

遅延圧密に関する実験的研究

赤井 浩一・佐野 郁雄
馬 時 冬・石 黒 健

EXPERIMENTAL STUDIES ON DELAYED CONSOLIDATION

By Koichi AKAI, Ikuo SANO, Ma Shi-Dou and Takeshi ISHIGURO

Synopsis

The paper describes the results of a series of experimental studies on delayed consolidation of clay. The mechanism of change in states during delayed consolidation is made clear, by considering the restrictive conditions in terms of stress and strain for K_0 -secondary compression. The proposed theory has been confirmed by the long-term consolidation test for Kaolin. Under relatively low axial load, there occurs a tendency of stress overshooting of the precompression pressure at the loading on such a soil, which is known as the p_c -effect. The consolidated-undrained strength of aged clay has also been discussed based on the test results.

1. 緒 論

一般に、原位置の半無限地盤においては、土は側方に変位を生じない K_0 状態で異方圧密されており、地盤の圧縮性や強度特性を論ずる場合に、 K_0 条件のもつ意義に留意する必要がある。この条件を満足する試験として、従来より標準圧密試験が行われているが、圧密中の土中の応力状態が不明のことや、供試体を拘束する圧密リングの側面摩擦の影響などの不確かさが入ることを避けられない。また、三軸試験装置によるせん断試験として、普通は等方圧密試料に対する実験がなされているが、それから得られる強度定数をそのまま設計パラメーターとして用いようかどうかについて議論が少なくない。したがって、地盤の応力状態を明らかにした上で試料を K_0 圧密し、その後の圧縮性や強度特性を調べることは、現地との対応性という点で好ましいことである。

また、自然堆積地盤における主要な因子として、堆積年代が考えられる。原位置地盤は通常、自重による力学系の中で、何千年、何万年あるいはそれ以上の堆積年代を経過してきており、このような地史履歴は、侵食、地下水位変動、静的あるいは動的载荷等の外的応力履歴と同様に、地盤の変形や強度特性に大きい影響を及ぼすものと考えられる。

近時、構造物の大型化、重量化につれて、その基礎を従来のような浅い沖積地盤に置くのでは支持力が不足することが多く、したがって、さらに深部の段丘層や上部洪積層に支持層を求めねばならない事例が増しつつある。しかるに、この種の地層は、十分深所にある洪積層に比べて堆積年代が若く、過圧密比が小さい上に、地史的にみて必ずしもその応力履歴が現在の有効上載圧を超えているとはみなし難い場合も少なくなく、土質基礎工学上問題となる事象が生じている。最近、湾岸を遠く離れた海洋の地点にまで大規模な埋立を推進しようとする気運にあるが、本文はこの種の段丘層または比較的新しい洪積地盤の遅延圧密に関連する基礎的な実験について記述するものである。

2. 従 来 の 研 究

粘性土の K_0 圧密特性、特に二次圧密あるいは遅延圧密に関する実験的研究は、圧密リングを用いた通常の標準圧密試験装置によるものが多い。

Bjerrum^{1,2)} は、従来の e - $\log \sigma_v'$ (e : 間隙比, σ_v' : 有効鉛直圧力) 曲線に圧密時間 (t) という時間パラメータを導入することによって、遅延圧密の概念に理論的根拠を与え、この種の粘土を古い (aged) 正規圧密土と呼んで、荷重履歴のある過圧密土と区別した。このような (e , σ_v' , t) 間の唯一的な関係は、Mesri と Godlewski³⁾ らの研究によってその妥当性が裏付けられており、自然地盤土の二次圧密において、二次圧密係数 $C_\alpha = \Delta e / \Delta \log t$ と圧縮指数 C_c との間には定まった関係があり、種々の土質に対し C_α / C_c の値が 0.025 ~ 0.10 の範囲にあることが報告されている。この結果は、前記の Bjerrum の研究において e - $\log \sigma_v'$ の曲線群が時刻ごとに互いに平行となることと同義であり、同時に、いわゆる先行効果 (p_c -effect) に関する Bjerrum の説明が妥当であることを示している。

先行効果、すなわち擬似過圧密土の圧密降伏応力 p_c の値については異論もあり、Leonards と Altschaff⁴⁾ や村上⁵⁾ の研究では、二次圧密を経た粘土に対して K_0 載荷を行うと、 p_c 値が処女圧縮線を超えて大きく出ること指摘し、これは aging により蓄積された film bond stress による抵抗にもとづくという表現がなされている。

正規圧密粘土の K_0 圧密における応力の推移については、すでに一次圧密の全期間を通じて全応力で表わした側圧 σ_h は減少するが、静止土圧係数 $K_0 = \sigma_h' / \sigma_v'$ (σ_h' : 有効水平圧力) は一定に保たれることを実験的に示した⁶⁾。ついで、二次圧密期間中の応力変化に関して状態境界曲面の概念を用いた理論的考察を行なった^{7,8)}。すなわち、遅延圧密土の一次元変形挙動の中で、二次圧密状態では有効応力が不変と考えられているが、不変なのは鉛直方向の有効応力 σ_v' であって、有効側圧 σ_h' が変化するので平均有効応力 $p (= (\sigma_v' + 2\sigma_h') / 3)$ および主応力差 $q (= \sigma_v' - \sigma_h')$ は必ずしも一定でないことを指摘した。また、通常の過圧密粘土が受けた荷重履歴と遅延圧密粘土が受けた時間履歴とは、たとえ過圧密比 (OCR) が等しくても、その後の圧縮性や強度特性に与える影響が異なることを示唆し、この意味で遅延圧密土は先述のように擬似過圧密状態にあるとよぶのが適当であることを示した。

最後に、 K_0 条件下での異方圧密試料の強度特性に関する従来の研究としては、Skempton と Sowa⁹⁾ や Henkel と Sowa¹⁰⁾ の実験的研究などがあり、等方圧密試料との比較から、 K_0 圧密試料における応力-ひずみ曲線の特徴として、破壊ひずみ、 ε_f が極端に小さく、また初期剛性が大きくなることが認められている。このような粘土のせん断挙動に及ぼす時間履歴の問題に関しては、Bjerrum と Lo¹¹⁾ が一般の異方圧密試料において、aging が非排水せん断強度の増大、間隙水圧係数 A_f の減少、破壊ひずみの減少および最大強度後の軟化の促進などの効果をもつことを示した。また、大河内と龍岡¹²⁾ は、 K_0 圧密試料の二次圧密中の応力状態を明らかにした上で、その後のせん断挙動を論じ、aging の効果は二次圧密による K_0 値上昇の効果と、長期圧密そのものの効果 (時間効果) との相乗作用であるとみなし、さらに非排水せん断時の有効応力径路の特徴から、aging が降伏曲面を拡大させることを示唆している。さらに、半沢と岸田¹³⁾ は、現地地盤から採取した試料による実験を行い、擬似過圧密状態にある沖積海成粘土の非排水せん断強度が、1) 有効上載圧下で一次圧密により形成された強度、2) 有効上載圧下で二次圧密により形成された強度、3) 化学的結合 (chemical bonding) による強度、の 3 要因により形成されると説明している。

3. 標準圧密試験装置による実験

3.1 実験の目的

載荷-除荷履歴をうけた通常の過圧密粘土と、二次的時間効果 (遅延圧密, 二次圧密, aging) をうけた擬似過圧密粘土の両者において、その後の載荷による変形挙動の相違を調べるため、標準圧密試験装置を用いた

Table 1 Set of oedometer test

Set No.	Consolidation state	Variable	Method of loading ($\Delta\sigma_v=10$ kPa)
1	QOC	Aging time, T_a	$\sigma_v=160\rightarrow640$ kPa, $T_a=1, 7, 70$ days
2	QOC	Vertical load, σ_v	$\sigma_v=80, 160, 200, 320\rightarrow640$ kPa, $T_a=7$ days
3	OC	OCR	$\sigma_v\rightarrow640$ kPa, OCR=1. 25, 2, 4, 8, 10, 16
4	QOC	OCR*	$\sigma_v\rightarrow640$ kPa, OCR*=1. 25, 2, 8, $T_a=7$ days

実験を行なった。このさいの比較の基準として、正規圧密試料の一次圧密終了時の間隙比-圧力(対数)曲線をとる。

3.2 試験と実験方法

(1) 標準圧密試験

初期含水比約70%のカオリン粘土(LL=89.2%, PI=57.6%)を供試体として使用し、通常の圧密試験装置によって Table 1 に示すような4種類の比較実験を行なった。

(2) 三軸セル内での拘束圧密試験

約250%の含水比のスリラー状粘土(LL=89.2%, PI=57.6%)を十分練り返して脱気した試料を用い、Fig. 1 に示す特殊な圧密試験装置により Table 2 の比較実験を行なった。この装置は拘束圧密リングを三軸セル内に入れたもので、供試体の上面から排水し、底面で圧密過程の間隙水圧を測定しうる。供試体の直径は5 cm、初期高さは約6 cmである。

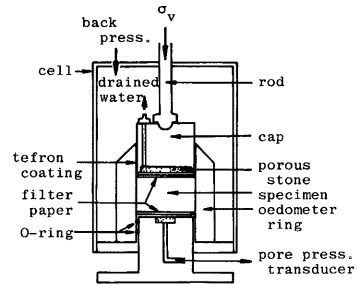


Fig. 1 Schematic diagram of oedometer installed in a triaxial cell

3.3 実験結果と考察

Fig. 2 は上載荷重 $\sigma_{v,0}'=160$ kPa のもとで、種々の期間(1日, 1週間, 10週間)放置する標準圧密試験を行なった後、 $\Delta\sigma_v=10$ kPa の荷重増分で段階的に連続載荷を行なったときの圧縮曲線を示す。載荷の時間間隔は14分としたが、これはこの粘土の標準圧密試験のさいの正規圧密領域における平均的な一次圧密終了時間 t_{100} に相当する。図中、 p_e^* は圧縮曲線の屈折点で定義される圧密降伏応力である。この図からわかるように、1日, 1週間および10週間放置を経た粘土試料の圧密降伏応力は、それぞれ 180kPa, 195 kPa および 210 kPa であって、aging の期間が長いほど p_e^* は大となり、処女圧縮線からの超過量もまた同様に大きくなる。さらに、いずれの放置期間の場合にも、載荷による応力増加が圧密降伏応力に到達するまで

Table 2 Set of confined consolidation tests by means of oedometer installed in a triaxial cell

Set No.	Consolidation state	Method of loading (kPa)
1 a	QOC(OCR*=1. 25)	5→20→40→80→160 (1 day-interval) $T_a=7$ days→320 ($\Delta\sigma_v=10$, ditto)
1 b	OR(OCR=1. 25)	5→20→40→80→160→200 (1 day-interval) →160 (unloading)→320 ($\Delta\sigma_v=10$, ditto)
1 c	OC(OCR=1. 25)	5→20→40→80→160→200 (t_{100} -interval) →160 (unloading)→320 ($\Delta\sigma_v=10$, ditto)
2 a	OC(OCR=16)	5→20→40→80→160→10 (unloading) →20→40→80→160→320 (1 day-interval)
2 b	OC(OCR=16)	5→20→40→80→160→10 (unloading) →20→40→80→160→320 (t_{100} -interval)

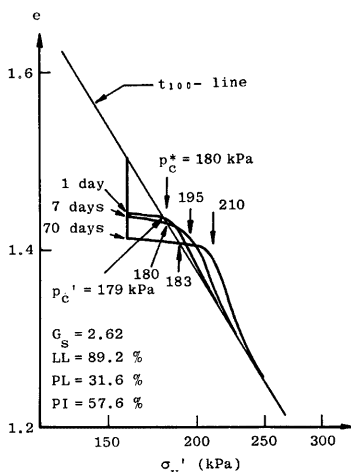


Fig. 2 Compression curves at continuous loading on aged clays ($\sigma'_{v,0} = 160$ kPa)

は、圧縮曲線はほとんど水平な直線であり、この間に間隙比の減少が認められないことを意味している。

Fig. 3 は放置期間を1週間に固定し、上載荷重を種々に変えた場合の載荷による圧縮曲線の相違を示す。この図から、aging の期間が一定の場合、上載荷重 $\sigma_{v,0}'$ が大きいほど $p_c^* - \sigma_{v,0}'$ は大となるが、処女圧縮線からの p_c^* の超過量は $\sigma_{v,0}' = 160$ kPa のときが最大の 15 kPa であり、 $\sigma_{v,0}' = 320$ kPa のような大きい軸圧下ではほとんど 0 である。このような遅延圧密土の擬似過圧密比を $OCR^* = p_c^* / \sigma_{v,0}'$ で定義すると、これらは $\sigma_{v,0}'$ にかかわらず一定 ($OCR^* \approx 1.25$) となることが知られる。

次に、過圧密粘土に対する標準圧密試験の結果を述べる。一般に、載荷による圧密と除荷による膨張を経た粘土供試体は過圧密状態になる。この状態からの再圧縮曲線の降伏応力 p_c は、以前にうけたことのある先行圧密応力とほぼ等しく、これと現在の上載荷重 $\sigma_{v,0}'$ との比が過圧密比 OCR である ($OCR = p_c / \sigma_{v,0}'$)。この実験では、二次圧密を除外するために、一連の載荷-除荷における段階は前述の $t_{100} = 14$ 分ごとにとった。

実験結果は Fig. 4 の圧縮曲線で示されている。この図

は除荷後の圧力が $\sigma_{v,0}' = 20$ kPa で、OCR がそれぞれ 4, 8, 10 および 16 の値からの載荷に相当する。これからわかるように、過圧密粘土への微小増分の連続載荷では、先行圧縮荷重を越える圧密降伏応力の超過は認められない。したがって、さきの Fig. 2 と Fig. 3 において見られた超過応力は、二次圧密または遅延圧密という長期の時間経過に起因するものであると推測される。二次圧密は時間の経過とともに生ずるクリープ的な塑性変形であり、一定の有効上載荷重のもとでひずみが増大する過程で土の構造が変化していく。そして、二次圧密中に土粒子の接触点がスリップするとき、土粒子表面の吸着水膜の間に粘性抵抗が発生す

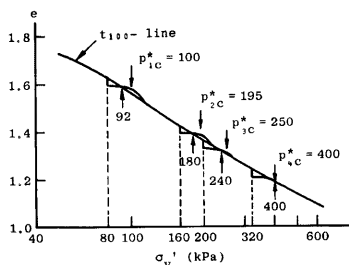


Fig. 3 Compression curves at continuous loading on aged clays (1 week-aging)

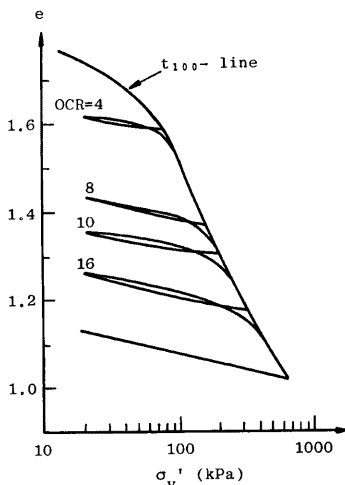


Fig. 4 Compression curve of overconsolidated clay with various OCR

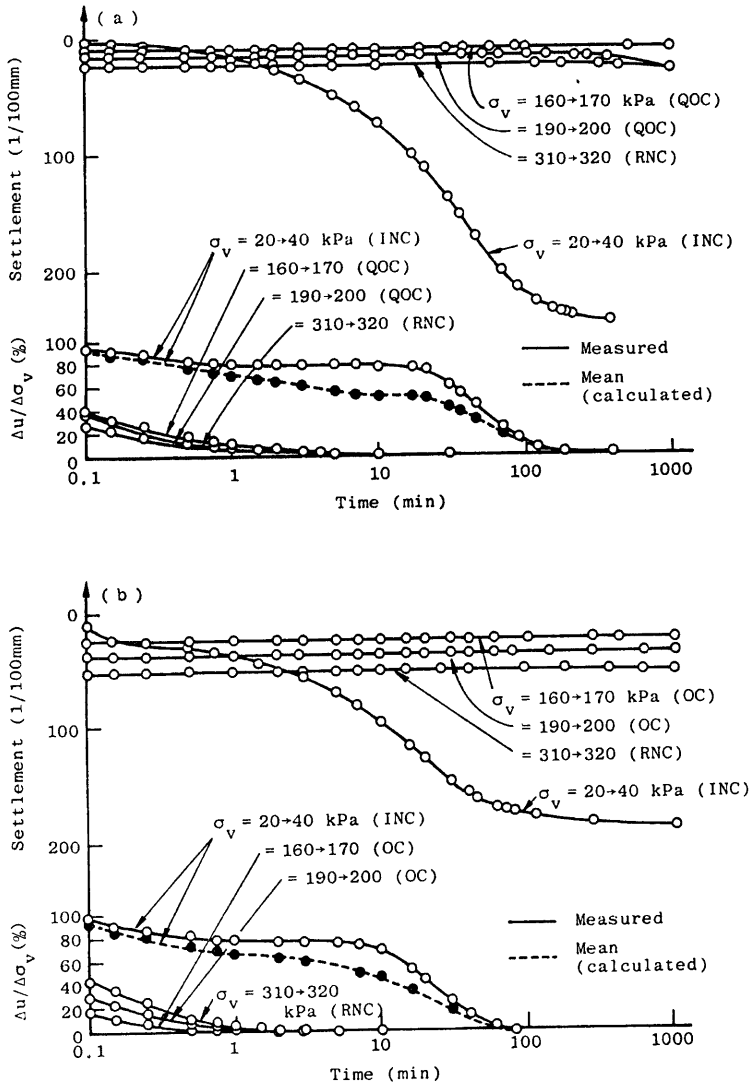


Fig. 5 Settlement-time curves and excess porewater pressure-time curves for QOC and OC clays

る。塑性変形が大きいかほど粘性抵抗は大きく、新たに載荷されたときの圧密降伏応力も次第に大きくなる。この粘性抵抗の増大には粘土の物理化学的性質が大いに関係するが、当然ある限界値が存在し、これが正規圧密処女圧縮線からの超過の程度を表わすものとなる。

Fig. 5(a), (b) は、それぞれ擬似過圧密状態 (QOC) および過圧密状態 (OC) での微小増分載荷における沈下と間隙水圧の時間的変化を示している。当初の正規圧密状態 (INC) での載荷と比べて、微小増分載荷における間隙圧係数 $B = \Delta u / \Delta \sigma_v$ (Δu : 過剰間隙水圧増分, $\Delta \sigma_v$: 鉛直応分増分) の値は小さく、かつ、過剰間隙水圧の消散はきわめて速い。これに対して沈下量はいずれも小さく、かなり長時間の遅れがある。すなわち、間隙水圧の消散過程では沈下がほとんどなく、消散後に少量の沈下が現われるという特性を示している。

4. K_0 三軸圧密試験装置による実験

4.1 実験の目的

前節の標準圧密試験装置による実験では、測定するものは供試体の鉛直ひずみのみであって、内部の応力状態は鉛直応力 σ_v を除いて不明である。この σ_v にしても、拘束リングの摩擦があるので、上載荷重がそのまますべて供試体に伝達されているという保証はない。そこで、圧密中の粘土試料の挙動を変形と応力の両面からの確に把握し、あわせて静止土圧係数や二次圧密係数の特性を調べるために、 K_0 三軸圧密試験装置による実験を行なった。

4.2 実験装置と試料および実験方法

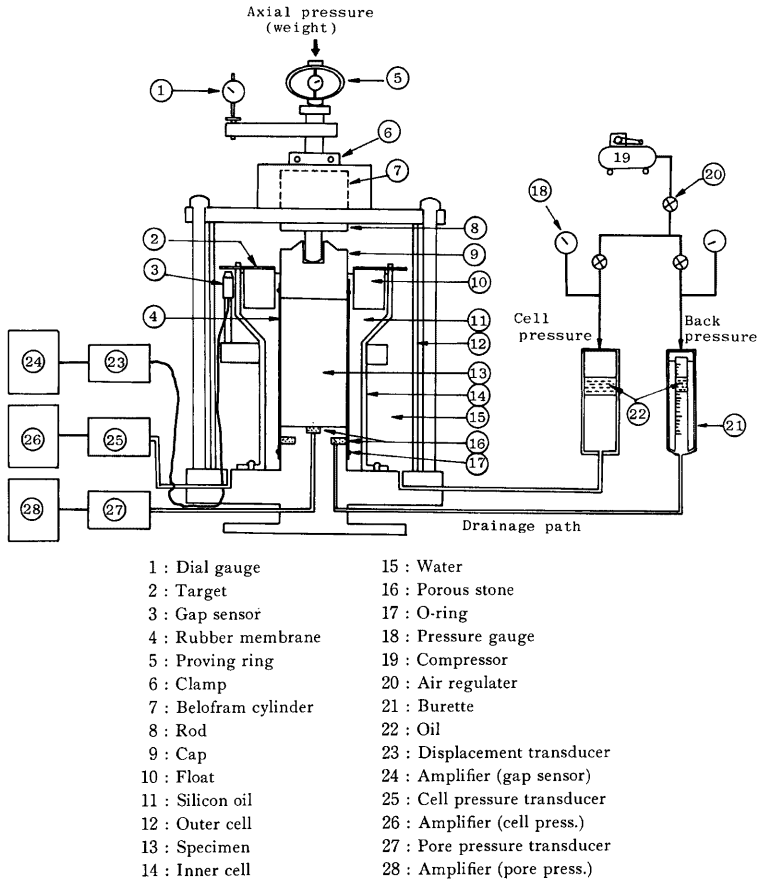
試作した実験装置の概要を Fig. 6 に示す。装置は二重セル構造になっており、内外セル内の液圧を等しくすることにより、内セル自体の変形が全くない状態のもとに内セル液のレベルを一定に保つ、いわゆる内セル液一定法によって K_0 検定を行うものである。内セル液のレベルは、内セルに装着した渦電流式ギャップセンサーと、内セルのフロート室内に浮かべたアルミニウム製ターゲットフロートとの間の距離を計測し、これを電気量に変換して得ており、この値を常に一定に保つように手動により、あるいは自動的に側圧を制御する。元来、内セル液一定法は、供試体が載荷により樽型に変形して体積変化が相殺されてしまう場合に、内セル液のレベルを一定に保っても K_0 条件が満足されないという弱点をもつため、体積ひずみ ϵ_v と軸ひずみ ϵ_h の関係 (後述の式(2)) から K_0 条件を検定した。

この装置の特長をあげると、以下のようである。

- 1) 圧密リングを用いないため、周面摩擦の影響を無視できる。
- 2) 静止土圧係数 K_0 を求めることができる。
- 3) 軸圧と側圧を分離して載荷することができ、任意の応力状態を作りうる。
- 4) 軸圧は重錘によって与えているので、長期間の載荷において軸圧を一定に保つことができる。
- 5) K_0 圧密後、変速機付きモーターによりせん断を行うことができる。
- 6) 空気圧により供試体にバックプレッシャーを与え、そのもとで圧密を行うことができる。

一方、この試作装置の使用にあたって判明した問題として、長期の二次圧密実験には粘性の高い内セル液を使用して、供試体に巻いたゴムスリーブの腐食を防がねばならないが、このときターゲットフロートの追随性が鈍感になる点があげられる。これを解消するために、 K_0 圧密における側圧の制御方法を、体積ひずみと軸ひずみを等しくする計算法を主とし、圧密開始直後の供試体の体積変化の大きい期間だけ補助的にフロートによる内セル液一定法を採用した。この改良により、 K_0 制御は圧密の初期を除いて体積ひずみと軸ひずみの両者の記録のみにもとづいて行われ、長期における制御が可能となった。

実験方法は3.(2)の場合と同種のカオリン粘土である。これを土槽内で 100 kPa の圧力を与えて予圧密したものを試料として用いた。 K_0 三軸供試体は直径 5 cm、高さ 10 cm の寸法をもち、周面に巻いたストリップ状の戸紙により側方に排水する圧密方式を採用した。

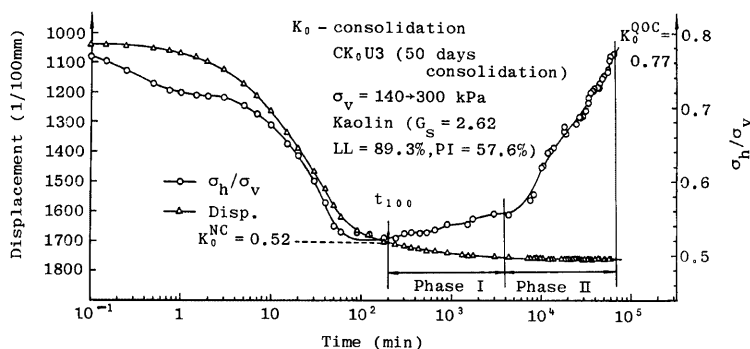
Fig. 6 Schematic system diagram of K_0 -triaxial consolidation apparatus

4.3 実験結果と考察

(1) 長期圧密における K_0 値の推移と鉛直変位

二次圧密期間中の K_0 値（静止土圧係数）の推移に関しては種々の説があり，またその変動の理由や機構についても明らかでない点が多い¹⁴⁾。まず，著者らの長期圧密実験で得られた結果について述べよう。

一次圧密が終了して平衡状態に達している試料に対して軸圧を一定とし， K_0 状態を保ったまま50日間の長期圧密を行なった結果を Fig. 7 に示す。この図には，軸圧 $\sigma_v = 300 \text{ kPa}$ のもとでの主応力比 σ_h/σ_v (σ_h : 側圧， σ_v : 軸圧，いずれも全応力) と鉛直変位の時間的変化が描かれている。図の変位曲線より，一次圧密終了時刻は $t_{100} \approx 200$ 分であることが知られるが，この時点において $\sigma_h/\sigma_v (= \sigma'_h/\sigma'_v)$ はほぼ一定値 ($K_0^{\text{NC}} = 0.52$) を保つことがわかる。また，二次圧密領域においては K_0 値は次第に上昇し，50日後には $K_0^{\text{QOC}} = 0.77$ にまで達している。

Fig. 7 Result of long-term K_0 -triaxial consolidation test

二次圧密期間中の K_0 値の上昇は、対数時間に対して 2 本の直線で近似される。いま、 $t=200$ 分から $t=4,000$ 分付近までの上昇割合の低い部分を Phase I、それ以降の上昇割合の高い部分を Phase II とする。Phase I では二次圧密係数の値は $C_\alpha=1.37 \times 10^{-2}$ から 5.7×10^{-3} 程度に漸減するのに対し、Phase II では $C_\alpha \approx 2.4 \times 10^{-3}$ の一定値をとる。このように、二次圧密における K_0 値の変化、すなわち、側圧の増大と、二次圧密速度との間に明確な対応がある。

(2) 有効応力一定排水クリープ特性

一次圧密と二次圧密とを問わず、広大な地層の圧密は K_0 状態のもとで進行しており、応力-ひずみ関係は K_0 条件による制約をうけて複雑な様相を呈すると考えられる。一次圧密中は過剰間隙水圧の減少とともに、有効応力は鉛直・水平両方向（最大全応力と最小主応力）とも漸次増加し、圧密完了とともにそれぞれ全応力の値に到達するが、圧密中の水平・鉛直有効応力比は一定の静止土圧係数 $K_0^{NC}=\sigma_h'/\sigma_v'$ となることが知られている⁹⁾。

一方、二次圧密期間における制約条件は、まず応力条件として $\sigma_v=\sigma_v'=\text{const}$ があげられる。次に、ひずみの条件について考える。一般に、円筒形土要素の軸ひずみ ε_v ($=\varepsilon_1$) は次式で示される。

$$\varepsilon_v = \frac{v}{3} + \frac{2}{3}(\varepsilon_v - \varepsilon_h) = \frac{v}{3} + \varepsilon \quad \dots\dots\dots (1)$$

ここに、 v , $v/3$, ε はそれぞれ体積ひずみ、平均ひずみ、偏差ひずみである。

K_0 条件は、変形の過程で側方ひずみ ε_h ($=\varepsilon_3$) がいないことを意味し、この条件下では

$$v = \varepsilon_v + 2\varepsilon_h = \varepsilon_v + 0 = \varepsilon_v \quad \dots\dots\dots (2)$$

が成立する。これより、軸ひずみ ε_v が体積ひずみ v に等しくなるが、これは決して K_0 条件下で偏差ひずみ ε がいないことを意味するものではない。 ε_v をひずみの成分に分けると、平均ひずみ $v/3$ と偏差ひずみ $\varepsilon = 2/3 \cdot \varepsilon_v = 2/3 \cdot v$ の比は、

$$\frac{v}{3} : \varepsilon = 1 : 2 \quad \dots\dots\dots (3)$$

結局、 K_0 状態におけるひずみの制約条件は、一次圧密・二次圧密期間とも偏差ひずみ ε が体積ひずみ v ($=\varepsilon_v$) の2/3倍でなければならないということになる。

ところで、直接的には、平均ひずみ $v/3$ は平均有効応力 p によって生じ、偏差ひずみ ε は主応力差 q によって起こる。このほかに、土ではダイレイタンスがあるので、主応力差による体積変化を無視することができない。結局、土質材料における応力とひずみの対応は次のように記述される。

$$\left. \begin{array}{l} p \longrightarrow v/3 \\ q \longrightarrow \varepsilon \end{array} \right\} \varepsilon_v (\Delta \varepsilon) \dots\dots\dots (4)$$

ここに、実線の矢印は直接的応答を、また破線のそれは間接的応答を意味している。これらの中で、 p と $v/3$ の対応のみが時間遅れのない (inviscid) ものであり、他の 2 つはほぼ時間遅れを伴う (viscid) 対応であると考えられる。そして、この後者の 2 つのひずみの時間依存性が、二次圧密中の側圧変化の機相を支配するものとなる。

そのような応力-ひずみ-時間関係を把握するために、まず応力条件を一定にして長期圧密試験を行い、ひずみと時間の関係を調べた。実験の手順は次のとおりである。

- 1) カオリン粘土供試体 (直径 5 cm, 高さ 10 cm) を、静止土圧係数 $K_0^{NC} = 0.52$ に相当する応力比 $\eta = q/p = 0.706$ で異方圧密する。最終圧密圧力は $\sigma_v = 300$ kPa である。
- 2) 一次圧密終了後、応力状態をそれまでと同一に保つ。すなわち、鉛直有効応力 $\sigma_v' = 300$ kPa, 水平有効応力 $\sigma_h' = 300 \times 0.52 = 156$ kPa。この条件下で、供試体を約 2 ケ月間排水クリープさせる。
- 3) 上記の両段階において測定されるものは、軸ひずみ ε_v 、体積ひずみ v 、過剰間隙水圧 u である。 ε_v と v の記録から、平均ひずみ $v/3$ と偏差ひずみ $\varepsilon = \varepsilon_v - v/3$ および水平ひずみ $\varepsilon_h = (v - \varepsilon_v)/2$ が計算される。

Fig. 8 にこの実験結果を示す。過剰間隙水圧 u の消散状況から、一次圧密は $t_{100} \approx 90$ 分で終了することがわかる。この間の平均ひずみ $v/3$ と偏差ひずみ ε の比率はほぼ 1:2 であって、式(3)の K_0 条件が十分満足されている。このことは、この間に水平ひずみ ε_h が変化していないことから裏づけられる。

他方、 $t > t_{100}$ となって二次圧密領域へ入ると、平均ひずみと偏差ひずみの進行の様子は次第に異なってゆき、後者が前者より卓越するようになる。すなわち、応力 p, q を一定に保った場合、図のように水平ひずみ ε_h が負側に増大 (側方に膨張) することになり、 K_0 条件が破られる。平均ひずみ $v/3$ については、一次圧

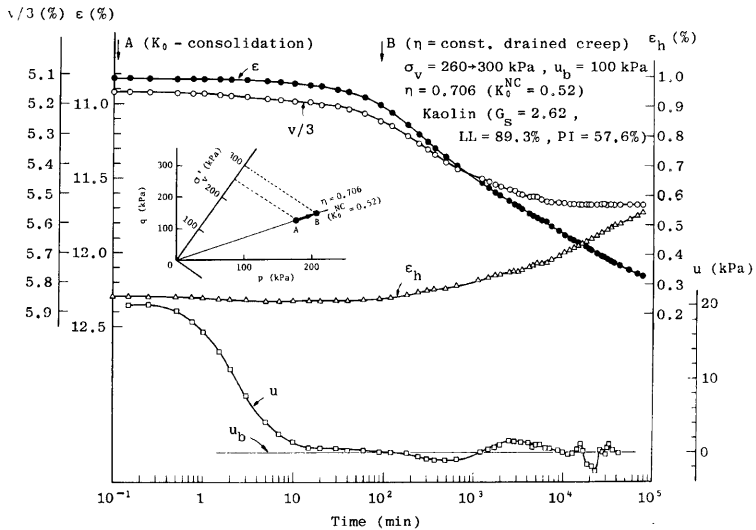


Fig. 8 Result of K_0 -consolidated drained creep test (p, q : const.)

密中の平均有効応力 p の増大により $v/3$ の発生に時間遅れがないとすると、 $t > t_{100}$ における $v/3$ の出現はすべて偏差応力 q によるダイレイタンスの時間依存性に起因するものとみなされる。この平均ひずみの挙動は $t \approx 10^4$ 分 (約1週間) で収束する傾向を示す。これに対して、 q による偏差ひずみ ε の挙動、すなわちクリープは、実験の範囲内の時間では収束の様相を示さず、対数時間に対してほぼ比例的に進行する。

前述したように、二次圧密中 K_0 状態が保持されるためには、平均ひずみと偏差ひずみの間に式(3)の関係が満足されていなければならない。すなわち、応力一定という条件下では Fig. 8 のように $v/3$ と ε が K_0 条件から離脱するが、両者のひずみをあくまでも式(3)の比率に保つためには、平均有効応力 p の増加が必要となる。加えて、応力に関する拘束条件 $\sigma'_e = \text{const}$ があるため、 p の増加は必然的に q の減少を伴う。これが、同じくカオリン粘土に対する K_0 条件下の二次圧密で側圧が増加した前項(1)の実験結果の理由づけとなる。さらに、Fig. 7 と Fig. 8 を対比するとわかるように、二次圧密期間の中で Phase I と Phase II の境界が $t \approx 10^4$ 分であり、これは上述のように平均ひずみの収束時点に相当している。すなわち、平均ひずみが収束後の Phase II に入ってから、Fig. 7 に見られる側圧、したがって K_0 値の著しい増加が認められる。

本項で述べた排水クリープ実験の結論として、次のことがあげられる。すなわち、 K_0 条件下の二次圧密期間中の応力の変化は、土の基本的物性としてのクリープ特性およびダイレイタンス特性に依存する。今回実験に用いたカオリン粘土では、クリープの持続効果がダイレイタンスのそれを上回ることによって二

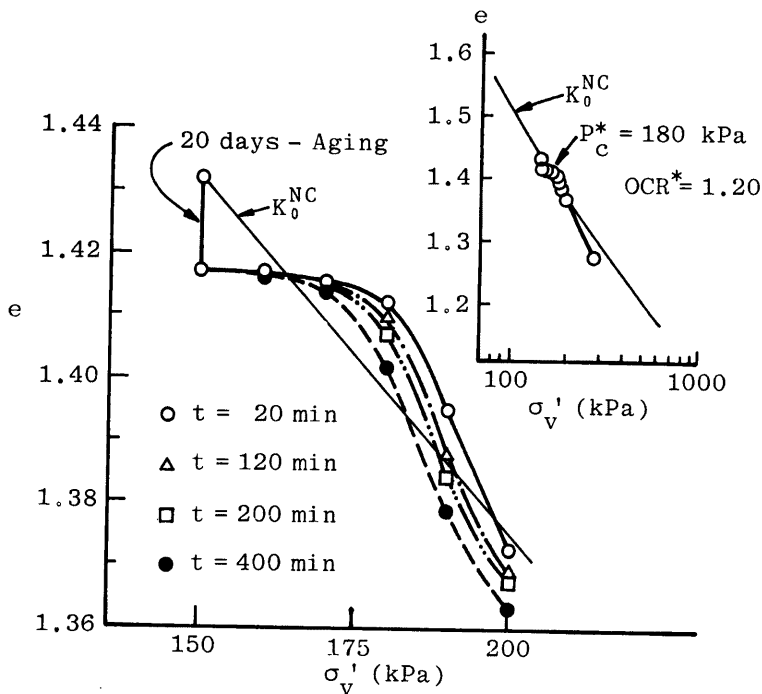


Fig. 9 Compression curves in K_0 -triaxial loading test after aging ($\sigma'_{v,0} = 150$ kPa)

次圧密中に側圧，したがって K_0 値の増大が生じたのである。もしこれとは逆の物性をもつ土質であれば，二次圧密中に K_0 値の減少が生ずるという可能性も存在する。

(3) 遅延圧密土への K_0 載荷時の変形挙動

軸圧を $\sigma_{v,0}' = 150, 300, 450$ kPa の 3 種類とし，それぞれ 20 日間の aging (ただし， $\sigma_{v,0}' = 300$ kPa については 7 日間) を与えた後， K_0 状態を保ちながら $t = 20$ 分ないし 400 分ごとに微少幅で新たな載荷を加える実験を行なった。実験結果の一例を Fig. 9 に示す。この図により，圧密降伏応力 p_e^* までは間隙比 e の減少がほとんどない過圧密挙動をとることが知られる。また，この図のように軸圧の低い場合 ($\sigma_{v,0}' = 150$ kPa) には， p_e^* 値が処女圧縮線を超過する現象がみられるが，高軸圧下ではこのようなことは現われない。さらに， p_e^* 以降の圧縮指数 C_c は正規圧密粘土のものより大きく， $e - \sigma_v'$ 曲線が下方に位置することも特徴的である。

Fig. 10 は K_0 載荷時の各試料の有効応力経路を示す。過圧密土では載荷が大きくなると，応力経路が正規圧密線 (K_0^{NC} 線) へ完全に復帰するのにに対し，この遅延圧密土では p_e^* 値で応力経路が曲折した後 K_0^{NC} 線へ復帰せず，そのやや下側 (K_0 値の大きい領域) をたどることと，初期の載荷において応力経路が $p = \text{const}$ に近く出発する (すなわち，軸圧の増大につれて側圧の減少がみられる) ことが特徴的である。

K_0 載荷時の沈下-時間曲線の様子は，遅延圧密による擬似過圧密土に対して Fig. 11 に示される。微少幅での多段階載荷の場合，沈下-時間曲線が Terzaghi による標準型にならないことは普通にいわれているが，この図でもそれは明らかである。すなわち，過剰間隙水圧の消散に起因する体積変化はきわめて微少であり，ほとんどが二次圧縮の様相を呈している。これは過圧密土によく類似した挙動である。

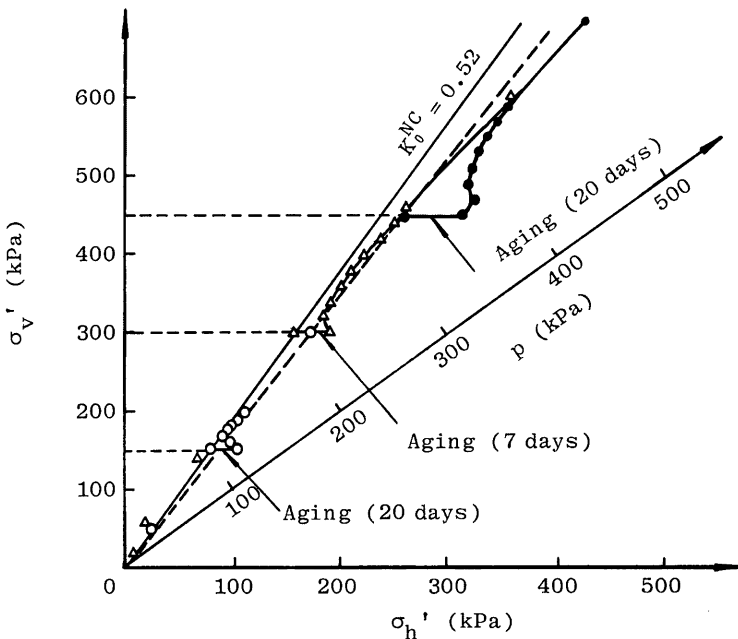
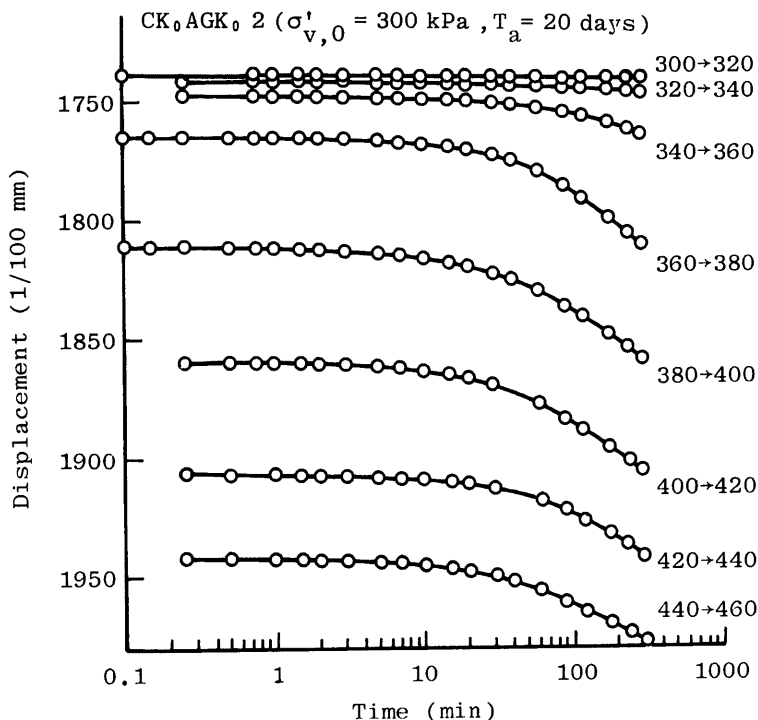


Fig. 10 Effective stress paths in K_0 -triaxial loading test after aging

Fig. 11 Settlement-time curves in K_0 -triaxial loading test after aging

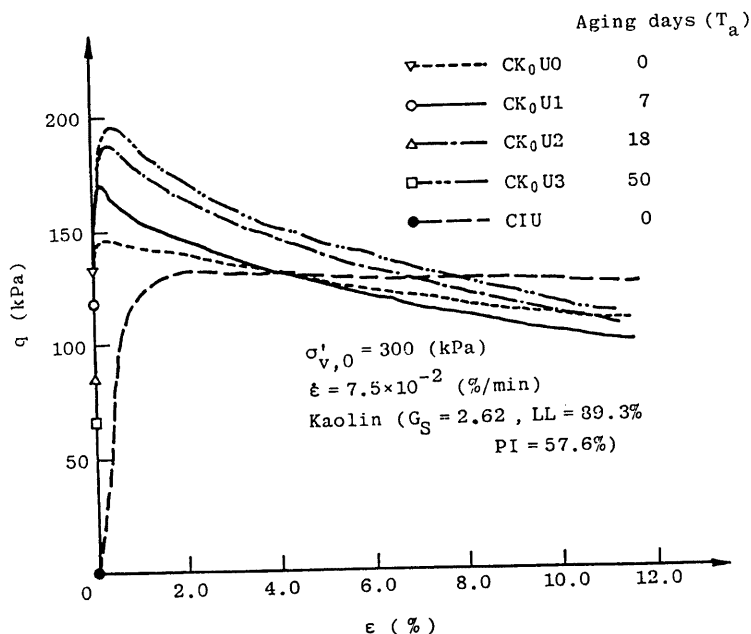
(4) 遅延圧密土の非排水せん断特性

K_0 条件下で異方圧密された粘性土のせん断特性については従来から研究がなされており、その応力-ひずみ特性としては、等方圧密試料との比較から次の傾向が認められている。

- 1) 応力-ひずみ曲線の形は脆性材料の特性を示し、曲線の初期の立ちあがり急である(初期剛性が大きい)。
- 2) 最大強度点に到達するまでは、わずかなひずみ量でせん断応力を支持することができる。
- 3) 最大強度点を過ぎるとせん断抵抗は激減し、顕著な軟化挙動を示す。

K_0 状態で生成した遅延圧密土のせん断特性を調べるために、カオリン粘土を用いて一連の側圧一定排水せん断試験を行なった。試験装置の機構上、外的に与えたひずみ速度は一定であるのに対し、せん断直前の供試体の高さが異なるため、せん断時のひずみ速度には若干の差が生じたが、いずれも $\dot{\epsilon}=0.07\sim0.08\%/min$ の範囲にある。

Fig. 12 は $\sigma_v, \sigma'_v=300$ kPa のもとで種々の期間 aging された擬似過圧密粘土の非排水せん断試験における応力-ひずみ関係を示す。比較のため、aging のない等方圧密試料に対する曲線をも描いてある。また、Fig. 13 は非排水せん断時の有効応力径路をすべてまとめたものである。二次圧密中の側方応力の増大により、せん断開始時の応力状態は状態境界面の内部に入っており、応力径路は各軸圧に対応する aging 面上

Fig. 12 Stress-strain curves in undrained shear test after aging ($\sigma'_{v,0}=300$ kPa)

から出発する⁸⁾。

これらの図より、遅延圧密土のせん断特性として以下のことが明らかである。すなわち、aging の期間が長いほど最大せん断強度は増大し、その後の応力-ひずみ関係は顕著な軟化挙動を示す。なお、低軸圧状態での二次圧密試料では、最大強度を示す破壊線の傾斜 (M) が他のものより少し大きい。これは(3)で述べた k_e^* 値の超過現象に対応するものと考えられる。その原因として、aging によるセメンテーション効果を導入する考え方もあるが、詳細については電子顕微鏡などによる微視的考察をまたねばならない。全体に大きいひずみにおいては、Fig. 12, Fig. 13 とも全試料が収束する傾向が認められ、これより圧密時の応力の異方性や aging の期間の相違にかかわらず、粘土は一義的な残留強度状態を示すことが理解される。

5. 結 論

遅延圧密に関する一連の実験的研究により得られた結論のおもなものは、次のとおりである。

(1) K_0 圧密粘土の二次圧密特性

- 1) カオリン粘土の静止土圧係数は、二次圧密領域において次第に増大する。この傾向は対数時間に對し 2 本の直線で近似できる。
- 2) 上記の特性は二次圧密における変形挙動と密接に対応しており、二次圧密係数が漸減する領域から、それが一定値となる領域へと変化する。
- 3) K_0 圧密粘土の二次圧密における上記の挙動は、土のもつ基本的な物性、すなわちクリープとダイレイタンスの両者の時間依存特性により支配される。

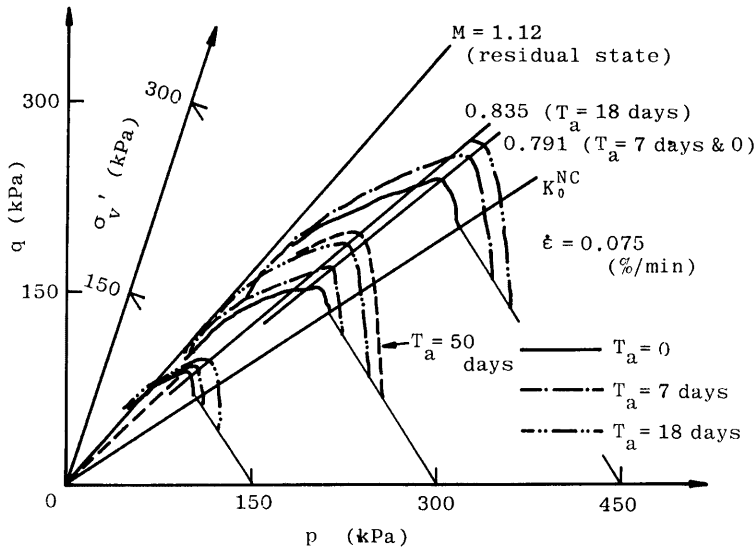


Fig. 13 Effective stress paths in a series of undrained shear tests after aging

(2) 遅延圧密土への K_0 載荷時の変形挙動

- 1) 載荷による応力増加が圧密降伏応力 p_e^* に到達するまでは、間隙比の減少がほとんど認められない。しかし、その後の圧縮性は正規圧密粘土よりも大きくなる。
- 2) 軸圧が小さい場合の p_e^* は処女圧縮線を超過するが、高い応力レベルではこの現象はみられない。なお、aging の期間が長いほど、 p_e^* 値およびこの超過量とも大となる。通常の過圧密粘土では、いずれの軸圧においてもこのような超過現象はない。
- 3) K_0 載荷時の有効応力経路は、過圧密土では載荷が大きくなると正規圧密線 (K_0^{NC} 線) へ完全に復帰するのに対し、遅延圧密土では p_e^* 値で応力経路が曲折した後 K_0^{NC} 線へ戻らず、 K_0 値の大きい領域をたどる。

(3) 遅延圧密土の非排水せん断特性

- 1) aging の期間が長いほど最大せん断強度は増加し、その応力-ひずみ関係は顕著な軟化現象を示す。
- 2) 低軸圧状態での二次圧密試料では、最大強度を示す破壊線の傾斜が他のものより若干大きい、これは上述の p_e^* 値の超過現象に対応するものと考えられる。
- 3) 全体に大きいひずみにおいては、圧密時の応力の異方性や aging の期間の相違にかかわらず、粘土は一義的な残留強度状態を示す。

本研究に関連して、昭和58年・59年の両年度にわたり、「 K_0 圧密地盤の変形・強度特性と設計パラメータに関する研究」なる課題に対し、文部省科学研究費補助金（試験研究）の交付を受けていることを付記して謝意を表す。

参 考 文 献

- 1) Bjerrum, L.: Engineering Geology of Norwegian Normally-Consolidated Marine Clays as Related

- to Settlements of Buildings (7th Rankine Lecture), *Geotechnique*, Vol. 17, No. 2, 1967, pp. 83-117.
- 2) Bjerrum, L.: Embankments on Soft Ground, *Proc. ASCE Specialty Conf. on Performance of Earth and Earth-Supported Structures*, Vol. 2, 1972, pp. 1-54.
 - 3) Mesri, G. and P. M. Godlewski: Time- and Stress-Compressibility Interrelationship, *Proc. ASCE*, Vol. 103, GT-5, 1977, pp. 417-430.
 - 4) Leonards, G. A. and A. G. Altschaeffl: Compressibility of Clay, *Proc. ASCE*, Vol. 90, SM-5, 1964, pp. 133-155.
 - 5) Murakami, Y.: Excess Pore-Water Pressure and Preconsolidation Effect Developed in Normally Consolidated Clays of Some Age, *J. JSSMFE*, Vol. 19, No. 4, 1979, pp. 17-29.
 - 6) 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*，No. 113, 1965, pp. 11-27.
 - 7) 赤井浩一・佐野郁雄：遅延圧密土の一次元変形挙動，*京大防災研究所年報*，Vol. 24, No. B-2, 1981, pp. 73-82.
 - 8) 赤井浩一・佐野郁雄：遅延圧密土の一次元変形における状態経路，*土木学会論文報告集*，No. 316, 1981, pp. 167-170.
 - 9) Skempton, A. W. and V. A. Sowa: The Behaviour of Saturated Clays during Sampling and Testing, *Geotechnique*, Vol. 13, No. 4, 1963, pp. 269-290.
 - 10) Henkel, D. J. and V. A. Sowa: The Influence of Stress History on Stress Path in Undrained Triaxial Tests on Clay, *ASTM STP*, No. 361, 1963, pp. 280-291.
 - 11) Bjerrum, L. and K. Y. Lo: Effect of Aging on the Stress-Strength Properties of a Normally Consolidated Clay, *Geotechnique*, Vol. 13, No. 2, 1963, pp. 147-157.
 - 12) 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，*東大生産技術研究所研究速報*，Vol. 34, No. 7, 1977, pp. 10-13.
 - 13) Hanzawa, H. and T. Kishida: Fundamental Considerations on Undrained Strength Characteristics of Alluvial Marine Clays, *J. JSSMFE*, Vol. 21, No. 1, 1981, pp. 39-50.
 - 14) Schmartzmann, J. H.: A Simple Question About Consolidation, *Proc. ASCE*, Vol. 109, GT-1, 1983, pp. 119-122.