている⁹⁾。

一方、変形のひずみ速度依存性を考慮した一次元圧密理論に関する Lowe¹⁰⁾、Leroueil ら¹¹⁾ および今井ら¹²⁾ の最近の研究によると、Fig.1 に示すように、ひずみ速度 ($\dot{\epsilon} = -de/dt$) 一定線が正規圧密線に平行に存在し、粘土骨格の構成関係は $e = f(\dot{\epsilon}, p')$ で表現できることが理論的・実験的に明らかになってきた。すなわち、正規圧密線はひずみ速度の等しい状態線群の一つであり、圧密過程における有効応力 (p') と間隙比 (e) の関係は、二次圧密を含む全ての圧密過程を通じて、正規圧密線から逸脱した経路を辿ることが示されている。

本文は、まず、K₀ 圧密・平面ひずみ状態を再現でき

* 正会員 工修 信州大学助手 工学部社会開発工学科 (〒380 長野市若里 500)
 ** 正会員 工博 九州大学教授 工学部建設都市工学科
 *** 正会員 工博 佐賀大学低平地防災研究センター教授

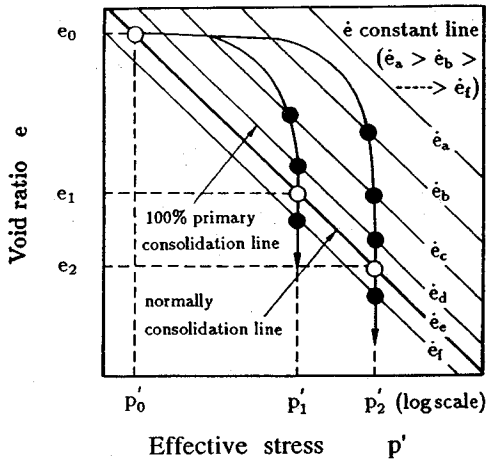


Fig.1 Illustration for relations of rate of void ratio, void ratio and effective stress during consolidation

る三軸試験装置¹³⁾の開発について論じる。次いで、圧密時間の異なる一連の試験結果¹⁴⁾に基づいて、一次圧密から二次圧密までの全ての圧密過程における非排水強度の増加特性について考察する。

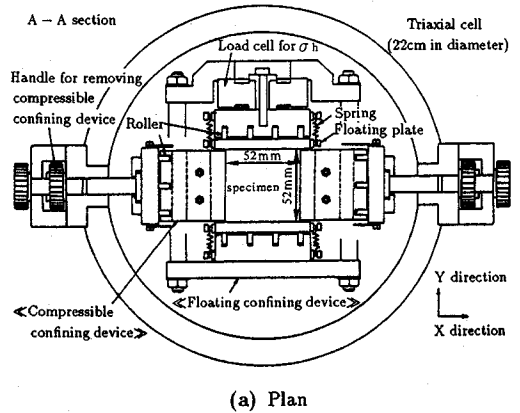
2. K_0 圧密・平面ひずみ三軸試験装置の開発

(1) 既往の試験装置の概略

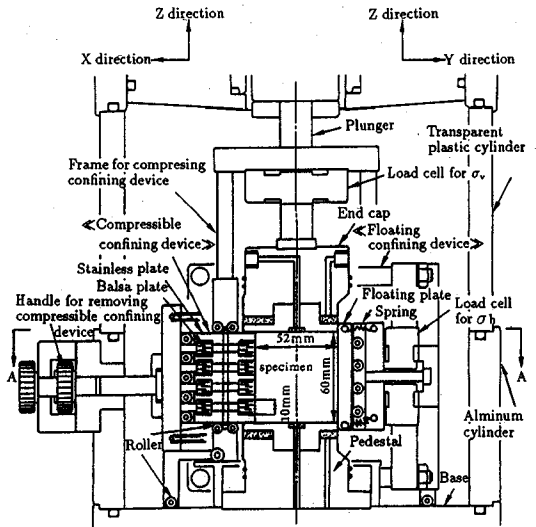
大河内^{15)~17)}は、三軸セルを用いる K_0 圧密試験法をとりまとめ、①モールドを用いる方法^{18), 19)}、②側方変位を直接測定する方法^{20), 21)}、③側方変位を間接測定する方法^{16), 22)~25)}、④密閉型の三軸セルを用いる方法^{26), 27)}、⑤機械的演算を用いる方法^{28), 29)}の5種類に分類しそれぞれの問題点を指摘している。このうち本装置は、最も簡単で確実な①の方法に分類されるが、この方法を用いる場合には、モールド側面に生じる摩擦力の軽減、モールドと供試体の密着性、せん断前にモールドを取り除く工夫の必要性が指摘されている。

一方、平面ひずみ試験は、一般に、供試体の一方向を拘束するための装置を三軸セル内に設置して実施される。この拘束装置には中間主応力の測定機構および供試体と拘束板間の摩擦力の軽減機構が不可欠であり、従来の装置は中間主応力の測定法により次の3種類に分類される。①拘束板背面の圧力室の水圧を測定するもの³⁰⁾、②左右の拘束板を連結するタイロッドの張力を測定するもの^{31), 32)}、③拘束板の一方に設置したロードセルにより水平力を測定するもの^{33), 34)}である。ほとんどの装置がスプリングを介して支持されており拘束装置全体を浮動型にすることにより供試体端面の摩擦力の軽減を図っている。試験装置の変遷については望月³⁴⁾が報告している。

さて、 K_0 圧密・平面ひずみ試験は基本的には上述した試験法の組合せで実施できる^{33), 35)}が、圧密過程における粘土の強度増加特性を検討する場合には幾つかの問題



(a) Plan



(b) Elevation

Fig.2 Essential features of a new designed triaxial cell

点を残している。なぜなら、従来の K_0 圧密試験の多くは、鉛直圧密応力を一時に载荷するのではなく、供試体に間隙水圧が生じないように極めて遅い速度で鉛直応力を漸増载荷するものである。いうならば、圧密は常に終了しており、载荷応力により生じた間隙水圧が徐々に消散するような原位置での圧密現象を再現したものではない。また、変形量大きい粘土試料の平面ひずみ試験においては、上・下載荷板と水平変位拘束装置との相互干渉の問題、供試体の変形の不均一性の問題がある。

(2) 開発した試験装置の原理と特徴

Fig.2 は、本試験装置の主要部を示したものである。

本装置は、2.(1)で述べた問題点を改善し、変形量が大きい粘土試料を対象として長期にわたって安定した状態で K_0 圧密を行い、その後、引き続いて平面ひずみ試験が実施できるように次のような工夫がなされている。

①供試体形状は直方体とし、 K_0 圧密中は剛板で供試体

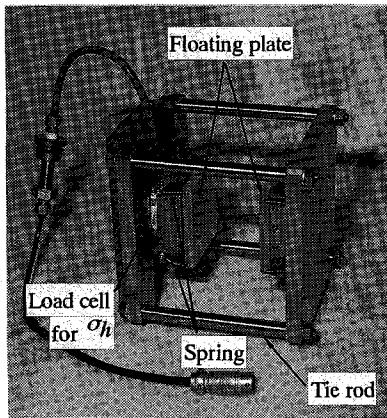


Photo.1 Floating confining device (Y direction)

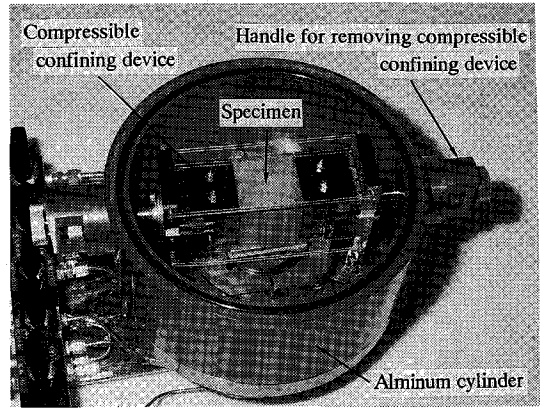


Photo.3 System for removing compressible confining device

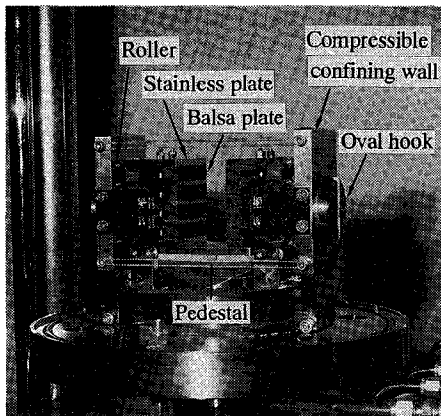


Photo.2 Compressible confining device (X direction)

の水平二方向の変位 (X , Y 方向変位) を拘束する。水平変位を拘束する剛板は鋼製のロッドによって固定する。ロッドに若干の変位が生じる可能性があるが、この変位は微小であり無視できる^{31), 32)}。

② K_0 圧密後、平面ひずみ試験開始前に X 方向の拘束装置を取り外し、せん断中にこの方向への供試体の変形を自由にして均一な変形状態をなす平面ひずみ試験となるようにする。

③ そのためには、载荷キャップおよびベダスタルは、平面ひずみ方向 (Y 方向) には供試体と同寸で、 X 方向には供試体より大きな寸法にする必要がある。また、 K_0 圧密中には供試体と拘束装置間の摩擦力を軽減させるとともに X 方向の拘束装置は供試体に追従して圧縮変形しなくてはならない。

④ これらを同時に解決するために、 X 方向の拘束装置には、三方向のポアソン比がほぼゼロであるバルサ材^{31), 32)} を利用して、供試体と拘束装置に相対変位が生じないようにする。

⑤ Y 方向については浮動型の拘束板とし、相対する拘束板の一方に設置したロードセルによって水平方向力を検

出ることにより K_0 値または中間主応力を測定する。

a) 浮動型平面ひずみ拘束装置 (Photo.1)

Fig.2 に示すように、 K_0 圧密試験から平面ひずみ試験の終了まで供試体の平面ひずみ方向 (Y 方向) の変位を剛板により拘束する装置であり、一対の浮動型拘束板と水平応力測定用ロードセルから構成される。拘束板は、浮動型の剛板であり、受圧ローラーを備えた拘束装置の壁面にスプリングによって設置されている。したがって、拘束板は、载荷キャップの鉛直変位に追従して移動するので、载荷キャップと相互干渉することなく、拘束板と供試体間の摩擦力を軽減することができる。

b) 圧縮型拘束装置 (Photo.2)

この装置は、 K_0 圧密試験において鉛直方向 (Z 方向) に供試体と同じ量だけ圧縮変形をしながら、 X 方向変位を拘束する装置であり、Fig.2 に示すように、5 枚のステンレス板 ($t=5\text{ mm} \times 2$ 枚, $3\text{ mm} \times 3$ 枚) と 4 枚 $\times 2$ 列のバルサ材 ($52(L) \times 10(W) \times 10(t)$ mm) の互層から構成される。载荷キャップと拘束装置の相互干渉を避けるために、拘束装置は、ピストンに固定された圧縮フレームによって鉛直方向に容易に圧縮される。圧縮フレームは载荷キャップが供試体を圧縮するのとは独立して圧縮型拘束板を圧縮するので、ロードセルの測定値にはバルサ材の圧縮に要する力は含まれない。また、拘束面は平面を保つことができ、拘束板と供試体間に相対変位がほとんど生じないためその間に生じる摩擦力も無視できる。

c) 圧縮型拘束装置の解放機構 (Photo.3)

圧縮型拘束装置は、Fig.2 に示すように、 K_0 圧密中には楕円形とめ金により下半部のアルミ円筒に固定されており供試体の X 方向変位を拘束し、 K_0 圧密終了後、平面ひずみ試験を開始する前に取り外される。この操作を三軸セルの外から容易に行うために、三軸セルは上下二つ割とし下半部のアルミ円筒の両側に圧縮型拘束装置の解放機構を設けた。操作手順は以下のとおりである

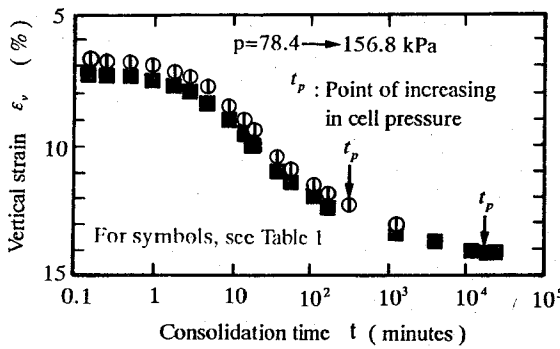


Fig.3 Changes of vertical strain both during consolidation and before plane strain compression

Table 1 Test cases

Test cases	Consolidation time	Initial void ratio**	Void ratio***	Symbols
No.1*	—	2.341	—	○
No.2	10 min.	2.290	2.200	●
No.3	20 min.	2.288	2.171	△
No.4	40 min.	2.308	2.158	▲
No.5	90 min.	2.230	2.090	▲
No.6	120 min.	2.292	2.122	□
No.7	1 day	2.326	2.101	⊙
No.8	2 days	2.314	2.093	■
No.9	20 days	2.284	2.042	■
No.10	70 days	2.255	1.999	▽

- * Test case on a condition on 1 day consolidation under $p=78.4$ kPa
- ** Void ratio on 1 day consolidation under $p=78.4$ kPa
- *** Void ratio at any consolidation time under $p=156.8$ kPa

(Fig.2 参照).

①所定の圧密打ち切り時間の少し前に、Y方向拘束装置のロードセルにより供試体の水平応力(全応力)を測定する。

②三軸セル内の液圧を水平応力に等しくなるように増加させる。この際、復動型のペロフラムシリンダーを内蔵した鉛直応力載荷装置の機構³⁶⁾により液圧による鉛直応力の増分は打ち消され、供試体に作用する鉛直応力は変動しないように工夫されている。しかしながら、実際には供試体の間隙水圧が微小ながら増加するのでそのまま所定の時間まで圧密を継続し、水平応力と液圧が等しいことを確認して圧密を打ち切る。

③アルミ円筒に設置した解放ネジを手動で操作することによりX方向拘束装置を供試体から分離する。この際、供試体のX方向には K_0 圧密打ち切り時と等しい水平応力が液圧として作用するので、供試体に応力変化を与えることなしに上述の操作を行うことができる。また、この拘束装置の拘束壁は圧縮フレームにより供試体の鉛直変位と等しい量だけ圧縮されているが、受圧ローラーを介しているため拘束装置の解放は容易に行える。

Fig.3は、 K_0 圧密試験における鉛直ひずみの経時変化を示したものである。図中の t_p は三軸セル内の液圧を水平応力に等しくなるように増加させた点を示している。 t_p 点以降においても鉛直ひずみの経時変化に異常は認められない。また、鉛直ひずみは、 K_0 圧密打ち切りからX方向拘束装置の解放後およびせん断開始まで一定であることを確認している。 K_0 圧密試験から平面ひずみ圧縮試験への移行は無理なく確実に実施できる。

3. 試料・供試体および試験方法

試料は佐賀県諸富町で採取した有明粘土($G_s=2.59$, $I_p=69$, $w_L=105\%$)で、 $420\mu\text{m}$ のふるいを通過させたものである。供試体は予圧密圧力 49 kPa で5日間の一次元圧密を受けた試料を直方体($52\times 52\times 60$ (mm))

に切り出して作製した。

供試体を三軸セル内にセットした後、まず、鉛直圧密応力 $p=49\text{ kPa}$ で3時間、次いで、 $p=78.4\text{ kPa}$ に増加させ1日間の K_0 圧密を行った。その後、鉛直圧密応力を $p=156.8\text{ kPa}$ (荷重増加率 $\Delta p/p=1$)に設定し、Table 1に示すような10種類の圧密時間に対して K_0 圧密試験を実施した。さらに、所定の時間で圧密を打ち切った後、引き続いて平面ひずみ圧縮試験(非排水条件、ひずみ速度 $0.07\%/min.$)を実施した。なお、 K_0 圧密・平面ひずみ圧縮試験の全ての過程を通じて 196 kPa のバックプレッシャーを負荷した。排水は供試体周囲のろ紙を介して行い、間隙水圧は供試体底部中心で測定した。

実地盤の圧密過程においては応力増分や排水距離に応じて地盤内の土要素の圧密度が異なり、それに応じてせん断強度も異なる。室内試験は地盤内の土要素を再現する必要があるが、圧密時間が短い場合には供試体は間隙水圧の消散過程にあり間隙水圧の分布が生じているので供試体を均一な要素として取り扱うことには問題がある。したがって、一次元圧密過程においては供試体内の圧密度をできるだけ均一化して圧密度とせん断強度の関係を求めることとした。そのため、平面ひずみ圧縮試験を行う前に非排水状態を約1時間保つことにより供試体内の間隙水圧の均一化を図った^{3), 37)}。平尾ら⁴⁴⁾は、供試体の含水比分布を測定し、周囲排水の場合には圧密時間に依らず周囲部分の含水比がその内部より1%程度低いが、1時間の非排水状態により概ね含水比の均一化が図れると報告している。

4. 試験結果および考察

(1) 圧密過程における K_0 値の変化

強度増加率に対する影響因子の一つである K_0 値($=\sigma_3'/\sigma_1'$)に及ぼす圧密時間の影響について考察する。

鉛直圧密応力を $p=78.4\text{ kPa}$ から $p=156.8\text{ kPa}$ (荷重増加率 $\Delta p/p=1$)に増加させた場合の K_0 値および間隙

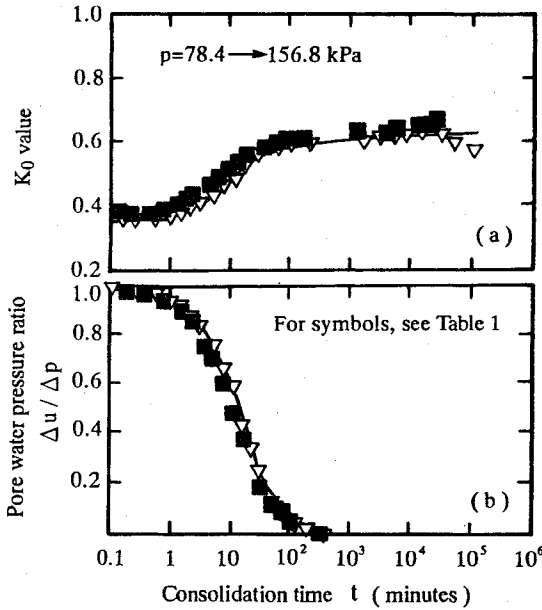


Fig.4 Changes of K_0 value and pore water pressure during consolidation

水圧の経時変化を Fig.4 に示す。なお、 $p=78.4$ kPa で 1 日間圧密した時の K_0 値は 0.6 である。 $p=156.8$ kPa の圧密過程において、 K_0 値は、1 日後には $p=78.4$ kPa の場合とほぼ同一の値となり、さらに、間隙水圧の消散後は僅かながら増加するが、増加の割合は小さく一定値に近づく傾向にある。なお、間隙水圧が消散する約 100 分までは供試体内に間隙水圧の分布が生じている。図示した K_0 値は供試体底面の中心（非排水境界）で測定した間隙水圧の値から算定したものであり、約 100 分までの K_0 値の変化については考察から除外した。

圧密過程における K_0 値の経時変化に関する多くの研究によれば、 K_0 値は、一次圧密過程、二次圧密過程ともに、土質条件、載荷条件、排水条件および拘束条件などの相違によって増加、不変および減少の様々な場合があることが報告されており^{16), 39)~41)}、所定の条件におけるダイレイタンスー特性に関連していると思われるが、統一的な解釈を与えるまでには至っていない。

(2) 圧密過程の状態経路と破壊線

従来、一次圧密過程における有効応力と間隙比の関係は正規圧密線を辿ると考えられており、二次圧密を除いて有効応力と間隙比の関係は唯一 $e \sim \log p$ の直線関係で表されると理解されてきた。したがって、圧密過程を一次圧密と二次圧密に分けて理論づけるとともに、圧密に伴う強度増加に関する研究のほとんどが一次圧密過程^{3), 4), 8)}と二次圧密過程^{6), 7)}に分けて検討されている。二次圧密を含む全ての圧密過程を対象とする外崎ら⁵⁾の研究においても一次圧密過程での $e \sim \log p$ の直線関係が

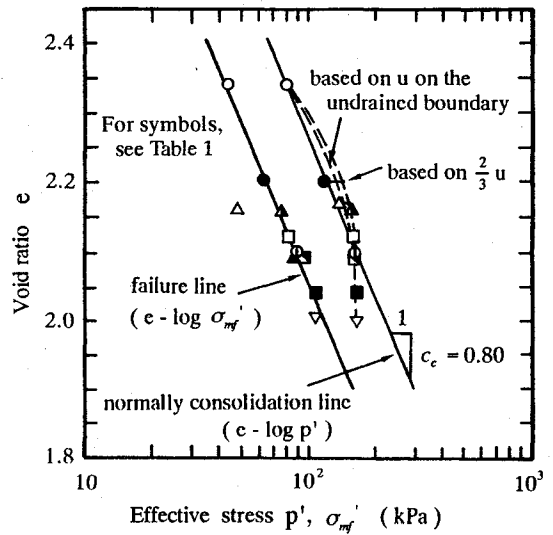


Fig.5 Relations between void ratio and effective stress

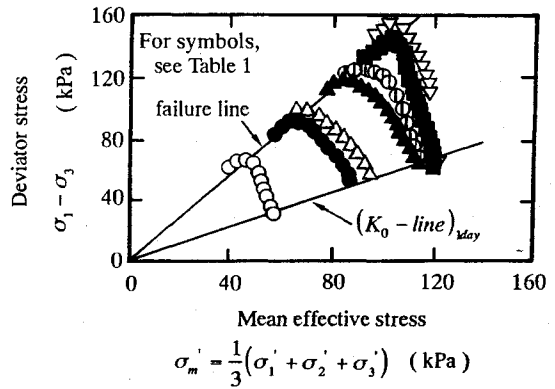


Fig.6 Effective stress paths for plane strain compression tests at any consolidation time

前提となっている。

Fig.5 は、一次圧密から二次圧密までの全ての圧密過程における有効応力 (p' : 鉛直圧密応力) と間隙比 (e) の関係を示したものである。有効応力は供試体底面中心（非排水境界）の間隙水圧 (u) により算定したものである。ただし、一次圧密過程においては、間隙水圧の分布を考慮して $u^* = (2/3)u$ を用いて算定した有効応力も併記し、図中には両者の結果から考察される関係をそれぞれ別の破線として表示した。正規圧密線 (N. C. L.) は、鉛直圧密応力 $p=78.4$ kPa および 156.8 kPa の 24 時間圧密より求めたものである。試験結果は、有効応力 (p') と間隙比 (e) の関係が全ての圧密過程を通じて正規圧密線から逸脱した経路を辿ることを示している。この結果は、変形のひずみ速度依存性を考慮した一次元圧密理論を分割型圧密試験の結果により実証した今井ら¹²⁾の結果と等しいものである。

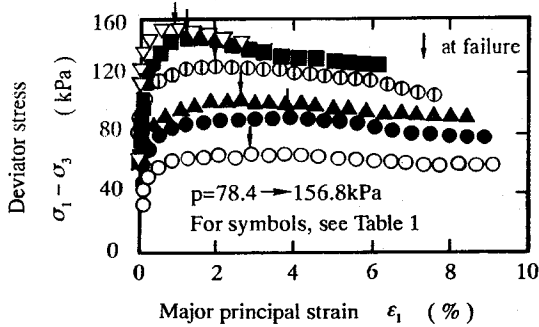


Fig. 7 Stress-strain curves for plane strain compression tests at any consolidation time

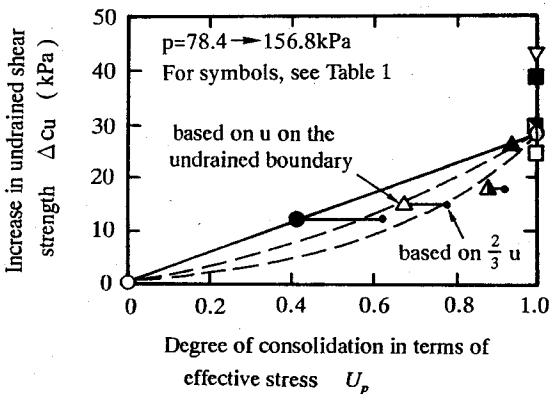


Fig. 8 Relation between increase in undrained shear strength and degree of consolidation in terms of effective stress

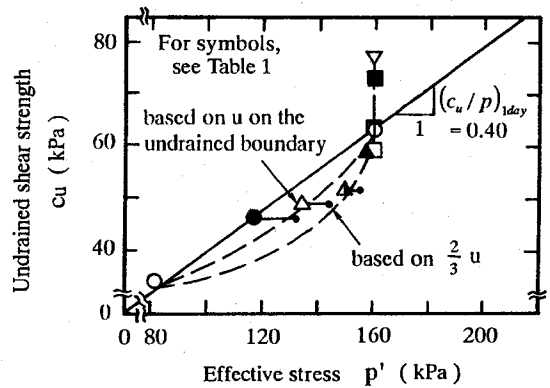


Fig. 9 Relation between undrained shear strength and effective stress during consolidation

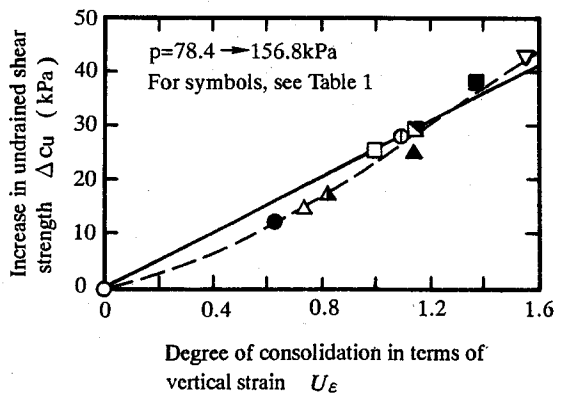


Fig. 10 Relation between increase in undrained shear strength and degree of consolidation in terms of vertical strain

Fig. 5 には、圧密後の平面ひずみ圧縮試験（非排水）における破壊時（ $(\sigma_1 - \sigma_3)_{\max}$ 時）の平均有効主応力（ $\sigma_{mf}' = (\sigma_1' + \sigma_2' + \sigma_3')_f / 3$ ）の関係も併せて示した。破壊時の有効応力（ σ_{mf}' ）と間隙比（ e ）の関係は、一次圧密から二次圧密までの圧密時間に依らず、正規圧密線と平行な唯一の直線として表される。

Fig. 6 にこの時の有効応力経路を示す。Fig. 4 で示したように、 K_0 値が圧密過程において変化するため、各圧密時間におけるせん断開始時の応力点は圧密時間 1 日の K_0 線上（ $(K_0\text{-line})_{1\text{day}}$ ）と異なる。また、せん断途中の応力経路も圧密時間に影響される。しかしながら、破壊時の応力比は圧密時間に依らずほぼ一定である。したがって、Fig. 5 の結果と併せて考察すると、破壊線は圧密時間の影響を受けず一定であるといえる。なお、Fig. 5 の破壊線においては、内部摩擦角 $\phi' = \sin^{-1}((\sigma_1' - \sigma_3') / (\sigma_1' + \sigma_3')) = 42^\circ$ 、破壊時の中間主応力係数 $b = ((\sigma_2' - \sigma_3') / (\sigma_1' - \sigma_3')) = 0.35$ である。

(3) 非排水強度と圧密度の関係

主応力差（ $\sigma_1 - \sigma_3$ ）と最大主ひずみ（ ϵ_1 ）の関係を Fig. 7 に示す。破壊時の主応力差（ $(\sigma_1 - \sigma_3)_{\max}$ ）は圧密

時間が長くなると大きくなり、破壊時の最大主ひずみは小さくなる。次いで、非排水強度（ $c_u = (\sigma_1 - \sigma_3)_{\max} / 2$ ）と圧密度の関係について考察する。

非排水強度の増加量（ $\Delta c_u = c_{u_i} - c_{u_0}$ ）と応力に関する圧密度（ $U_b = (p' - p_0) / (p_1 - p_0)$ ）の関係を Fig. 8 に示す。ただし、Fig. 5 と同様に一次圧密過程における有効応力は u および $u^* = (2/3)u$ を用いて算定した。その結果、データにばらつきがあるが、考察される関係をそれぞれ別の破線として併記した。実線は原点と 24 時間圧密による非排水強度の増加量を結んだものである。非排水強度の増加は、応力に関する圧密度に対して比例するのではなく、かなり遅れて生じている。また、応力に関する圧密度は、 $0 \leq U_b \leq 1$ であり、間隙水圧の消散後の二次圧密過程における強度増加を評価することができない。

Fig. 9 に各圧密時間における非排水強度（ c_u ）と有効応力（ p' ）の関係を示す。なお、実線は原点と 24 時間圧密による非排水強度の値を結んだものであり、この時の強度増加率は $(c_u/p)_{1\text{day}} = 0.40$ である。Fig. 8 の結果からも容易に推測されるように、非排水強度は二次圧密過程だけでなく一次圧密過程においても有効応力に比例

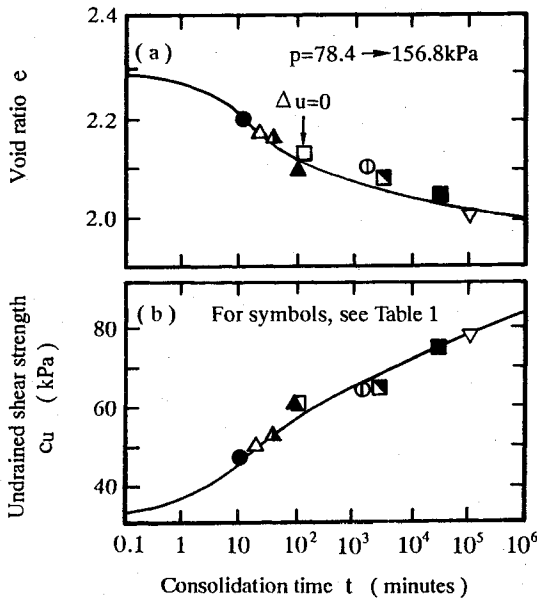


Fig.11 Changes of void ratio and undrained shear strength during consolidation

しない。すなわち、強度増加率 (c_u/p) は、全ての圧密過程を通じて一定ではなく、圧密時間に大きく依存して異なる。

一方、非排水強度の増加量とひずみに関する圧密度 ($U_s = (e_0 - e_t) / (e_0 - e_1)$) の関係を Fig.10 に示す。ここで、 e_0 は鉛直圧密応力 $p_0 = 78.4 \text{ kPa}$ の下で 24 時間圧密された時の間隙比、 e_1 は $p_1 = 156.8 \text{ kPa}$ の下で 24 時間圧密された時の間隙比、 e_t は $p_1 = 156.8 \text{ kPa}$ の下で任意の圧密時間 t における間隙比である。 U_s は、間隙水圧の有無に関わらず二次圧密を含む全ての圧密過程を評価できるが、両者は比例関係にはなく、一次圧密過程における非排水強度の増加はひずみに関する圧密度に対しても遅れて生じている。

(4) 間隙比の減少量と強度増加

間隙比 (e) および非排水強度 (c_u) の経時変化を Fig.11 に示す。圧密に伴い間隙比は減少し非排水強度は増加する。間隙比と非排水強度の経時変化の形状は類似している。また、Fig.10 でも示したように、両者の間には比例関係はないものの密接な関係があることが予測される。そこで、片対数表示した非排水強度と間隙比の関係を Fig.12 に示す。間隙水圧の有無に依らず全ての圧密過程を通じて $e \sim \log c_u$ の直線関係が成り立つ。この結果は、一次圧密過程における粘土については既往の研究成果^{(1), (5), (38), (39), (42)} と等しいものであるが、圧密に伴う非排水強度の増加量を評価する場合に圧密度に代わる重要な関係であると考えられる。

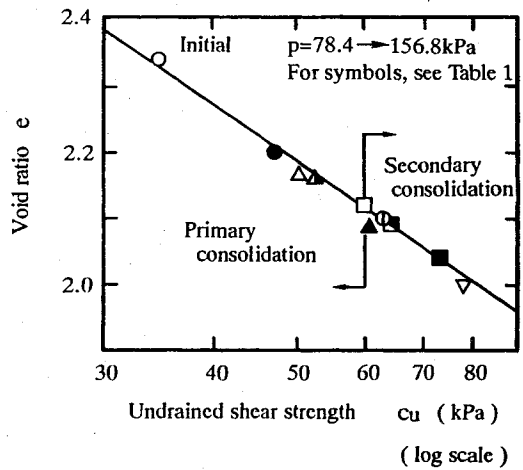


Fig.12 Relation between void ratio and undrained shear strength during consolidation

5. まとめ

原位置において最も普通にみられる応力状態の一つである K_0 圧密とそれに引き続く平面ひずみ状態での応力変化を特殊な制御システムを用いることなく通常の三軸試験と同等の操作方法で再現でき、しかも、大変形が生じる粘土試料にも適用できる試験装置を開発・作製した。

一次圧密から二次圧密までの全ての圧密過程における粘土の強度増加特性を検討するために圧密時間の異なる K_0 圧密・平面ひずみ三軸圧縮試験を実施した。その主な結果をまとめると以下のとおりである。

- (1) K_0 値は、二次圧密過程において僅かながら増加するが増加の割合は小さく、一定値に近づく傾向にある。
- (2) 圧密過程における有効応力と間隙比の関係は、従来、一次圧密過程では正規圧密線を辿ると理解されていたが、実際は全ての圧密過程を通じて正規圧密線から逸脱した経路を辿る。
- (3) 一方、破壊時の平均有効主応力と間隙比の関係は、一次圧密から二次圧密までの圧密時間に依らず、正規圧密線と平行な唯一の直線として表される。また、同様に主応力差～平均有効主応力平面における破壊線も圧密時間に依らず一定である。
- (4) 非排水強度は圧密度とともに増加するが、強度増加は、有効応力およびひずみに関する圧密度のいずれに対しても比例するのではなく、圧密度より遅れて生じる。
- (5) したがって、強度増加率は、全ての圧密過程において一定ではなく、圧密時間に大きく依存して異なる。
- (6) 圧密過程における間隙比 (e) と非排水強度 (c_u) の関係には、一次圧密から二次圧密までの全ての圧密過程を通じて $e \sim \log c_u$ の直線関係が成り立つ。

最近、変形のひずみ速度依存性を考慮した一次元圧密理論が再構築されようとしている⁴³⁾。したがって、圧密履歴に大きく影響を受ける粘土のせん断特性に関する研究も、このような最新の研究成果を踏まえて、再検討してみることも重要ではないかと思う。

謝辞：本論文の実験は古川幸則氏（現在（株）間組）および藤井郁男氏（現在 新日本製鐵（株））の修士論文として実施された。また、研究の一部は昭和 63 年度および平成元年度文部省科学研究費補助金（試験研究（2）課題番号 63850115、代表者 落合英俊）の交付を受けた。付記して、感謝の意を表します。

参考文献

- 1) 龍岡文夫・大河内保彦：土質せん断試験の設計と製作—応力・荷重の制御と測定 4—、地質と調査、1984 年第 2 号、pp. 59~65, 1984.
- 2) 太田秀樹・C. P. Wroth・柴田 徹：原位置有効応力保存式の三軸試験装置について、第 24 回土質工学シンポジウム、昭和 54 年度発表論文集、pp. 165~172, 1979.
- 3) 土質工学会編：軟弱地盤の調査・設計・施工法、土質工学会、p. 202, 1966.
- 4) 高山昌照：圧密途中における粘土の強度増加—有明粘土の土質工学的性質について（IV）—、農業土木学会論文集、Vol. 109, pp. 61~69, 1984.
- 5) 外崎 明・似内政康・赤石 勝・稲田倍穂：一次元圧密における圧密度と強度増加の関係、土と基礎、Vol. 34, No. 12, pp. 5~9, 1986.
- 6) Kazuya Yasuhara and Syunji Ue : Increase in undrained shear strength due to secondary compression, *Soils and Foundations*, Vol. 23, No. 3, pp. 50~64, 1983.
- 7) 安原一哉・平尾和年・藤原東雄・上 俊二：擬似過圧密粘土のせん断特性、土と基礎、Vol. 33, No. 3, pp. 29~35, 1985.
- 8) Ikuo Towhata and Kim Seung Ryull : Undrained strength of underconsolidated clays and its application to stability analysis of submarine slopes under rapid sedimentation, *Soils and Foundations*, Vol. 30, No. 1, pp. 100~114, 1990.
- 9) 土質工学会編：土質工学ハンドブック、土質工学会、p. 164, 1982.
- 10) Lowe, III, J. : New concepts in consolidation and settlement analysis, *Jour. Geotech. Engng. Div., Proc. A.S.C.E.*, Vol. 100, No. GT6, pp. 574~611, 1974.
- 11) Leroueil, S., Kabbaj, M., Tavenas, F. and Bouchard, R. : Stress-strain-strain rate relation for the compressibility of sensitive natural clays, *Geotechnique*, Vol. 35, No. 2, pp. 159~180, 1985.
- 12) Goro Imai : A unified theory of one-dimensional consolidation with creep, *Proc. 12th I.C.S.M.F.E.*, Vol. 1, pp. 57~60, 1989.
- 13) 落合英俊・林 重徳・梅崎健夫・大谷 順：大変形追従型 K_0 圧密・平面ひずみ試験装置の開発、九州大学工学集報、Vol. 62, No. 5, pp. 545~552, 1989.
- 14) Takeo Umezaki, Hidetoshi Ochiai and Shigenori Hayashi : Undrained shear strength of clay during consolidation, *11th Southeast Asian Geotechnical Conference*, pp. 269~274, 1993.
- 15) 大河内保彦・龍岡文夫： K_0 値測定法—三軸セルを用いる方法—、土と基礎、Vol. 31, No. 7, pp. 56~58, 1983.
- 16) Yasuhiko Okochi, Fumio Tatsuoka : Some factors affecting K_0 -values of sand measured in triaxial cell, *Soils and Foundations*, Vol. 24, No. 3, pp. 52~68, 1984.
- 17) 大河内保彦・龍岡文夫： K_0 圧密三軸試験装置、第 24 回土質工学シンポジウム、昭和 54 年度発表論文集、pp. 159~164, 1979.
- 18) 山口柏樹・中瀬明男・森井幸三：突固めた立川ロームの強度特性（Ⅲ）、第 13 回土質工学研究発表会、pp. 321~324, 1978.
- 19) 東田 淳・八谷 誠：一次元圧密三軸試験装置による長期圧密粘土の K_0 値の測定、土木学会第 39 回年次学術講演会講演概要集第 3 部、pp. 215~216, 1985.
- 20) 小西純一・平井修三：三軸圧縮試験による砂の K_0 値、第 15 回土質工学研究発表会、pp. 401~404, 1980.
- 21) Bishop, A. W. and Henkel, D. J. : The measurement of soil properties in triaxial test, *Edward Arnold*, pp. 70~74 1962.
- 22) 西 好一・江刺靖行・吉田保夫：空圧サーボ制御方式による K_0 圧密試験装置の開発、第 17 回土質工学研究発表会、pp. 225~228, 1982.
- 23) 大西有三・芦田徹也・矢野隆夫・小西真治：マイクロコンピュータによる自動 K_0 圧密三軸試験装置について、第 17 回土質工学研究発表会、pp. 213~216, 1982.
- 24) Bishop, A. W., Webb, D. L. and Skinner, A. E. : Triaxial tests on soil at elevated cell pressures, *Proc. 6th Int. Conf. on SMFE, Tronto*, pp. 170~174, 1965.
- 25) 大河内保彦・龍岡文夫：長期圧密された飽和粘性土の非排水せん断特性、生産研究第 34 巻第 7 号、pp. 10~13, 1982.
- 26) Campanella, R. G. and Vaid, Y. P. : A simple K_0 triaxial cell, *Canadian Geotechnical Journal*, Vol. 9, pp. 249~260, 1972.
- 27) 渡 義治・網干寿夫・新舎 博・劉 常夫：側液体積一定型三軸 K_0 圧密装置とその適用、第 18 回土質工学研究発表会、pp. 193~194, 1983.
- 28) Lewin, P. I. : Use of mechanism for volume change measurement and K_0 consolidation, *Geotechnique*, Vol. 21, No. 3, pp. 259~262, 1971.
- 29) Mitachi, T. and Kitago, S. : The influence of stress history and stress system on the stress-strain-strength properties of saturated clay, *Soils and Foundations*, Vol. 19, No. 2, pp. 45~61, 1971.
- 30) Cornforth, D. H. : Some experiments on the influence of strain condition on the strength of sand, *Geotechnique*, Vol. 14, pp. 143~167, 1964.
- 31) 落合英俊：UCLAにおけるせん断試験方法と試験装置、土と基礎、Vol. 31, No. 7, pp. 35~39, 1983.
- 32) Lade, P. V. : Cubical triaxial apparatus for soil testing, *Geotechnical Testing Journal*, Vol. 1, No. 2, pp. 93~101, 1979.
- 33) 福島伸二・田所 治・龍岡文夫：砂の三軸圧縮・平面ひ

- ずみ圧縮状態における強度特性, 第18回土質工学研究発表会, pp.255~258, 1983.
- 34) 望月秋利・蔡 敏・高橋真一: 砂の平面ひずみ試験と結果の整理方法, 土木学会論文集 No. 475/Ⅲ-24, pp. 99~107, 1993.
- 35) 三田地利之: 粘性土の三軸圧縮試験における応力履歴の影響について, 第20回土質工学シンポジウム, 昭和50年度発表論文集, pp. 71~78, 1975.
- 36) 株式会社誠研舎: 実用新案公報 (Y 2) 昭 56-24913, PATENT No. 1419666, 昭和56年(1981)6月11日.
- 37) Kazutoshi Hirao and Kazuya Yasuhara: Cyclic strength of underconsolidated clay, soils and Foundations Vol.31, No.4, pp.180~186, 1991.
- 38) 赤井浩一: 基礎地盤の圧密度と強度増加の関係, 土木学会論文集, Vol.60, No.1, pp. 46~53, 1959.
- 39) 赤井浩一・足立紀尚: 有効応力よりみた飽和粘土の一次元圧密と強度特性に関する研究, 土木学会論文集, Vol.113, No.1, pp. 11~27, 1965.
- 40) 赤井浩一・佐野郁雄: 二次圧密における粘性土の状態変化, 土木学会論文集, Vol. 364, Ⅲ-4, pp. 123~131, 1985.
- 41) 森脇武夫・藤井秀憲・網干寿夫: 飽和粘土の K_0 値に関する実験的研究, 土質工学論文報告集, Vol.28, No. 2, pp. 205~215, 1988.
- 42) 稲田倍穂・赤石 勝・寒河江健也: 強度増加率に関する一考察, 土質工学論文報告集, Vol. 21, No. 1, pp. 139~145, 1981.
- 43) 今井五郎: 飽和土の一次元圧密, わかりやすい土質力学原論第1回改訂版, 土質工学会, pp. 187~243, 1992.
- 44) 平尾和年・安原一哉: 未圧密三軸供試体の含水比分布, 土木学会西部支部研究発表会, pp. 680~681, 1994.

(1994.4.5 受付)

UNDRAINED SHEAR STRENGTH PROPERTIES OF CLAY UNDER THE CONDITION OF K_0 -CONSOLIDATION AND PLANE STRAIN TRIAXIAL COMPRESSION

Takeo UMEZAKI, Hidetoshi OCHIAI and Shigenori HAYASHI

The conditions of K_0 -consolidation and plane strain compression are most frequent in-situ stress conditions, such as in construction of embankment on natural deposit soft clay grounds. First of all, the development and advantages of a new designed triaxial apparatus for the conditions of K_0 -consolidation and plane strain compression are presented. Secondly, the undrained shear strength properties of clay under the processes both primary and secondary compressions are discussed from the experimental results at any consolidation time. Some conclusions obtained from this paper indicate the points at issue in some previous methods for evaluating the increase in undrained shear strength of clay during consolidation.