

飽和粘土圧縮中に生ずる間隙水圧

川 上 浩*

(昭和38年7月5日受理)

緒 言

飽和粘土の力学的性質を掌握するには間隙水圧の変化を知ることは重要な要素である。従来、圧縮中に生ずる間隙水圧¹⁾については、破壊時に生ずる間隙水圧のみを考慮した間隙水圧係数 A, B によって、また圧縮初期²⁾に生ずる間隙水圧のみを考慮した平均応力に等しい間隙水圧が生ずるという考え方等により取り扱われてきた。

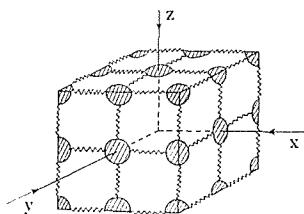
著者は圧密現象を考慮するモデルを修正した立体格子モデルにより圧縮中の間隙水圧について考察し、新たな間隙水圧係数 β を導入した。この間隙水圧係数によれば間隙水圧の動きを圧縮初期より破壊近傍にいたる迄説明することができ、間隙水圧の挙動を知る上に好都合である。なおこの間隙水圧係数は各正規圧密粘土について常数として決めうるものであり、粘土の圧縮性との間に一定の関係があることも認められた。過圧密粘土においては間隙水圧の動きは過圧密の程度により異なるが、これも間隙水圧係数 β が過圧密比の増大に伴ない低減すると考えればよいことがわかった。

本文はこれらの点を中心に理論的、実験的に詳述したものである。

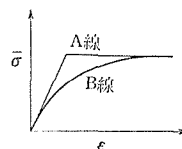
第1章 理論的考察

1. 格子モデルによる基本式

圧密中の間隙水圧を説明するモデルとして図一1のモデルを使用する。これは Terzaghi³⁾の圧密モデルを3次元に拡大したのみであるが、A. Casagrande が圧密現象を定性的に説明するために用いている。このモデルでは立方格子の交点に剛球が配置され、この剛球はバネで縦横に連結されている。この間隙はすべて水で満たされており、剛球および水はともに非圧縮性であるとする。この剛球とバネを土粒子骨格におきかえて考える。



図一1 立方格子モデル



図一2 バネの応力-ヒズミ曲線

* 土木工学教室，助教授

圧密を考える場合、剛球を連結するバネはバネ常数一定と考えるが、圧縮においてはバネ常数はヒズミの増大と共に減少するものとする。すなわちバネの応力-ヒズミ曲線は図-2のA線で表わされるのではなく、B線のごとく変化するものとする。

従来の研究は多少の差こそあれ、A線の初期直線部分を基本に間隙水圧を考察したわけであるが、著者は土の応力-ヒズミ関係はB線で示される曲線で表わされるものであると考へ、粘土が弾性から塑性にいたるその過渡的狀態をも含めて間隙水圧を考察しようとするものである。

図-1の剛球を連結するバネは単純なバネではなく、圧縮初期 K_0 なるバネ常数をもち、ヒズミの増大と共にバネ常数は減少して遂に零になると考へるが、このバネ常數の變化の過程は次式にしたがうものと仮定する。

任意のヒズミ ε に達した時のバネ常數 K は

$$K = K_0 e^{-\frac{\varepsilon}{\varepsilon_k}} \tag{1}$$

で与えられるものとする。

ここで $\varepsilon_k = \frac{\bar{\sigma}_f}{K_0}$, $\bar{\sigma}_f$: 有効応力の破壊値。

ε_k , K_0 , $\bar{\sigma}_f$ は図-3で説明される様に実験的に決めうる常數である。バネ常數の變化が(1)式に従うかどうかについては後述する。

今單位長さの一邊をもつ立方體モデルを考へ、図-1のごとく直交座標 x, y, z 軸をとる。

K_x, K_y, K_z : 直交3方向それぞれのバネ常數,

K_{0x}, K_{0y}, K_{0z} : 直交3方向それぞれの圧縮初期バネ常數,

$\Delta\sigma_x, \Delta\sigma_y, \Delta\sigma_z$: Δt 時間にこの立方體に作用する外応力 (増加正),

$\Delta\bar{\sigma}_x, \Delta\bar{\sigma}_y, \Delta\bar{\sigma}_z^*$: Δt 時間にこの立方體に生ずる有効応力 (増加正),

Δu : Δt 時間にこの立方體に生ずる間隙水圧 (増加正),

$\Delta\varepsilon_x, \Delta\varepsilon_y, \Delta\varepsilon_z$: Δt 時間にこの立方體に生ずる直交3方

向それぞれのヒズミ (圧縮ヒズミ正),

$\bar{\sigma}_{fx}, \bar{\sigma}_{fy}, \bar{\sigma}_{fz}$: 直交3方向のバネが圧縮開始後破壊するまでの有効応力變化(増加正)。

以上の記号を用いれば、まず有効応力に関する基本式は次の様になる。

$$\left. \begin{aligned} \Delta\sigma_x &= \Delta u + \Delta\bar{\sigma}_x, \\ \Delta\sigma_y &= \Delta u + \Delta\bar{\sigma}_y, \\ \Delta\sigma_z &= \Delta u + \Delta\bar{\sigma}_z. \end{aligned} \right\} \tag{2}$$

* 記号上部の Bar はすべて有効応力を示すために付する。

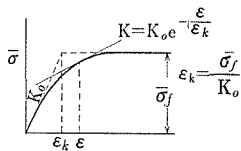


図-3 ヒズミによるバネ常數變化

有効応力と変形の間には(1)式の仮定より

$$\left. \begin{aligned} \overline{\Delta\sigma_x} &= K_x \cdot \Delta\varepsilon_x, \text{ ただし } K_x = K_{ox} e^{-\frac{\varepsilon_x}{\varepsilon_{kx}}} \\ \overline{\Delta\sigma_y} &= K_y \cdot \Delta\varepsilon_y, \text{ ただし } K_y = K_{oy} e^{-\frac{\varepsilon_y}{\varepsilon_{ky}}} \\ \overline{\Delta\sigma_z} &= K_z \cdot \Delta\varepsilon_z, \text{ ただし } K_z = K_{oz} e^{-\frac{\varepsilon_z}{\varepsilon_{kz}}} \end{aligned} \right\} \quad (3)$$

応力-ヒズミ曲線として与えたい場合には(3)式を積分して与えられる。すなわち、

$$\left. \begin{aligned} \overline{\sigma_x} &= \int_0^{\varepsilon_x} K_x d\varepsilon_x = \int_0^{\varepsilon_x} K_{ox} e^{-\frac{\varepsilon_x}{\varepsilon_{kx}}} d\varepsilon_x \\ &= \overline{\sigma_{fx}} \left[1 - e^{-\frac{\varepsilon_x}{\varepsilon_{kx}}} \right], \text{ ただし } \overline{\sigma_{fx}} = K_{ox} \cdot \varepsilon_{kx}, \\ \text{同様に} \quad \overline{\sigma_y} &= \overline{\sigma_{fy}} \left[1 - e^{-\frac{\varepsilon_y}{\varepsilon_{ky}}} \right], \text{ ただし } \overline{\sigma_{fy}} = K_{oy} \cdot \varepsilon_{ky}, \\ \overline{\sigma_z} &= \overline{\sigma_{fz}} \left[1 - e^{-\frac{\varepsilon_z}{\varepsilon_{kz}}} \right], \text{ ただし } \overline{\sigma_{fz}} = K_{oz} \cdot \varepsilon_{kz}, \end{aligned} \right\} \quad (4)$$

また Δn を Δt 時間にこの立体に生じた間隙の変化量(増加正)とすれば

$$-\Delta n = \Delta\varepsilon_x + \Delta\varepsilon_y + \Delta\varepsilon_z \quad (5)$$

これらの関係式が圧縮を考えるための基本式である。

2. 圧密急速試験における間隙水圧

前節の一般式により三軸試験における間隙水圧について考えてみる。三軸試験では円柱供試体に働く水平2軸方向の力は常に等しく、また供試体も水平2軸方向で土の諸性質が異なることはないと考えられるので、応力・ヒズミは円柱形軸方向と半径方向に分けて考えるものとする。軸方向の応力およびヒズミには subscript a を、半径方向には、subscript r をつけて示すものとする。

通常の圧密急速試験では圧密が終了して後、非排水の状態となし、側圧一定・軸圧増加による試験を行なうのであるが、一般的な載荷として

単位時間における側圧の増加: $\Delta\sigma_r$,

単位時間における軸圧の増加: $\Delta\sigma_a$,

単位時間における軸差応力の増加: Δp ,

において、 $\Delta\sigma_a - \Delta\sigma_r = \Delta p$

とする。前節の基本式において subscript $x=y=r$, $z=a$ とおきかえることにより、

$$\left. \begin{aligned} (2) \text{式より} \quad \Delta\sigma_r &= \Delta u + \overline{\Delta\sigma_r}, \\ \Delta\sigma_a &= \Delta u + \overline{\Delta\sigma_a}, \end{aligned} \right\} \quad (6)$$

$$(3) \text{式より} \quad \left. \begin{aligned} \overline{\Delta\sigma_r} &= K_r \cdot \Delta\varepsilon_r, \quad \text{ただし } K_r = K_{or} e^{-\frac{\varepsilon_r}{\varepsilon_{kr}}}, \\ \overline{\Delta\sigma_a} &= K_a \cdot \Delta\varepsilon_a, \quad K_a = K_{oa} e^{-\frac{\varepsilon_a}{\varepsilon_{ka}}}, \end{aligned} \right\} \quad (7)$$

$$(4) \text{式より} \quad \Delta\varepsilon_a + 2\Delta\varepsilon_r = 0, \quad (8)$$

が成り立つ。(6)(7)式より

$$\left. \begin{aligned} \Delta\sigma_r - \Delta u &= K_r \cdot \Delta\varepsilon_r, \\ \Delta\sigma_a - \Delta u &= K_a \cdot \Delta\varepsilon_a. \end{aligned} \right\} \quad (9)$$

(8)式に代入すると

$$\begin{aligned} \frac{\Delta\sigma_a - \Delta u}{K_a} + 2 \frac{\Delta\sigma_r - \Delta u}{K_r} &= 0, \\ \Delta u &= \frac{K_r}{2K_a + K_r} \Delta\sigma_a + \frac{2K_a}{2K_a + K_r} \Delta\sigma_r. \\ \frac{K_a}{K_r} &= \frac{K_{oa} e^{-\frac{\varepsilon_a}{\varepsilon_{ka}}}}{K_{or} e^{-\frac{\varepsilon_r}{\varepsilon_{kr}}}} = \lambda \end{aligned} \quad (10)$$

$$\text{とおくと} \quad \Delta u = \frac{1}{1+2\lambda} \Delta\sigma_a + \frac{2\lambda}{1+2\lambda} \Delta\sigma_r$$

$$\Delta\sigma_a = \Delta u + \Delta p \quad \text{であるから}$$

$$\Delta u = \frac{1}{1+2\lambda} \Delta p + \Delta\sigma_r \quad (11)$$

なる間隙水圧が生ずることになる。この(11)式は Skempton の λ -theory¹⁾ と全く同形であるが、 λ の意味を異にする。Skempton は λ を粘土の圧縮性と膨脹性の比によって定義し、これを土について一定の常数と考えた。しかし(11)式における λ は圧縮により生ずるヒズミの関数である。また $\frac{1}{1+2\lambda}$ は Skempton の間隙水圧係数 A ²⁾ に相当するが、係数 A を土についての1つの常数としているのに対し、 $\frac{1}{1+2\lambda}$ はヒズミが生ずると共に変化する。後述の実験結果のごとく、(10)式における K_{oa} 、 K_{or} は $K_{oa} = K_{or}$ と考えることができるが、(10)式の λ において $K_{oa} = K_{or}$ とおいた時の $\frac{1}{1+2\lambda}$ はヒズミにより図-4のごとく変化する。

すなわち、 $K_{oa} = K_{or}$ なる時(11)式は

$$\text{圧縮初期において} \quad \Delta u = \frac{1}{3} \Delta p + \Delta\sigma_r,$$

$$\text{圧縮終期において} \quad \Delta u = \Delta p + \Delta\sigma_r \quad (\beta > 1),$$

$$\Delta u = \Delta\sigma_r \quad (\beta < 1)$$

なる間隙水圧が生ずることを示している。

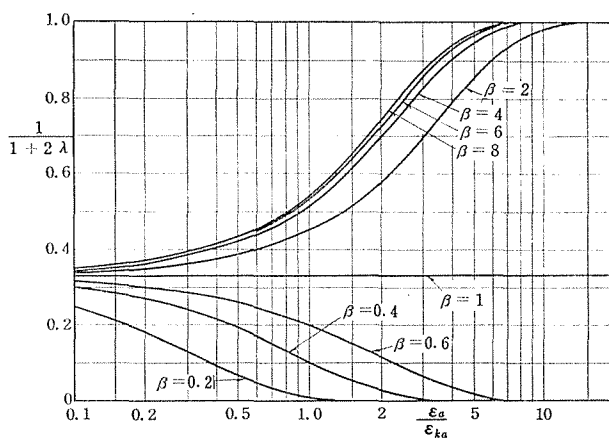


図-4 ヒズミによる $\frac{1}{1+2\lambda}$ の変化

簡単化のため通常の圧密急速試験で行なっている側圧一定，軸圧増加にしたがって考察を進める。

この場合， $\Delta\sigma_r=0$ であるから(11)式は

$$\Delta u = \frac{1}{1+2\lambda} \Delta p \tag{12}$$

となる。上式の係数 $\frac{1}{1+2\lambda}$ は圧縮中の軸差応力 p と間隙水圧 u を図示した場合， $u-p$ 曲線各点の勾配を与えるものであり，間隙水圧-軸差応力の関係式をうるためには(11)式或は(12)式を積分すればよい。しかし(11)式あるいは(12)式を直接積分することはやっかいであるので，(12)式をえた基本式を積分して間隙水圧-軸差応力の関係式を導くことにする。ただし側圧一定の条件を入れて $\Delta\sigma_r=0$ として考察を進める。

(9)式を積分して

$$\left. \begin{aligned} -u &= \bar{\sigma}_{fr} \left(1 - e^{-\frac{\epsilon_r}{\epsilon_{kr}}} \right), \text{ ただし } \bar{\sigma}_{fr} = K_{or} \cdot \epsilon_{kr}, \\ P-u &= \bar{\sigma}_{fa} \left(1 - e^{-\frac{\epsilon_a}{\epsilon_{ka}}} \right), \text{ ただし } \bar{\sigma}_{fa} = K_{oa} \cdot \epsilon_{ka}. \end{aligned} \right\} \tag{13}$$

$$(8)式より \quad \epsilon_a + 2\epsilon_r = 0. \tag{14}$$

$$(13)(14)式より \quad \frac{u + \bar{\sigma}_{fr}}{\bar{\sigma}_{fr}} = e^{-\frac{\epsilon_r}{\epsilon_{kr}}}$$

$$\frac{u - p + \bar{\sigma}_{fa}}{\bar{\sigma}_{fa}} = e^{-\frac{\epsilon_a}{\epsilon_{ka}}} = e^{\frac{2\epsilon_r}{\epsilon_{ka}}}$$

故に
$$\frac{u - p + \bar{\sigma}_{fa}}{\bar{\sigma}_{fa}} = \left\{ \frac{u + \bar{\sigma}_{fr}}{\bar{\sigma}_{fr}} \right\}^{-\frac{2\epsilon_{kr}}{\epsilon_{ka}}}$$

$$-\frac{2\varepsilon_{kr}}{\varepsilon_{ka}} = \beta \quad (15)$$

$$\text{とおけば, } 1 + \frac{u-p}{\bar{\sigma}_{fa}} = \left\{ 1 + \frac{u}{\bar{\sigma}_{fr}} \right\}^{\beta} \quad (16)$$

故に実験的に $\bar{\sigma}_{fa}$, $\bar{\sigma}_{fr}$, ε_{ka} , ε_{kr} あるいは $\bar{\sigma}_{fa}$, $\bar{\sigma}_{fr}$, K_{oa} , K_{or} がわかれば, 圧縮中生ずる間隙水圧と軸差応力の関係は(16)式で表わすことができる。

(15), (16)式の β は間隙水圧変化の程度を示す一つの間隙水圧係数であり, 各種の粘土についてきまる常数と考えられる。 β の相違が圧縮中の間隙水圧—軸差応力曲線にいかなる変化を与えるかは(16)式をプロットしてみればわかる。しかし(16)式のままで示し難いので以下のごとくこの式を無次元化して示すものとする。

前にも述べたように実験的検討の結果(後述) $K_{oa} = K_{or}$ と考えうる。 $K_{oa} = K_{or}$ の時

$$\beta = -\frac{2\varepsilon_{kr}}{\varepsilon_{ka}} = -\frac{2\bar{\sigma}_{fr}/K_{or}}{\bar{\sigma}_{fa}/K_{oa}} = -\frac{2\bar{\sigma}_{fr}}{\bar{\sigma}_{fa}}. \quad (17)$$

破壊時の軸差応力を p_f とすれば,

$$p_f = \bar{\sigma}_{fa} - \bar{\sigma}_{fr} = \bar{\sigma}_{fa} + \frac{\beta}{2}\bar{\sigma}_{fa} = \bar{\sigma}_{fa}\left(1 + \frac{\beta}{2}\right). \quad (18)$$

(16)式両辺の分母・分子を p_f で除すれば

$$1 + \frac{\frac{u-p}{p_f}}{\frac{\bar{\sigma}_{fa}}{p_f}} = \left\{ 1 + \frac{\frac{u}{p_f}}{\frac{\bar{\sigma}_{fr}}{p_f}} \right\}^{\beta}. \quad (19)$$

(19)式に(18)式の関係を入れると

$$1 + \left(1 + \frac{\beta}{2}\right) \left(\frac{u}{p_f} - \frac{p}{p_f}\right) = \left\{ 1 - \left(1 + \frac{\beta}{2}\right) \frac{u}{p_f} \right\}^{\beta}. \quad (20)$$

ここで

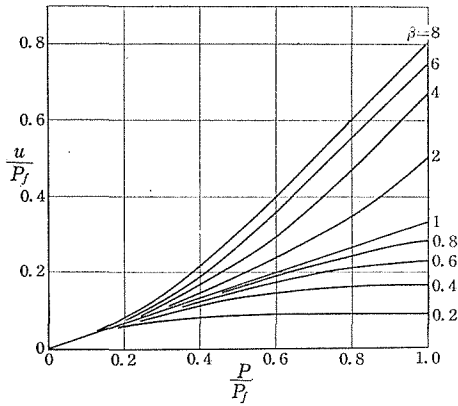
$$0 < u < -\bar{\sigma}_{fr} = \frac{\beta}{2}\bar{\sigma}_{fa} = \frac{\beta}{2} \cdot \frac{p_f}{1 + \frac{\beta}{2}}, \quad 0 < p < p_f,$$

$$\therefore \quad 0 < \frac{u}{p_f} < \frac{\beta}{2 + \beta}, \quad 0 < \frac{p}{p_f} < 1. \quad (21)$$

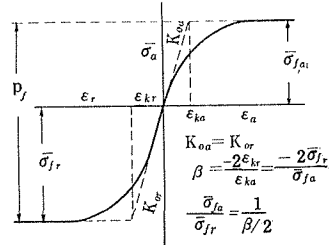
(20)式の β に適当な数値を入れて $\frac{u}{p_f}$ と $\frac{p}{p_f}$ の関係を示すと図—5のごとくなる。

この様に β 値の相異により間隙水圧—軸差応力の曲線は種々異なる。間隙水圧—軸差応力がどの曲線をたどるか実験的に調べることにより, 粘土について1つの常数 β を決めることができる。すなわち縦軸に $\frac{u}{p_f}$ をとり横軸に $\frac{p}{p_f}$ をとって実験結果をプロットし図—5にあてはめれば curve-fitting methodにより間隙水圧係数 β を決めることができる。この β を間隙水圧係数と呼ぶことにする。

この実験常数である間隙水圧係数 β の意味を少し説明しておく。通常の軸方向載荷に



図一五 β 値による間隙水圧—軸差応力の関係



図六 圧密急速試験中の有効応力—ヒズミの関係

よる圧縮試験においては、図一1の立方格子状に配置されたバネの応力—ヒズミ曲線は図一6のようになると考えられる。軸方向（垂直方向）のバネは載荷による有効応力の増大と共に圧縮ヒズミ(正)を生じて図一6右上の曲線を描く。一方半径方向(水平方向)のバネは間隙水圧の増大により有効応力は減少し、それと共に膨脹ヒズミ(負)が生ずることになり図一6左下の曲線を描くと考えられる。この間軸方向ヒズミ ϵ_a と半径方向ヒズミ ϵ_r の間に(14)式より $\epsilon_r = -\frac{1}{2}\epsilon_a$ なる関係があり、半径方向には軸方向の半分のヒズミが生ずると考えられる。

間隙水圧係数 β は(18)式 $\beta = -\frac{2\epsilon_{kr}}{\epsilon_{ka}}$ で定義されたが $K_{oa} = K_{or}$ なる場合(15)式 $\beta = -\frac{2\epsilon_{kr}}{\epsilon_{ka}} = -\frac{2\bar{\sigma}_{fr}}{\sigma_{fa}}$ となる。それ故 $\beta = 1$ ということは $-2\epsilon_{kr} = \epsilon_{ka}$ であり、軸方向のバネと半径方向のバネは同時に破壊に達することを示す。

また $\beta > 1$ ということは $\epsilon_{ka} < -2\epsilon_{kr}$ なることを示し、圧縮によりまず軸方向のバネが破壊し、しかる後半径方向のバネが破壊して供試体全体の破壊がおこることを示している。

逆に $\beta < 1$ ということはまず半径方向のバネが破壊するが供試体はまだ破壊せず、次に軸方向のバネが破壊して全体の破壊が生ずることを示している。

換言すれば(18)式からわかる様に $p_f = (1 + \frac{\beta}{2})\bar{\sigma}_{fa}$ であり、破壊時軸差応力 p_f を軸方向のバネと半径方向のバネで $1 : \frac{\beta}{2}$ の比に分担することになる。間隙水圧係数 β はこの分担の割合を示す要素といえることができる。

3. 非圧密急速試験における間隙水圧

圧密が充分行なわれて軸荷重の増分に対応する間隙水圧が生じうる場合には前節(11)式あるいは(16)式にしたがう間隙水圧が生じ、間隙水圧係数 β により考察できる。しか

し圧密がわずかしか進行していないものあるいは全く圧密をうけていないものの急速試験では、軸荷重に対応して間隙水圧がわずか生じたのみで間隙水圧はすぐに側圧に等しくなるかあるいは最初から間隙水圧は側圧と等しい状態にある。

かように間隙水圧と側圧が平衡状態に達すれば、もはや間隙水圧は増加しないか、あるいは減少するものと考えられる。すなわち側圧を σ_r 、間隙水圧を u で表わせば、

$$\sigma_r = u \text{ とすれば } \Delta u = 0 \text{ あるいは } \Delta u < 0 \text{ となり、}$$

$\Delta u > 0$ とはなりえないと考えられる。

土粒子骨格が引張の有効応力をもちうれば、供試体内部においては多少 $\sigma_r < u$ となりうるであろうが、ゴム膜に接する供試体周辺では力の釣合条件より明らかに $\sigma_r \geq u$ となるべきで $\sigma_r < u$ ということはありえない。もし $\sigma_r < u$ となれば圧密が生じ供試体内の水がしぼり出されて $\sigma_r = u$ になって落ち着くことになる。供試体周辺で $\sigma_r = u$ であれば、供試体内部で $u > \sigma_r$ となっても多少時間がたてば内部においても $u = \sigma_r$ となるはずであり、本質的には $u > \sigma_r$ とはなりえないものと考えうる。それ故 $u = \sigma_r$ に達した後、間隙水圧は $\Delta u = 0$ 或は $\Delta u < 0$ となる。

それではどのような変形を行なってかような $\Delta u = 0$ あるいは $\Delta u < 0$ という状態がえられるか考えてみる。

通常の急速試験（側圧一定、軸圧増加）において、いま圧縮による軸方向、半径方向のヒズミがそれぞれ ε_a 、 ε_r になった時 $\sigma_r = u$ なる側圧に等しい間隙水圧に達したものとす。

a) まず $\sigma_r = u$ に達した以後 $\Delta u = 0$ とする。

(6)(7)の基本式に $\Delta u = 0$ 、 $\Delta \sigma_r = 0$ 、 $\Delta \sigma_a = \Delta p$ を入れると、

$$\begin{cases} 0 = 0 + \Delta \bar{\sigma}_r, \\ \Delta p = 0 + \Delta \bar{\sigma}_a, \end{cases}$$

$$\begin{cases} K_{or} \cdot e^{-\frac{\varepsilon_r}{\varepsilon_{kr}}} \cdot \Delta \varepsilon_r = 0, \\ K_{oa} \cdot e^{-\frac{\varepsilon_a}{\varepsilon_{ka}}} \cdot \Delta \varepsilon_a = \Delta p. \end{cases}$$

故に
$$\Delta \varepsilon_r = 0, \quad \Delta \varepsilon_a = \frac{\Delta p}{K_a} = \frac{\Delta p}{K_{oa} e^{-\frac{\varepsilon_a}{\varepsilon_{ka}}}}.$$

故に
$$\Delta \varepsilon_a + 2\Delta \varepsilon_r = \frac{\Delta p}{K_{oa} e^{-\frac{\varepsilon_a}{\varepsilon_{ka}}}} = -\Delta n > 0. \quad (22)$$

すなわち、 $\Delta u = 0$ なるためには $\Delta \varepsilon_a + 2\Delta \varepsilon_r = 0$ という条件は満たさず、 $\Delta p / K_{oa} e^{-\frac{\varepsilon_a}{\varepsilon_{ka}}}$ なる容積変化（収縮）をおこす他ない。

b) 次に $\sigma_r = u$ に達した以後 $\Delta u < 0$ とすれば、

$$(6)(7) \text{式より } \Delta \varepsilon_r = -\frac{\Delta u}{K_{or} e^{-\frac{\varepsilon_r}{\varepsilon_{kr}}}}, \quad \Delta \varepsilon_a = \frac{\Delta p - \Delta u}{K_{oa} e^{-\frac{\varepsilon_a}{\varepsilon_{ka}}}}.$$

故に $\Delta\varepsilon_a + 2\Delta\varepsilon_r$

$$= \frac{1}{K_{oa} \cdot e^{-\frac{\varepsilon_a}{k_a}}} \Delta p - \left\{ \frac{1}{K_{oa} e^{-\frac{\varepsilon_a}{k_a}}} + \frac{2}{K_{or} e^{-\frac{\varepsilon_r}{k_r}}} \right\} \Delta u. \quad (23)$$

ここで

$$\frac{1}{K_{oa} e^{-\frac{\varepsilon_a}{k_a}}} > 0, \quad \Delta p > 0,$$

$$\frac{1}{K_{oa} e^{-\frac{\varepsilon_a}{k_a}}} + \frac{2}{K_{or} e^{-\frac{\varepsilon_r}{k_r}}} > 0, \quad \Delta u < 0.$$

故に $\Delta\varepsilon_a + 2\Delta\varepsilon_r > 0$

すなわち $\Delta u < 0$ なるためには (23) 式で示されるだけの容積変化 (収縮) をおこさねばならない。

以上のごとく $\sigma_r = u$ に達した後 $\Delta u = 0$ にせよあるいは $\Delta u < 0$ なるにせよ (22) 式あるいは (23) 式で示される容積変化を起さなければ $\Delta u = 0$, $\Delta u < 0$ ということはおこりえない。結局急速試験では $\sigma_r = u$ に達した後は負のダイレタンシー (収縮) をおこして、以後 $\Delta u = 0$ あるいは $\Delta u < 0$ となるのである。

急速試験では供試体よりの排水を許していないわけであるから、これら負のダイレタンシーにより排水された水は供試体周辺とゴム膜の間にたまとでも考えざるをえない。

(22), (23) 式からわかるように $u < 0$ なるためには $\Delta u = 0$ なるためよりも、より多くの容積変化をおこす必要があり、透水性がよい粘土でダイレタンシーをおこしやすい場合には $\Delta u < 0$ となり、透水性悪くダイレタンシーをおこしにくい場合には $\Delta u = 0$ となるものと考えられる。

最初の仮定において土粒子および水は非圧縮性と考えたので飽和状態では脱水無しには容積の収縮をおこすことはないとしているが、土粒子、水の可縮性を考えれば脱水なしに容積変化を生じうる。しかし土粒子、水の可縮性を考慮に入れたとしても、その圧縮量は微々たるものであり、急速試験中に $\Delta u = 0$ あるいは $\Delta u < 0$ なるために必要な程の容積収縮はおこりえないと思われる。この点については後に実験的に考察している。

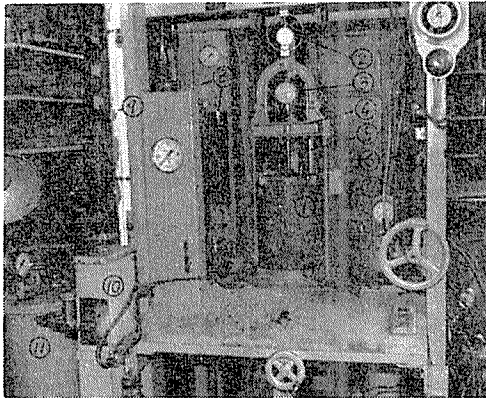
第2章 実験的考察

4. 実験に用いた装置および試料

実験に使用した三軸試験機は写真一1に示すような普及型の三軸試験機と、写真一2に示すような軸方向力と半径方向力が独立に作用する機構の特殊な三軸試験機である。両者の差異は荷重の作用機構のみであり、その他の点ではほぼ同様な機能をもっている。

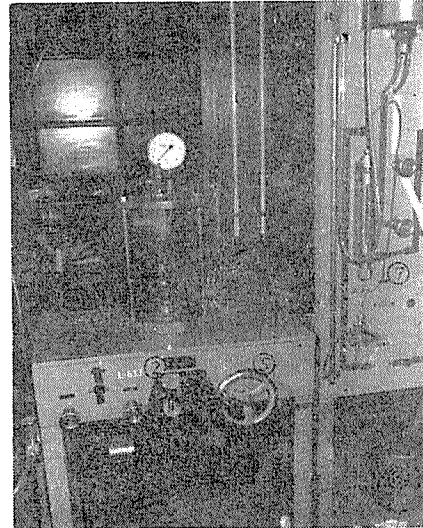
普及型 (写真一1) のものは三軸室液圧が供試体に等方的に作用するのに反し、写真一2の試験機では液圧は円柱供試体の半径方向にのみ作用し、軸方向力と半径方向力は別個に作用させる機構になっている。この機構の差に付随した長短を有しており、荷重独立型の試験機では軸方向圧縮、半径方向圧縮等任意な载荷を行ないうる利点を有するが、普及型に比し供試体のセット方法、荷重のかけ方は面倒になり、また供試体断面の変化にともなう補正計算が複雑になる。

両者の配管機構を図一7、図一8に示しておいた。共に供試体の上部ポーラス・スト



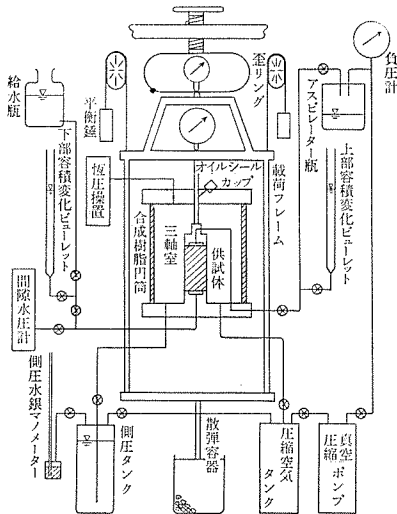
写真一 普及型三軸試験機

- ①三軸圧縮室 ②ヒズミ・リング ③垂直変位測定用ダイヤルゲージ ④載荷用フレーム ⑤載荷用ピストン棒 ⑥平衡錐 ⑦圧縮空気タンク ⑧容積変化測定用ビュレット ⑨間隙水圧計用水銀マンオメーター ⑩間隙水圧計（固定水銀型） ⑪側圧タンク

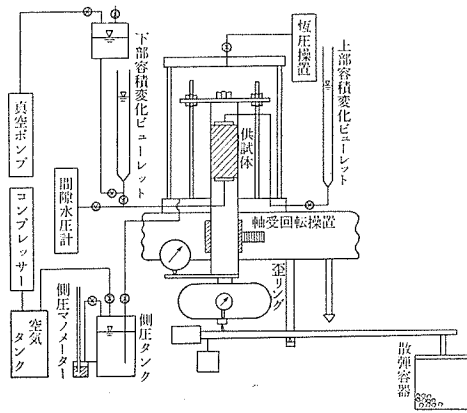


写真二 荷重独立型三軸試験機

- ①三軸圧縮室 ②垂直変位測定用ダイヤルゲージ ③ヒズミリング ④載荷用レバー ⑤レバー水平保持用ハンドル ⑥上部容積変化測定用ビュレット ⑦B.I.C型間隙水圧計 ⑧載荷用バケツ



図一 普及型三軸試験機配管機構



図二 荷重独立型三軸試験機配管機構

ーンより圧密中の排水を行ない、下部ポーラス・ストーンより間隙水圧を測定している。この実験における圧縮は間隙水圧測定におけるタイムラグを考慮してすべて応力制御により行ない、1つの载荷に対応する間隙水圧が十分に生じるのを待って次の段階の载荷を行なう方法をとった。また試験中三軸室液圧を一定に保つためにイギリス型恆圧装置を併用して好結果をえた。

間隙水圧の測定に使用したのはB. I. C型間隙水圧計と著者が製作した固定水銀型間隙水圧計である。その機構を図-9、図-10に示したが両者は零位指示管に入る水銀の容器が可動であるのと固定されている点で異なっている。

固定水銀型間隙水圧計(図-10)の脱気水容器はベローズより30cm程度高く位置してある。試験前管路の飽和に際しては先ずコックa(図-10)とベローズ空気抜きを開けば、零位指示管内の水銀は水頭差により押し戻され、水は水銀中を通して空気抜きよりあふれる。空気抜きを閉じ、供試体下部ポーラス・ストーンに続くコックbを開けば、脱気水はポーラス・ストーンよりあふれて管路は飽和される。次にコックaを閉じ、ベローズ・ハンドルを静かに廻せば、水銀柱は零位指示管内を上昇する。所定の位置に水銀柱頭を達せしめれば間隙水圧計の準備は完了する。零位指示管の内径は1mmであるが、管路飽和の検定として全部のコックを閉じてベローズにより $2\text{kg}/\text{cm}^2$ の圧力をかけた時、水銀柱頭の移動が2mm以内になる迄飽和の操作を繰返している。すなわち管路水の容積変化が 0.0016cc 以下になるよう調整している。固定水銀型でもB. I. C型に比して何ら機能的に遜色なく、むしろ零位指示管には常に清浄な水銀が送り込まれる点、また小型で取扱いが簡単な点で便利である。

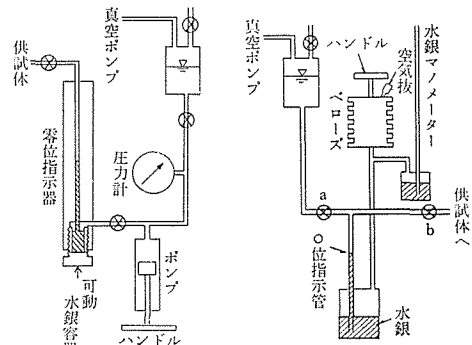


図-9 B. I. C型間隙水圧計 図-10 固定水銀型間隙水圧計

実験に使用した試料はすべて含水比100%以上、鋭敏比は測定不能という軟弱粘土の不攪乱試料である。その物理的性質を表-1に、粒度曲線を図-11に示しておく。

実験に使用した試料はすべて含水比100%以上、鋭敏比は測定不能という軟弱粘土の不攪乱試料である。その物理的性質を表-1に、粒度曲線を図-11に示しておく。

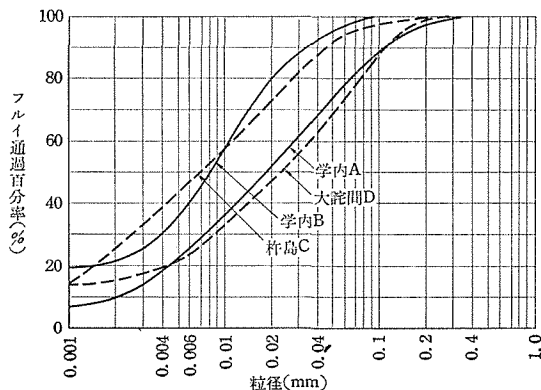


図-11 試料の粒度加積曲線

表—1 試料の物理試験結果

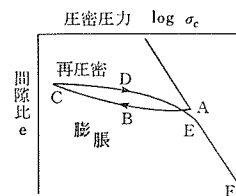
採取地		九大構内	九大構内	佐賀県	佐賀県
試料記号		学内 A	学内 B	杵島 C	大詫間 D
深 度 m		1.5	1.5	10.5	13.0
含 水 比 %		122	120	98	111.6
見 掛 密 度 g/cm^3		1.38	1.40	1.48	1.40
間 隙 比		3.14	3.20	2.53	3.05
飽 和 度 %		100	100	102	101
真 比 重		2.68	2.66	2.64	2.63
粒 度	2.0~0.42mm粗粒	0	0	0.8	0
	0.42~0.074の細砂	17.2	0.5	4.0	20.0
	0.074~0.005のシルト	59.8	63.5	52.6	58.0
	0.005~0.001の粘土	16.0	17.0	27.1	8.0
	0.001以下のコロイド	7.0	19.0	15.5	14.0
三角座標分類		シルト質粘土 ローム	シルト質粘土	粘 土	シルト質粘土
稠 度	液 性 限 界	63.2	70	67	—
	塑 性 限 界	31.2	36	34	—
	塑 性 指 数	32.3	34	33	—

5. 圧密急速試験における有効応力とヒズミ

粘土の圧密試験結果からよく知られている様に、圧密荷重 σ_c と空隙比 e の間には一般的に図—12に示すような関係がある。すなわち、ある先行荷重をうけて図—12のA点の状態にある粘土から圧密荷重が除去されれば、Bを通過してC点に達する。そして再び圧密荷重を増加すれば、DEを通過してF点に達する変化をなすものと考えられている。

先行荷重が粘土の力学的性質におよぼす影響が大きいことは以前からよく知られている。そこで先行荷重の影響のない粘土すなわち図—12のEF線上にある土を正規圧密粘土と呼び、また先行荷重の影響のある粘土すなわち図—12のABC線上あるいはCDE線上にある粘土を過圧密粘土と呼び、先行荷重の影響の有無により区別している。

急速試験中の空隙水圧の動きに対しても図—12のどの位置での試験であるかが大きな



図—12 一般的な空隙比—圧密圧力の関係

影響をもつものと考えられ、実験もこの両者に分けて行なっている。

2節において圧密急速試験における間隙水圧の動きを考えたが、その基本となっているのは立方格子状に配置されたバネが(1)式にしたがって、初期 K_0 なるバネ常数がヒズミと共に変化すると仮定したことにある。(1)式によりバネ常数の変化を与えることは応力-ヒズミ曲線として

$$\left. \begin{aligned} \bar{\sigma}_a &= \bar{\sigma}_{fa} \left[1 - e^{-\frac{\epsilon_a}{\epsilon_{ka}}} \right] \\ \bar{\sigma}_r &= \bar{\sigma}_{fr} \left[1 - e^{-\frac{\epsilon_r}{\epsilon_{kr}}} \right] \end{aligned} \right\} \quad (4')$$

を与えることになる。そこでまず圧密急速試験の結果と(4')式の計算曲線を比較したのが図-13である。

図-13は学内A粘土を用いて圧密急速試験を行なった結果より、最大・最小主応力(軸方向と半径方向)の有効応力とヒズミの関係をプロットしている。実験結果は図中実線で示しているが、実験曲線より軸方向有効応力の破壊値 $\bar{\sigma}_{fa}$ および半径方向有効応力の破壊値 $\bar{\sigma}_{fr}$ を $\bar{\sigma}_{fa} - \bar{\sigma}_{fr} = p_f$ なるように決め、また実験曲線の初期弾性係数 K_{oa} , K_{or} を決める。これらの実験常数 $\bar{\sigma}_{fa}$, $\bar{\sigma}_{fr}$, K_{oa} , K_{or} を用いて(4')式により有効応力-ヒズミ曲線を計算すると図中に破線で示した計算曲線がえられる。

図に見る通り圧縮時の側圧に関係なく実験曲線と計算曲線は非常によく近似している。すなわちヒズミに対するバネ常数の変化は(1)式で、あるいはヒズミに対する有効応力の変化は(4')式で表わしうると考えても大きな間違いはないことが示されている。

さらに今1つ大切な事は軸方向有効応力-ヒズミ曲線の初期バネ常数、 K_{oa} と半径方向有効応力-ヒズミ曲線の初期バネ常数 K_{or} はほぼ等しいと考えることがわかることである。

この様に実験結果と(4')式による計算曲線の一致および $K_{oa} \approx K_{or}$ という関係はこの図-13の結果ばかりでなく他の試料の場合にもまた圧密が不完全なまま急速試験を行なった場合にも、過圧密粘土の場合にもみられる。図-14として学内B粘土の結果を示し、図-15として杵島C粘土(佐賀県)の結果を示しているが両者ともに図-13と同様実験

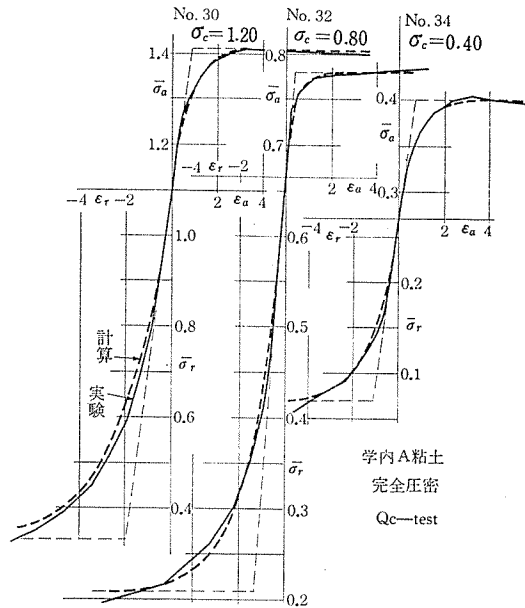
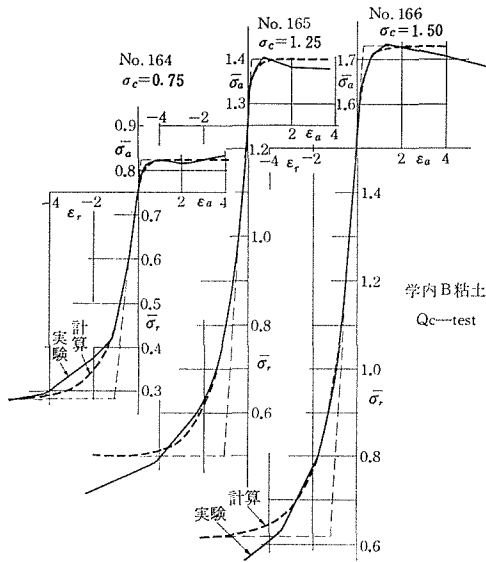
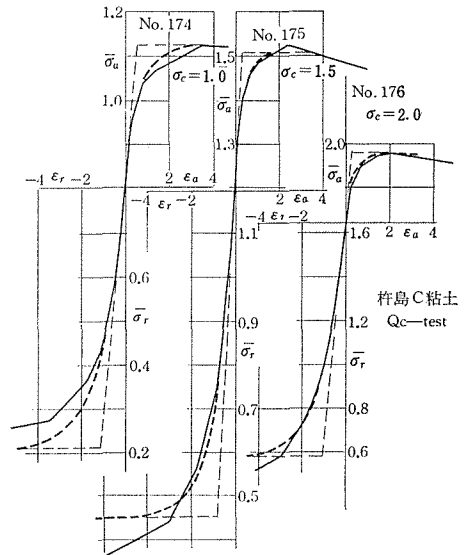


図-13 学内* A粘土, 完全圧密急速試験

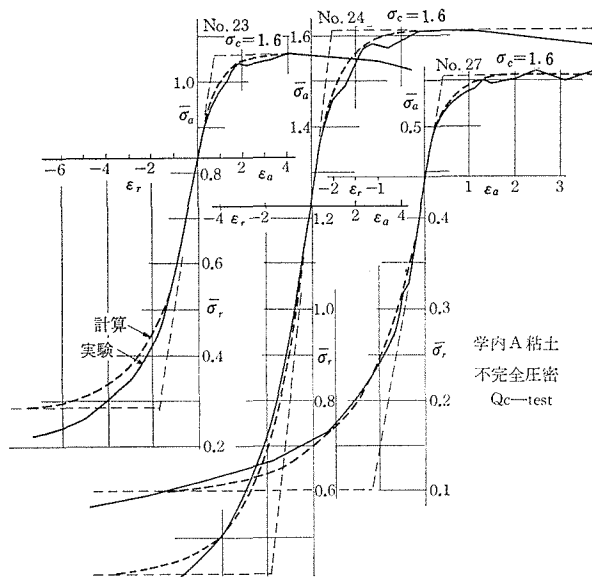
* 学内粘土とは九州大学構内の粘土である。



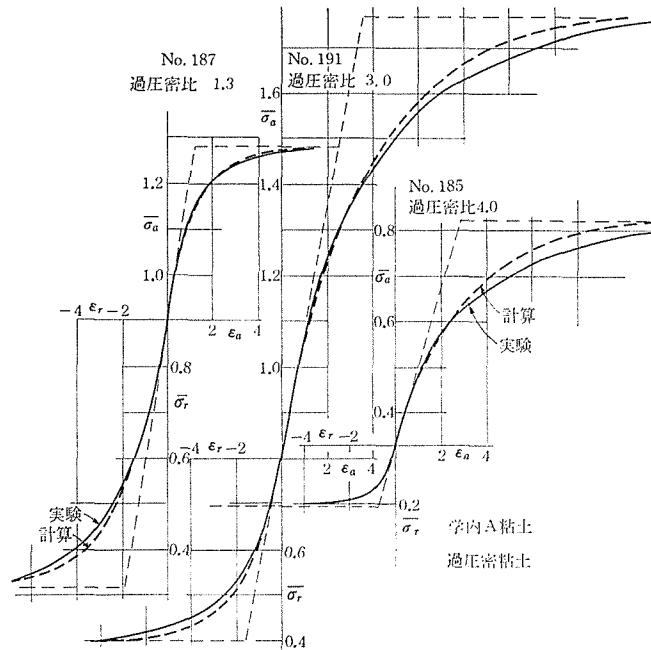
图一14 学内B粘土, Q_c -test



图一15 杵島C粘土, Q_c -test



图一16 学内A粘土, 不完全压密急速試験

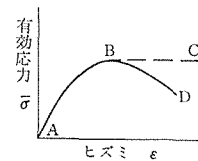


図一17 学内A粘土，過圧密粘土急速試験

曲線と計算曲線はほぼ一致し，初期バネ常数も $K_{oa} \doteq K_{or}$ と考えてよいことを示している。

図一16は学内A粘土を用いての結果であるが，図一13では圧密がほぼ完了してから急速試験を行なったのに対し，図一16は圧密が終了していない圧密途中の段階で圧密を中止して急速試験を行なったものである。図一17は同じ学内A粘土を用いての結果であるが，過圧密粘土の状態での試験結果である。この場合いつた大きな荷重で圧密した後，除荷膨脹せしめ，さらに再圧密を行なっており，図一12の *CDE* 線上(再圧密過程)の試験結果である。図一16，図一17においても実験結果の実線と，計算による破線はほぼ近似しており，また $K_{oa} \doteq K_{or}$ と認められる。

しかし図一13~17を通じて有効応力-ヒズミ曲線の計算曲線と実験曲線は供試体の破壊近くでは多少はなれてくる。例えば図一13において半径方向有効応力 $\bar{\sigma}_r$ が小さくなった所で計算曲線と実験曲線の差がでてくる。圧縮中ヒズミは $\epsilon_a = -2\epsilon_r$ なる関係にあるから図一13の場合まず軸方向有効応力 $\bar{\sigma}_a$ が最大値に達するが，まだ供試体の破壊ではない。さらにヒズミが生じて半径方向有効応力 $\bar{\sigma}_r$ が破壊に達してはじめて供試体の破壊に達する。この間計算では $\bar{\sigma}_a$ は図一18で説明される様に最大値 *B* に達した後 *BC* なる変化をすると考えている。しかし実際には *BD* のごとく変



図一18 実験における有効応力-ヒズミ

化し、完全塑性の状態にはならない。破壊時における実験曲線と計算曲線の若干のずれは、このように有効応力が破壊に達して後完全塑性とはならないためであり、破壊時に多少ずれが生ずるのは致し方ない。

かかる破壊時における実験と計算における多少のずれはあるにしても図一13~17の結果より有効応力-ヒズミの関係は(4')式で表わして充分であると考えられ、さらに軸方向および半径方向有効応力の初期バネ常数は等しいと考えてよいことが認められる。

6. 正規圧密粘土における間隙水圧

前節に圧密急速試験における有効応力-ヒズミ曲線を示したが、その結果実験値として $\bar{\sigma}_{fa}$, $\bar{\sigma}_{fr}$, K_o が決められることを述べた。学内A粘土の実験結果を総括して表示すると表一2の通りである。表中に記載された実験値が圧密圧力に応じてどのように変化しているか調べてみる。

図一19には各試験の有効圧密圧力 $\bar{\sigma}_c$ に対して破壊時軸差応力 p_f と軸方向有効応力破壊値 $\bar{\sigma}_{fa}$ をプロットしている。完全圧密と不完全圧密の場合の関連のため、圧密圧力 σ_c より圧密終了時供試体に残留している間隙水圧 u_o を差引いた有効圧密圧力 $\bar{\sigma}_c$ に対

表一2 学内A粘土 Q_c -test 結果表

ほぼ完全な圧密後急速試験								
No.	σ_c	u_o	$\bar{\sigma}_c$	w	p_f	$\bar{\sigma}_{fa}$	$\bar{\sigma}_{fr}$	K_o
28	1.60	0.050	1.550	108	1.325	0.414	0.910	76.0
29	1.60	0.070	1.530	108	1.440	0.520	0.920	52.0
30	1.20	0.094	1.106	122	1.074	0.304	0.770	38.5
31	1.20	0.133	1.067	109	0.870	—	—	—
32	0.80	0.135	0.665	104	0.570	0.115	0.455	32.5
33	0.80	0.150	0.65	119	0.580	0.125	0.455	32.5
34	0.40	0.130	0.270	117	0.330	0.130	0.200	18.2
35	0.40	0.098	0.302	—	0.307	0.125	0.182	
不完全な圧密で圧密を中止して急速試験								
No.	σ_c	u_o	$\bar{\sigma}_c$	w	p_f	$\bar{\sigma}_{fa}$	$\bar{\sigma}_{fr}$	K_o
22	1.60	1.145	0.455	123	0.450	0.108	0.342	21.6
23	1.60	0.765	0.835	123	0.774	0.223	0.551	31.8
24	1.60	0.375	1.225	122	1.185	0.382	0.803	42.4
25	1.60	0.385	1.215	118	1.029	0.287	0.742	36.0
27	1.60	1.140	0.460	123	0.452	0.110	0.342	28.6

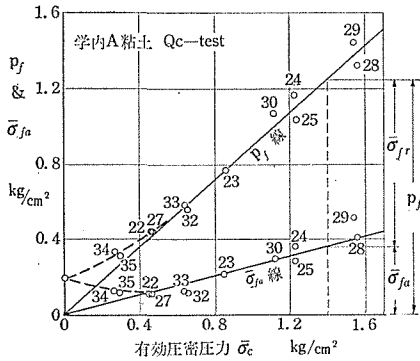


図-19 学内A粘土 Q_c-test における p_f および σ̄_{fa}

してプロットしている。図-19は多少の実験誤差によるばらつきはあるが p_f および σ̄_{fa} ともに座標の原点を通る直線上にのっている。このことは2節に説明した間隙水圧係数 β が各試験の有効圧密圧力に関係なく決まることを示している。図-19に説明的に付記したごとく実験値 σ̄_{fa}, σ̄_{fr}, p_f の間には

$$\bar{\sigma}_{fa} - \bar{\sigma}_{fr} = p_f$$

なる関係があり、さらに(18)式で示したごとく

$$\frac{\bar{\sigma}_{fa}}{\bar{\sigma}_{fr}} = -\frac{1}{\beta/2}$$

の関係がある。そこで p_f 線と σ̄_{fa} 線の縦距

から β の値を決めることができる。

例えば図-19の有効圧密圧力 1.4kg/cm² において σ̄_{fa}=0.37kg/cm², p_f=1.24kg/cm² であるから、

$$\beta = -\frac{2\bar{\sigma}_{fr}}{\bar{\sigma}_{fa}} = \frac{-2(0.37-1.24)}{0.37} = 5.25$$

と学内A粘土については間隙水圧係数 β=5.25 とえられる。図-19においては圧密圧力小なる部分において p_f, σ̄_{fa} 共に直線より離れてくる。これは先行荷重の影響でありこのような過圧密粘土については次節に詳述する。

さらに有効応力-ヒズミ曲線よりえられる圧縮初期のバネ常数 K₀ を圧密圧力に対して示すと図-20がえられる。図に見る通り圧密圧力の増大にともない粘土の弾性係数は増大するものと考えべきことがわかる。バネ常数に対しても当然先行荷重の影響があるものと思われるがこの実験の範囲ではそこまでははっきりしない。

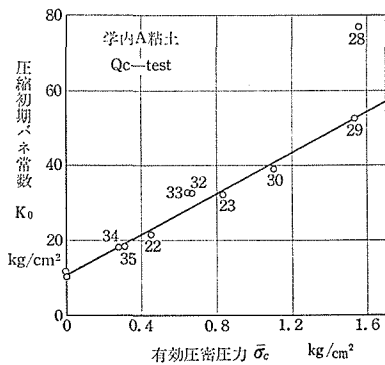
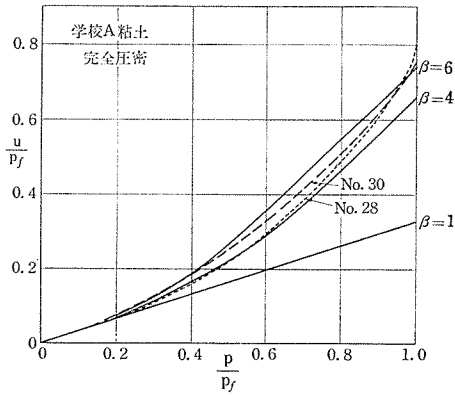
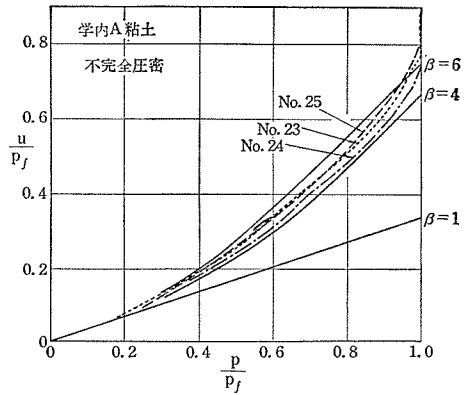


図-20 学内A粘土 Q_c-test による K₀

このように一連の実験から p_f, σ̄_{fa}, σ̄_{fr} を定めて図-19のごとく示し、平均的な間隙水圧係数 β を決めるほかに、図-5に関連して説明したように軸差応力に対する間隙水圧の動きを調べて間隙水圧係数 β を決めることができる。縦軸に $\frac{u}{p_f}$ を、横軸に $\frac{p}{p_f}$ をとり、学内A粘土を完全圧密したものの実験結果を図-21に示した。また同じ学内A粘土を不完全圧密したものの実験結果を図-22に示している。共に実験曲線は β=4 および β=6 の計算曲線の間に位置し、β=5 と考えられる。これは図-19より決めた β=5.25 と大約一



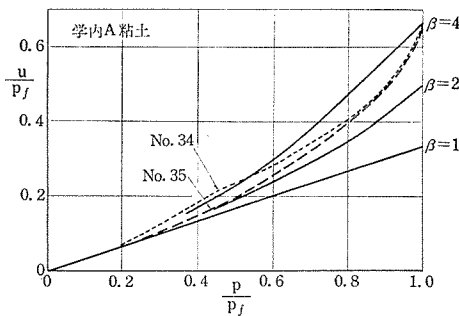
図一21 学内A粘土，完全圧密時の $u-p$



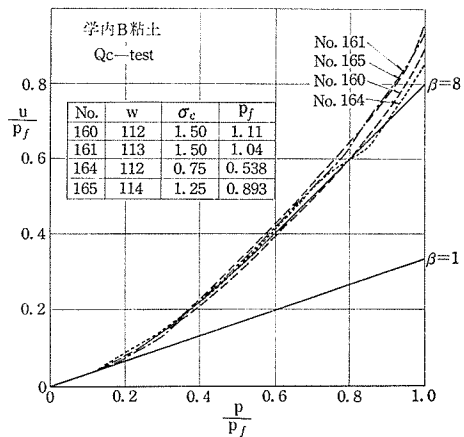
図一22 学内A粘土，不完全圧密時の $u-p$

致している。 $\beta = 4$ および $\beta = 6$ の計算曲線は図一5に示したのものより転写したのみである。図一5は軸方向・半径方向の初期バネ常数 K_{oa} , K_{or} が等しいとしてえられたのであるが図一21, 22におけるごとく軸差応力対間隙水圧の曲線が圧縮初期 $\beta = 1$ の線に沿う変化をすることは圧縮初期 $u = \frac{1}{3}p$ なる関係があり、かつまた $K_{oa} = K_{or}$ であることを示している。このことは先に有効応力とヒズミの関係から説明したが、軸差応力と間隙水圧の関係からなおはっきりと示される。

圧密圧力の小さい No. 34, No. 35 の実験は図一19にも見られる通り、先行荷重の影響をうけて破壊時軸差応力 p_f は大きくなっている。この場合間隙水圧の動きも図一23に示すように実験曲線は $\beta = 2$ と $\beta = 4$ の計算曲線の間にくることになり、図一21, 22の変化とは異なったものとなる。このように先行荷重の影響があるものは過圧密粘土として別に取扱わねばならない。



図一23 学内A粘土，先行荷重をうけた $u-p$



図一24 学内B粘土 Q_c -test 時の $u-p$

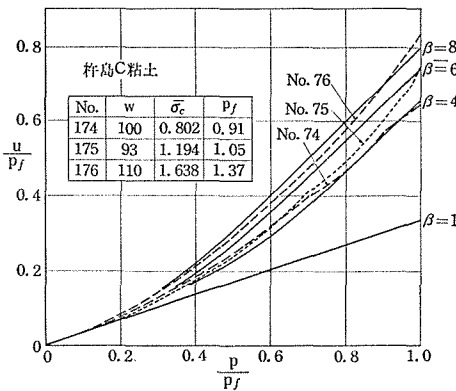


図-25 杵島C粘土 Q_c -test 時の $u-p$

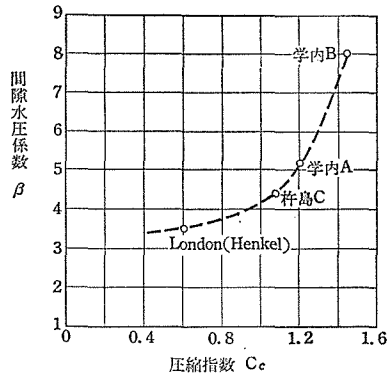


図-26 各種粘土でえられる間隙水圧係数 β と圧縮指数 C_c の関係

学内B粘土, 杵島C粘土の結果を図-24, 図-25に示している。学内B粘土の結果よりは実験曲線のばらつきもなく $\beta \approx 8$ がえられる。杵島C粘土は1本の実験結果がとりわけはずれているが, これを除いて考えると $\beta \approx 4.5$ と決める。このばらつきは図-25中の表に示す含水比 w からわかるように試料自身のばらつきが主な原因である。さらに学内B粘土は水中セットを行なっているのに比し, 杵島C粘土は普通にセットし注水によりできるだけ空気を追い出したのみであることも多少ばらつきの原因となっていると思われる。このように間隙水圧の計測には間隙水圧計管路の完全飽和のみならず, 供試体とゴム・スリーブの間の空気を完全に放逐することが大切である。

各粘土についてかように間隙水圧係数 β が決められるのであるが, 含水比の高い圧密されやすい粘土ほど β が大きいことは実験中に感ぜられる。

そこで標準圧密試験よりえられる圧縮指数 C_c と間隙水圧係数 β の関係を調べてみると図-26に示す通りで, C_c の大きい圧密沈下の大なる粘土ほど間隙水圧係数 β も大きくなるのがわかる。

この C_c と β の間の実験式を求めるにはなお多くの試料についての実験結果が必要であるが, 現在までにえられたデータでは図-26に示すような曲線関係にあると考えられる。この関係を利用すれば粘土の圧縮指数を知るのみで圧縮時の間隙水圧の動きを推定することができる。なお図-26中の Henkel のデータは文献6)より計算したものである。

7. 過圧密粘土における間隙水圧

前節においても過圧密を受けた粘土では正規圧密粘土と異なった間隙水圧の動きがあることにふれておいた。過圧密粘土における間隙水圧の動きを調べるために図-12における ABC 線上の膨脹過程と CDE 線上の再圧密過程に分けて実験を行なっている。実験結果の各数値は表-3にとりまとめて示した。

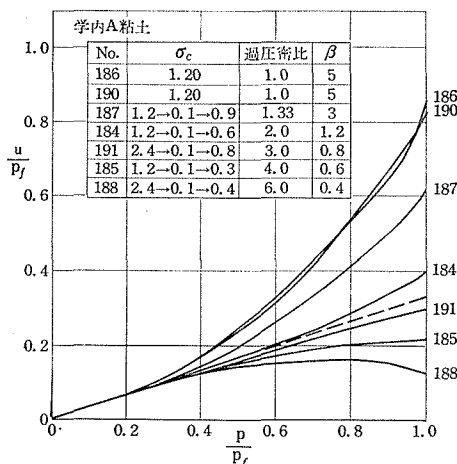
表一三 学内A粘土，過圧密急速試験結果

No.	w	σ_c	p_f	$\bar{\sigma}_{fa}$	$\bar{\sigma}_{fr}$	K_o
186	116	1.20	0.997	0.267	0.730	38.1
190	118	1.20	0.988	0.277	0.711	39.6
187	119	1.2→0.1→0.9	0.960	0.380	0.580	31.7
184	118	1.2→0.1→0.6	0.863	0.515	0.348	23.4
185	115	1.2→0.1→0.3	0.625	0.492	0.133	16.6
189	114	1.20→0.90	1.030	—	—	—
181	120	1.20→0.60	1.012	—	—	—
193	119	1.20→0.30	0.735	—	—	—
191	111	2.4→0.1→0.8	1.363	0.963	0.400	26.6
188	117	2.4→0.1→0.4	0.977	0.819	0.158	26.3
192	118	2.40	1.975	0.610	1.365	61.0

再圧密過程の実験(例えばNo. 187 或は No. 191)は圧密圧力1.2kg/cm²或は2.4kg/cm²で10時間圧密を行ない，次に圧密圧力0.1kg/cm²で10時間膨脹させる。その後再度所定の圧密圧力を加えて10時間圧密を行ない急速試験を行なっている。

膨脹過程の実験 (No. 189, 181, 193) は圧密圧力1.2kg/cm²で10時間圧密を行ない，さらに圧密圧力を落として膨脹を10時間行なわしめ，その後急速試験を行なっている。

再圧密過程の実験中に生ずる間隙水圧を軸差応力に対して示すと図一27の通りである。

図一27 過圧密急速試験の $u-p$ (再圧密過程)

過圧密比 $r_p = \frac{\text{過去にうけた最大圧密荷重}}{\text{現在うけている圧密荷重}}$

により過圧密比を定義して各実験における過圧密比を図一27中の表に併記しているが，過圧密比が増大するにともない間隙水圧はあまり増加しなくなることがわかる。図一27の各曲線を図一5の計算曲線にあてはめて各実験における間隙水圧係数 β を決めたものが図一27中の表に β として示したものである。このように過圧密比の増加にしたがって間隙水圧係数 β は減少していく。この関係を図示すると図一28の通りであり，

間隙水圧係数 β と過圧密比 r_p は逆数関係にあるのではないかと推察される。そこで間隙水圧係数 β の逆数 $\frac{1}{\beta}$ と r_p とで図示すると図一29のように

$$\frac{1}{\beta} = 0.46 r_p - 0.24$$

なる直線関係がえられる。図-29の各点は先行圧密荷重1.2kg/cm²および2.4kg/cm²の結果が混じっており、先行圧密荷重の大きさに関係なく図-29の直線関係がなりたつと考えてよい。

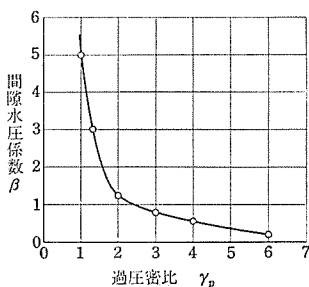


図-28 過圧密比による間隙水圧係数 β の変化

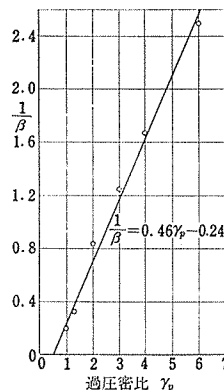


図-29 過圧密比による $\frac{1}{\beta}$ の変化

膨脹過程の過圧密粘土についての実験結果は図-30に示している。図-30では圧縮初期に生じる間隙水圧が過小で、これまで示してきた正規圧密粘土あるいは再圧密過程の実験結果のごとく初期 $\beta = 1$ の線に沿う間隙水圧が生じていない。この場合ある圧密荷重で圧密を終了し間隙水圧が零になった所で圧密荷重を減じて膨脹を行なわしめるため、膨脹の段階では間隙水圧は負圧となり、膨脹の進行と共にこの負の間隙水圧が零にもどるわけである。この負圧の作用のため間隙水中に溶けこんでいた空気が気化して不飽和土の状態になると考えられる。図-30のごとく圧縮初期の間隙水圧変化が $u = \frac{1}{3} p$ にしたがわない結果がえられたのはかかる試料の不飽和化によるものと考えられる。再圧

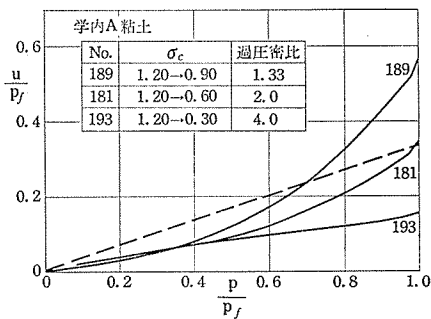


図-30 過圧密急速試験の $u-p$ (膨脹過程)

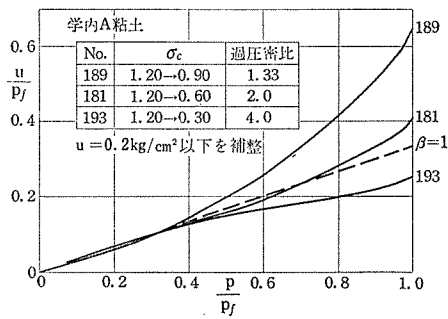


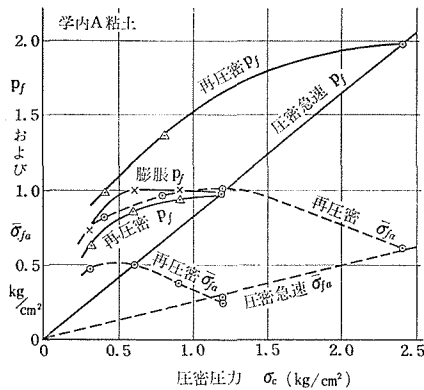
図-31 $u = 0.2\text{kg/cm}^2$ 以下を補整した $u-p$ (膨脹過程)

密過程の過圧密粘土においても圧密完了後膨脹を行っており、当然の場合にも試料の不飽和化は行なわれるはずであるが、再圧密過程ではその後再び圧密荷重を加えて圧密を行なっているため、この圧密により一たん気化した空気も再び水に溶けこんでしまい飽和の状態が保たれたのであろう。

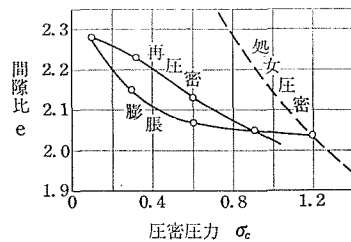
試験番号 185 の再圧密過程の実験においては(表—3 参照)0.1kg/cm²での膨脹後、圧密荷重を 0.3kg/cm²に増して再圧密を行っている。この場合荷重差 0.2kg/cm²の作用により試料は飽和の状態に保たれ、圧縮初期 $u = \frac{1}{3}p$ なる間隙水圧を生じている(図—27参照)。それ故図—30の膨脹過程の試験結果についても間隙水圧が 0.2kg/cm²に達して以後は間隙水圧は正しい変化をなすと考えられる。そこで間隙水圧が 0.2kg/cm²以下の範囲のみ不飽和土の状態であったと考えて Skempton の間隙水圧係数 B と同じ考え方による修正をほどこしてやると図—31のようになる。このような修正によりえられる図—31の各曲線は図—27の同じ圧密比の曲線とほとんど一致した曲線となっている。これらのことより間隙水圧の動きは本質的には膨脹過程の過圧密粘土も再圧密過程の過圧密粘土と同様な動きを示すものと考えられる。

過圧密粘土では間隙水圧の動きが過圧密の程度により異なることは以前より知られているが、³⁶⁾間隙水圧係数 β の導入により間隙水圧の変化と過圧密比の間の規則性を掌握できたことは、今後過圧密粘土における間隙水圧変化を推定する上に大いに役立つものである。

なお過圧密粘土の場合の軸差応力破壊値 p_f と軸方向有効応力の破壊値 $\bar{\sigma}_{fa}$ を圧密圧力に対し示すと図—32に示す通りである。 p_f が先行圧密荷重以下で曲線をなすことは衆知の通りであるが、 $\bar{\sigma}_{fa}$ については図—29に示した β と r_p の関係から圧密圧力の減少にかかわらず $\bar{\sigma}_{fa}$ は増加しその後下降することになる。膨脹過程過圧密粘土の p_f もついで



図—32 過圧密急速試験における p_f, σ_{fa}



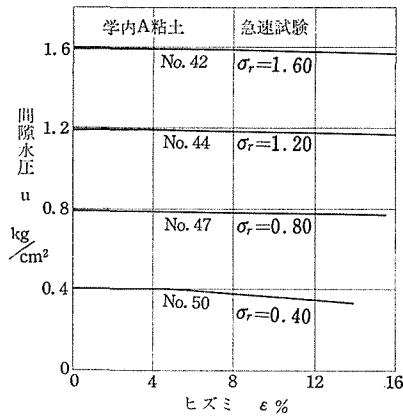
図—33 過圧密急速試験時の間隙比

に記したが、再圧密過程の p_f よりも相当大きい値を示している。これは1つには図—33に示したように再圧密過程に比べて間隙比が小さいこと。さらに図—30で説明したように膨脹過程の実験では圧縮初期間隙水圧変化が不良であったため強度が大きくなったこと。この両者が原因と考えられる。

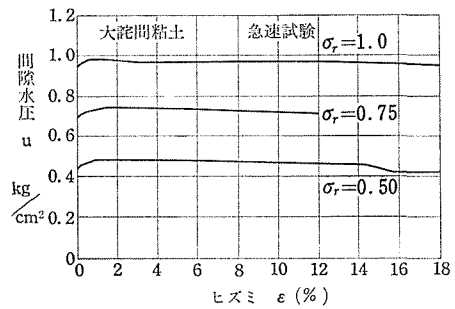
8. 非圧密急速試験における間隙水圧

3節において圧密がわずかしかな行なわれていないものあるいは全く圧密を行っていない供試体において、間隙水圧と側圧が等しくなった後は、もはや間隙水圧は生じえず間隙水圧は一定かあるいは減少するより他ないことを説明した。

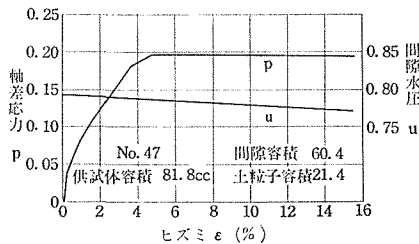
図—34、図—35に学内A粘土、大詫間粘土(佐賀県)の急速試験の結果を示している。図—34の学内A粘土は初期に側圧に等しい間隙水圧を生じ圧縮ヒズミの増大と共に間隙水圧はほんのわずかに減少している。図—35の大詫間粘土は圧縮初期、間隙水圧はわずかに増加して側圧に等しい間隙水圧に達し、以後はヒズミの増大とともに間隙水圧はわずかに減少している。このように実験結果においても間隙水圧が側圧より大きくなることはない。間隙水圧が側圧に等しくなって以後間隙水圧が一定もしくは減少するためには容積変化をおこさねばならないことを3節において述べた。間隙水圧が一定となるために必要な容積変化の量がどの程度になるか図—34中に示した試験番号47の例について計算し



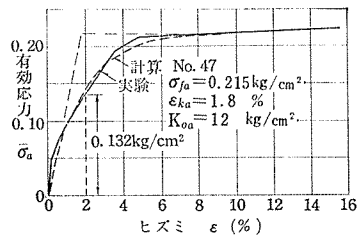
図—34 学内A粘土 急速試験



図—35 大詫間粘土 急速試験



図—36 学内A粘土, No. 47の軸差応力—ヒズミ曲線



図—37 学内A粘土, No. 47の有効応力—ヒズミ曲線

てみる。

No. 47 の急速試験における軸差応力-ヒズミ曲線および有効応力-ヒズミ曲線は図-36, 図-37 に示す通りである。図-13 におけると同様に図-37 の有効応力-ヒズミ曲線から軸方向有効応力破壊値 $\bar{\sigma}_{fa}$ および初期バネ常数 K_{oa} をきめて (4') 式に沿う計算曲線を併記すると図-37 中に破線で示した曲線がえられ、初期バネ常数 $K_{oa}=12\text{kg/cm}^2$ がえられる。それ故供試体の容積 V の時、間隙水圧が一定なるために必要な容積変化は (22) 式より

$$\Delta V = \frac{\Delta p}{K_{oa} e^{-\frac{\epsilon_a}{\epsilon_{ka}}}} \cdot V$$

で表わされる。軸方向圧縮ヒズミが 2% に達した時について考えるものとすれば、この時 $p=0.132\text{kg/cm}^2$ である。それ故 $\epsilon_a=0.02$, $\Delta p=0.132\text{kg/cm}^2$, $K_{oa}=12\text{kg/cm}^2$, $V=81.8\text{cc}$ を上式に入れれば

$$\Delta V = \frac{\Delta p}{K_{oa} e^{-\frac{\epsilon_a}{\epsilon_{ka}}}} \cdot V = \frac{0.132}{12 \times 0.330} \times 81.8 = 2.52\text{cc}$$

となり、ヒズミ 2% に達した時には 2.52cc の容積変化が生ずる計算になる。供試体側面にこれだけの水が排出されたと考えると、供試体側面に 0.025mm 厚さの水膜ができた計算になる。

以上は供試体内の水および土粒子の非圧縮性を想定しての計算であるが、水および土粒子の可縮性による容積変化を計算すると次のようになる。

水の圧縮率を 1kg/cm^2 当り 4.8×10^{-6}

土粒子の圧縮率を 1kg/cm^2 当り 2.0×10^{-6}

とする。この場合間隙水圧は一定故間隙水の容積変化は生じない。供試体の土粒子実質容積を V_s とすれば土粒子の容積変化は

$$\begin{aligned} \Delta V &= (\text{圧縮率}) \times \Delta p \times V_s \\ &= 2.0 \times 10^{-6} \times 0.132 \times 21.4 = 5.65 \times 10^{-6} \text{cc} \end{aligned}$$

となる。先に計算した間隙水圧一定となるに必要な容積に比べ、水および土粒子の可縮性による容積変化は非常に小さく問題にならない。

このように急速試験中に生ずるであろう容積変化は土粒子・水の圧縮性では説明できず、排水による容積変化が生ずるものと考えざるをえないのである。

結 語

- 剛球とこれを縦横に連結するバネよりなるモデルについて圧縮中の間隙水圧を考察し、間隙水圧係数 β を導入した。
- β の導入にあたって、圧縮中のバネ常数の減少はヒズミの指数関数で表わされると仮定したが、このことは実験結果と非常によく一致した。
- 導入した間隙水圧係数 β は破壊時有効応力の比により定義され、各粘土について実験的に決められる常数である。
- 正規圧密粘土についてえられる間隙水圧係数 β と圧縮指数の間には一定の関係が

みられる。

- e) この関係を利用すれば圧縮試験を行わずとも粘土の圧縮初期より圧縮終期に至る間の間隙水圧変化を示しうる。
- f) 過圧密粘土においては、過圧密比と間隙水圧係数 β の間に規則的關係があることが知られ、過圧密粘土においても間隙水圧変化の推定が可能になった。
- g) 圧密を充分行なった急速試験では間隙水圧係数 β によって間隙水圧変化を示しうるが、圧密を行わず側圧と間隙水圧が等しくなった場合には、間隙水圧は一定もしくは減少する。これは粘土の可縮性によってではなく、容積変化によって生ずるものである。

本研究を行なうにあたっては九州大学水野高明教授、徳光善治講師の懇切なる御指導と村上正教授の御鞭撻・御配慮をうけた。また実験に際しては卒業論文として泉信也君、仏石進君、岩熊健君の御協力をえた。ここに記してともに深謝の意を表する次第である。

文 献

- 1) A. W. Skempton, "The Pore Pressure coefficients A and B", *Geotechnique* vol. 4 1954.
- 2) 三笠, "沈下とその対策" 土木学会関西支部河川堤防のための土質力学講習会概要
- 3) A. Casagrande, "Effects of stress history on the strength of clays", Harvard University Series, 1951.
- 4) A. W. Skempton, "A Study of the immediate triaxial test on cohesive soils", *Proc. 2nd Int. Conf. Soil Mech.* 1948.
- 5) A. W. Bishop and D. J. Henkel, "The Measurement of Soil Properties in the Triaxial Test," 1957.
- 6) D. J. Henkel, "The Relationship between the effective stress and water content in saturated clay", *Geotechnique* vol.10 1960.
- 7) 赤井, 小谷, "不攪乱飽和粘土の圧密とセン断におよぼす Back Pressure の効果", 土木学会論文集 91号 1963.
- 8) 赤井, "土中の間隙水圧の性状と測定法", 土木学会関西支部, 土質材料の問題点に関する講演会概要, 1962.

Summary

Pore Pressure Changes in Saturated Clay

Hiroshi KAWAKAMI

(Department of Civil Engineering, Faculty of Engineering)

Investigating the pore pressure changes in triaxial test by using the model, the author has newly introduced the pore pressure coefficient β , which clearly shows the pore pressure changes in each steps of the compression test. It is perceived that there exists certain relation between β and the compression index. Especially, for the normally consolidated clay, the respective value of β is given for each clay. But, for the overconsolidated clay, the pore pressure changes are given by the functions of β and the overconsolidated pressure ratio.