

正規圧密粘土の1次元圧縮特性

大槇 正紀・清水 博樹

ONE DIMENSIONAL COMPRESSIBILITY OF NORMALLY CONSOLIDATED CLAYS

By *Seiki OHMAKI and Hiroki SHIMIZU*

Synopsis

In this paper, long term oedometer test results of normally consolidated, saturated clays are analyzed and one dimensional compression model of soil skeleton is proposed which is based on Bjerrum's concept concerning one dimensional compression of soil and modified Eyring viscosity by Murayama and Shibata. After the method by which we determine the consolidation and rheological parameters of this model is given, the influences of consolidation pressure and pressure increment on these parameters which are determined by this method are investigated. Time dependent behavior of strain, excess pore water pressure etc. of soil specimen is also calculated by using these parameters of this model and satisfactory agreement with experimental results is obtained. Lastly, by the numerical calculation method, the effects of each parameter of this model on time dependent behavior of soil are investigated.

1. はじめに

飽和粘土の一次元的な変形特性に関する研究は、それが粘土の1つの最も基本的な変形条件であるために多くの研究がなされてきた。Terzaghi¹⁾の1次元圧密理論, Taylor and Merchant²⁾の2次元圧密理論はその端緒となるものである。その後, Northey³⁾, Leonards and Ramiah⁴⁾, Newland and Allely⁵⁾, Leonards and Girault⁶⁾, Leonards and Altschaeffl⁷⁾, Crawford⁸⁾, Raymond⁹⁾などにより詳細な粘土の1次元圧縮特性の実験的研究がなされた。また、これらの研究と相まって、三笠¹⁰⁾, Davis and Raymond¹¹⁾, Gibson, England and Hussey¹²⁾, Raymond¹³⁾などは飽和粘土の1次元圧密理論に重大な貢献をし、村山と柴田^{14),15)}, 柴田¹⁶⁾, Gibson and Lo¹⁷⁾, Lo¹⁸⁾, Christensen and Wu¹⁹⁾, Barden²⁰⁾, Wu, Resendiz and Neukircher²¹⁾などは粘土の2次元圧縮変形の研究に重大な貢献をした。これらの実験的、理論的研究をもとにして、1次元圧密、2次元圧縮を含め、圧密圧力による圧縮性の変化、圧密中の透水性の変化、過圧密の影響、2次元圧縮中の非線型粘性、荷重増分比の圧縮曲線への影響などを含め、一般的な粘土の1次元変形解析を行なおうとする研究は、最近の電子計算機の進歩と数値計算法の発展にともない、非常に盛んになってきた(Bjerrum²²⁾, Barden^{20),23)}, Hansen H. B. and Inan²⁴⁾, Berry and Poskitt²⁵⁾, Berre and Iversen²⁶⁾, Garlanger²⁷⁾, Mesri and Rokhsar²⁸⁾)。

本論文は正規圧密された飽和粘土について圧密圧力、圧力増分比を種々に変えた長期の側方拘束圧密試験結果の解析を行ない、1次元的な土の圧密、変形モデルを示すと同時に、このモデルの圧密、変形に関する諸係数の決定方法を示し、これらの圧密圧力、圧力増分比による影響を検討した。さらに、この変形モデルを用いてひずみ、過剰間げき水圧などの経時変化を計算し、実験結果と比較した。また、数値計算により土の圧密変形挙動に及ぼすこの変形モデルの各係数の影響を調べた。

2. 粘土の1次元圧縮変形に関する理論的考察

2.1 粘土の構造骨格の1次元圧縮モデル

Fig. 1 に粘土の構造骨格の圧縮変形モデルを示す。Fig. 1 (a) は Bjerrum²²⁾ により示されたもので、載荷

時間 $t_0=0$ (瞬時圧縮), $t_1, t_2, \dots$ の試験の $e \sim \log p$ 関係を示したものである。ここで $e \sim \log p$ 関係は圧縮指数 C_c の傾きをもつ互いに平行な直線群とする。この図において、荷重時間 t_1 で圧密され $A(e_0, p_0)$ 点に達した後荷重増分 Δp_0 を加えたとき、構造が同じで間げき水だけない仮想粘土を考えると、瞬時的に C 点 (Δp_0 が小さいときは B 点) に達し、 t_2 時間経過後 E 点 (Δp_0 が小さいときは D 点) に達する。いま、 $A \rightarrow C \rightarrow E$ の場合について考えると、直線 AC, AE の勾配 C_{c100}, C_{ct} は式 (1), (2) のように表わされる。

$$C_{c100} = C_c - \frac{\Delta e_{100}}{\log((p_0 + \Delta p_0)/p_0)} \dots\dots\dots (1)$$

$$C_{ct} = C_c + \frac{\Delta e_t}{\log((p_0 + \Delta p_0)/p_0)} \dots\dots\dots (2)$$

ここに、 C_c は粘土の標準圧密試験などより得られる圧縮指数、 Δe_{100} は t_0 —線と t_1 —線との縦距、 Δe_t は t_1 —線と t_2 —線との縦距で、 $t_1 \leq t_2$ に対応して $\Delta e_t \geq 0$ となる。この関係を $(1+e_0)\epsilon \sim \log\{(p_0 + \Delta p_0)/p_0\}$ 図上に示すと Fig. 1 (b) のようになり、Fig. 1 (a) の $A \sim F$ 点はそれぞれ $A' \sim F'$ 点で表わされる。この図より任意の圧力 p_0 で一定時間 (t_1) 圧密された試料に任意の圧力増分 Δp_0 を加えて十分長い時間 (t_2) 圧密したときのひずみは、 Δe_t の切片をもち勾配 C_c の1つの直線で示される。また $(-\Delta e_{100})$ はこの図において t_0 —線を逆に延長したときの $(1+e_0)\epsilon$ 軸の切片である。したがって、 Δe_t は荷重時間 t_1, t_2 に依存し、 Δe_{100} は荷重時間 t_1 に依存する。Fig. 1 (c) はこのような圧縮特性をもつ粘土の構造骨格のレオロジーモデルを示したものである。ここでモデル中のひずみは $t \rightarrow \infty$ 時には式(3), (4), (5)で

$$\epsilon_{100} = \frac{C_{c100}}{1+e_0} \log_{10} \frac{p_0 + \Delta p_0}{p_0} = \frac{C'_c{}_{100}}{1+e_0} \ln \frac{p_0 + \Delta p_0}{p_0} \dots\dots\dots (3)$$

$$\epsilon_\infty = \frac{C_{c\infty}}{1+e_0} \log_{10} \frac{p_0 + \Delta p_0}{p_0} = \frac{C'_c{}_\infty}{1+e_0} \ln \frac{p_0 + \Delta p_0}{p_0} \dots\dots\dots (4)$$

$$\epsilon_s = \epsilon_\infty - \epsilon_{100} = \frac{C_{c\infty} - C_{c100}}{1+e_0} \log_{10} \frac{p_0 + \Delta p_0}{p_0} \dots\dots\dots (5)$$

示されるものとする。ここに、 C_{c100} は式(1)より、 $C_{c\infty}$ は式(2)において、 $t \rightarrow \infty$ の値を用いる。また、 $C_{c100} = 2.303 C'_c{}_{100}$, $C_{c\infty} = 2.303 C'_c{}_\infty$ である。モデル中のダッシュポットとして Fig. 1 (c) 中に式示した村山、柴田¹⁴⁾によるモデルを考えると式(6)のようにおくことにより ϵ_s と t の関係は式 (7), (8) のように表わされる。

$$s = \exp \frac{(1+e_0)\epsilon_s}{C'_c{}_\infty - C'_c{}_{100}} \dots\dots\dots (6)$$

$$t = \frac{C'_c{}_\infty - C'_c{}_{100}}{(1+e_0)\beta'(p_0 + \Delta p_0)} f\left(\alpha', \frac{\Delta p_0}{p_0}, s\right) \dots\dots\dots (7)$$

ここに、

$$f\left(\alpha', \frac{\Delta p_0}{p_0}, s\right) = \int_1^s \frac{ds}{s \cdot \sinh[\alpha' \{1 - p_0 \cdot s / (p_0 + \Delta p_0)\}]} \dots\dots\dots (8)$$

ただし、 α', β' はレオロジーパラメータである。いま、

$$s \leq \frac{p_0 + \Delta p_0}{p_0} \left(1 - \frac{2}{\alpha'}\right)$$

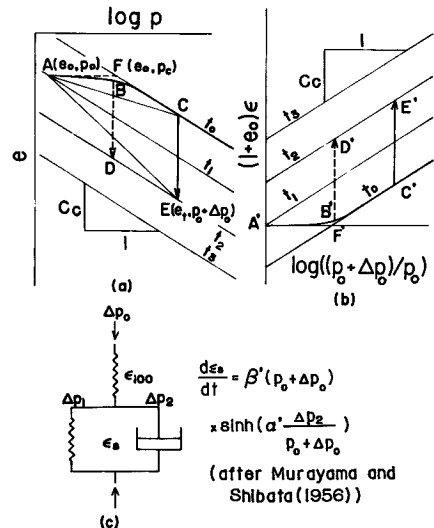


Fig. 1 One dimensional compression model of soil skeleton

すなわち、

$$\epsilon_s \leq \frac{C_{c\infty} - C_{c100}}{1 + e_0} \ln \left\{ \frac{p_0 + \Delta p_0}{p_0} \left(1 - \frac{2}{\alpha'} \right) \right\}$$

のときは、近似的に次式が成立する。

$$E_i(x) - E_i(x_1) = \frac{(1 + e_0)\beta'(p_0 + \Delta p_0) \exp(\alpha')}{2(C_{c'\infty} - C_{c'100})} t$$

ここに、

$$x = \frac{\alpha' \cdot p_0}{p_0 + \Delta p_0} s = \frac{\alpha' \cdot p_0}{p_0 + \Delta p_0} \exp \left(\frac{1 + e_0}{C_{c'\infty} - C_{c'100}} \epsilon_s \right)$$

$$x_1 = \frac{\alpha' \cdot p_0}{p_0 + \Delta p_0}$$

E_i は積分指数関数で次式で示される。

$$E_i(x) = \int \frac{e^x}{x} dx$$

他方、**Fig. 2** は $\epsilon = \epsilon_{100} + \epsilon_s$ として α' , β' をパラメータとして式 (6), (7), (8) から計算される $\epsilon \sim \log t$ 曲線の数値計算例を示したものである。この図からわかるように一般に $\epsilon \sim \log t$ 曲線は α' の増加とともに勾配が減少し、 β' の増加とともに $\log t$ の減少方向に平行移動する。この性質を利用して実験曲線よりレオロジーパラメータ α' , β' を図式的に決定するこ

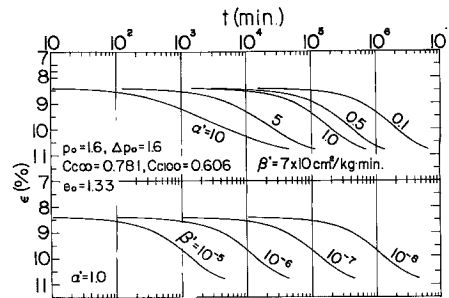


Fig. 2 Effect of α' , β' on $\epsilon \sim \log t$ curves

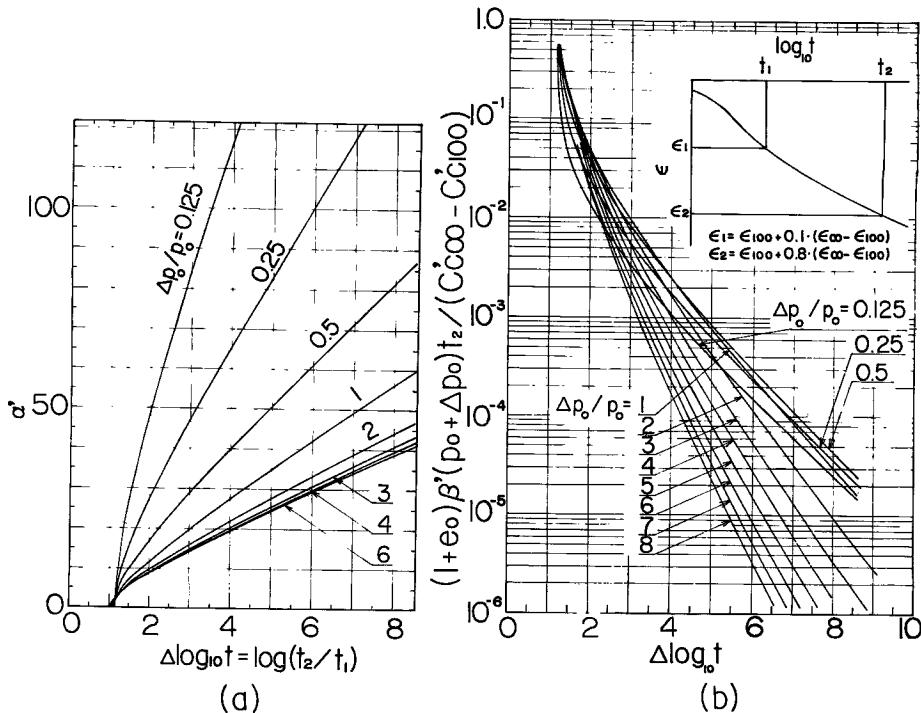


Fig. 3 Graphs for determining the rheological parameters α' , β'

とができる。すなわち、いま、 $\epsilon_\infty, \epsilon_{100}$ が既知として、 ϵ_1, ϵ_2 を **Fig. 3 (b)** 中の式のように決め、これらのひずみに対応する時間を t_1, t_2 (**Fig. 1** の t_1, t_2 とは別)、 s の値を s_1, s_2 とすると、

$$s_1 = \left(\frac{p_0 + \Delta p_0}{p_0} \right)^{0.1}, \quad s_2 = \left(\frac{p_0 + \Delta p_0}{p_0} \right)^{0.8}$$

だから、 α', β' は式(9)、(10)により $\Delta p_0/p_0$ をパラメータとして $\Delta \log t = \log(t_2/t_1)$ の関数として表わされ

$$\Delta \log t = \log \frac{t_2}{t_1} = \log \frac{f(\alpha', \Delta p_0/p_0, s_2)}{f(\alpha', \Delta p_0/p_0, s_1)} = F\left(\alpha', \frac{\Delta p_0}{p_0}\right) \quad (9)$$

$$\frac{(1+e_0)\beta'(p_0 + \Delta p_0)}{C_c'_{\infty} - C_c'_{100}} t_2 = f\left(\alpha', \frac{\Delta p_0}{p_0}, s_2\right) = G\left(\Delta \log t, \frac{\Delta p_0}{p_0}\right) \quad (10)$$

る。**Fig. 3(a), (b)** は、それぞれ(9)、(10)の積分の数値計算結果である。この図より $\epsilon \sim \log t$ 曲線の2次圧縮部分から α', β' を決定することができる。

2.2 2次圧縮のない土の圧密挙動

ここでは主として一次圧密中の圧密諸係数を決定するために **Fig. 1 (c)** のモデルで $\epsilon_s = 0$ の場合について考える。このとき $\epsilon = \epsilon_{100}$ だから式(3)の Δp_0 を $\Delta p_0 - u_e$ (u_e : 過剰間げき水圧)におきかえると式(11)になる。土は均質で自重がなく圧密中透水係数 k が一定とすると、連続の式は(12)式となる。式(11)、(12)より

$$\epsilon = \frac{C_c'_{100}}{1+e_0} \ln \frac{p_0 + \Delta p_0 - u_e}{p_0} \quad (11)$$

u_e を消去し式(13)のようにおくと無次元化された圧密式(14)が得られる。

$$\frac{\partial \epsilon}{\partial t} = \frac{k}{\gamma_w} \frac{\partial^2 u_e}{\partial z^2} \quad (12)$$

$$s = \exp \frac{(1+e_0)\epsilon}{C_c'_{100}} \quad (13)$$

$$\frac{\partial s}{\partial T_{v1}} = s \cdot \frac{\partial^2 s}{\partial Z^2}, \quad u_e = p_0 + \Delta p_0 - p_0 \cdot s \quad (14)$$

ここに、

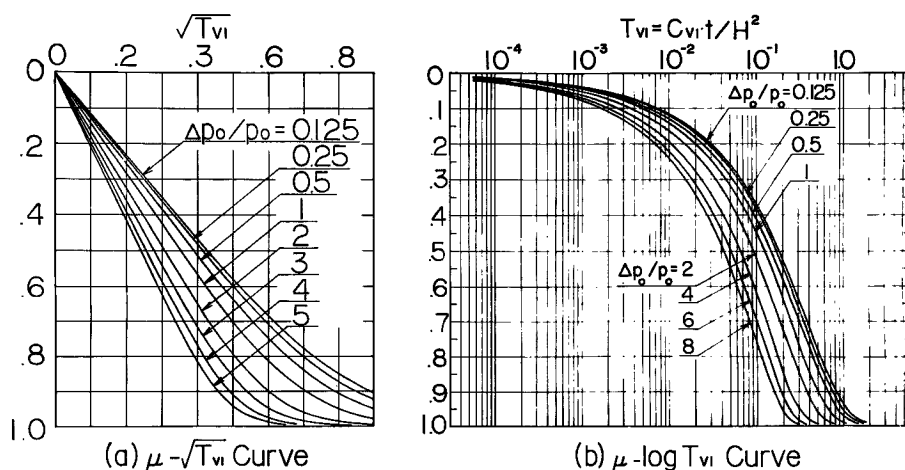


Fig. 4 Theoretical relationship between degree of compression μ and time factor T_{v1}

$$Z = \frac{z}{H_0}, \quad T_{v1} = \frac{C_{v1} \cdot t}{H_0^2}$$

$$C_{v1} = \frac{k}{\gamma_w} \frac{1+e_0}{C_{c'100}} p_0$$

で、 H_0 は最大透水距離を示す。式(14)の第2式からわかるように透水面 ($u_e=0$) では $s=(p_0+\Delta p_0)/p_0$ となり境界条件が $\Delta p_0/p_0$ により異なる。したがって得られた解も $\Delta p_0/p_0$ により異なる。Fig. 4 (a), (b) は式(14)より得られた圧縮度 μ と $\sqrt{T_{v1}}$, $\log T_{v1}$ の関係を $\Delta p_0/p_0$ をパラメータとして示したものである。ここに圧縮度 μ は

$$\mu = \frac{\int_0^1 \ln s \, dZ}{\ln s_0}, \quad s_0 = \frac{p_0 + \Delta p_0}{p_0}$$

により定義される。この図を用いると従来の $\sqrt{t}$ 法または $\log t$ 法と同様にして透水係数 k を決定することができる。Fig. 5 は、式(14)を解いて不透水面の過剰間げき水圧の圧力増分に対する比 $u_m/\Delta p_0$ を Terzaghi の時間係数 T_v に対して半対数紙上に示したものである。ここに、

$$T_v = \frac{C_v \cdot t}{H_0^2} = \frac{t}{H_0^2} \cdot \frac{k}{\gamma_w} \cdot \frac{(1+e_0)\Delta p_0}{C_{c'100} \ln((p_0 + \Delta p_0)/p_0)}$$

この図は Davis and Raymond¹¹⁾, Simons and Beng²⁰⁾ の実験結果と同じ傾向を示しており、圧密においても粘土の応力～ひずみ関係に非線型性 ($e \sim \log p$ 関係) を考慮することが重要であることを示している。

3. 飽和粘土の側方拘束圧密試験および結果

3.1 試料および試験方法

3種類の粘土試料(試料 No. 1, No. 2, No. 3 と称す)を用いて試験を行なった。試料 No. 1 は兵庫県赤穂市の塩田跡地の深さ約 10m の地点より採取した乱さない試料、試料 No. 2 は市販粉末粘土(藤森粘土)を約 120%の含水比で練り返した後、大型圧密リングで最終圧密圧力 0.5kg/cm² まで圧密した練り返し再圧密試料、試料 No. 3 は岡山県倉敷市水島地区の深さ約 12m より採取した乱さない試料である。これらの試料の物理的特性を Table 1 に示す。

Table 1. Physical properties of soil

	LL	PL	PI	<5 μ	G _s
No. 1	95.5	38.0	57.5	54.0%	2.673
No. 2	55.0	34.0	21.0	48.2	2.648
No. 3	37.6	21.4	16.2	22.2	2.753

試験は直径 6.0cm, 高さ 2.0cm の標準圧密試験用の固定リング型圧密試験機(両面排水)を用いて行なった。リングと試料の間の周面まさを軽減するためにリング内周面にうすくシリコングリスをぬった。載荷方法は、試料 No. 1 では先行圧密圧力より大きい圧力 p_0 までは 0.05kg/cm² より24時間毎に2倍ずつ圧力を増加して圧密を行ない、 p_0 で24時間圧密した後圧力増分 Δp_0 を載荷して25～48日間圧密した (Fig. 1 の $t_1 \approx 1$ 日, $t_2=25 \sim 48$ 日)。試料 No. 2 は 0.05kg/cm² から試料 No. 1 と同様に載荷していき、圧密圧力 p_0 で約16日間圧密した後、 Δp_0 を加えて約16日間圧密を行なった ($t_1 \approx t_2 \approx 16$ 日)。試料 No. 1, No. 2 はいずれも新鮮試料によった。試料 No. 3 は載荷方法は一定していないが、 p_0 , Δp_0 の載荷期間は16～60日である。試

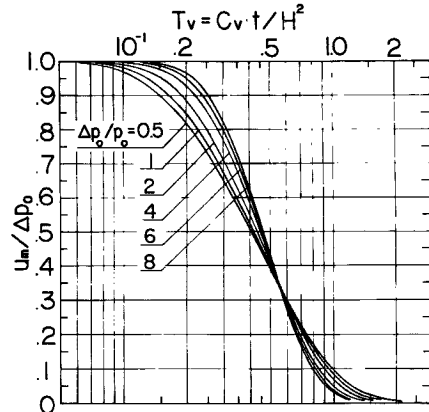


Fig. 5 Theoretical relationships between $u_m/\Delta p_0$ and $\log T_v$

験はすべて $20^{\circ}\pm 0.5^{\circ}\text{C}$ の恒温室で行なった。また、本文で用いるひずみ ϵ は荷重増分 Δp_0 による圧縮沈下量を Δp_0 を載荷する直前の試料厚で除したものである。

3.2 試験結果

Fig. 6 (a), (b) に用いた試料の標準圧密試験より得られた $e \sim \log p$ 関係を示す。また同図中に圧密降伏応力 p_y , 圧縮指数 C_c を同時に示す。Fig. 7 は、試料 No. 1 の各試験の $\epsilon \sim \log t$ 曲線を示したものである。この図より載荷時間 t が十分大きいところでは $\epsilon \sim \log t$ 曲線は直線となっており、また圧密曲線の形は Leonards and Girault⁶⁾ により指摘されたように圧力増分比 $\Delta p_0/p_0$ が減少するに従がい、いわゆる Type I 曲線から Type III 曲線に変化している。Fig. 8 は Fig. 1 (b) に示した関係をプロットしたものである。この図で 100% 圧密時のひずみは $\Delta p_0/p_0 \geq 1$ の試験に対しては $\log t$ 法により決定し、 $\Delta p_0/p_0 < 1$ の試験に対してはこれらの試験の $k \cdot t_{100}/h_0^2$ (t_{100} : 100% 圧密時の時間, h_0 : 層厚, k : 透水係数) の値が $\Delta p_0/p_0 \geq 1$ の試験の $k \cdot t_{100}/h_0^2$ の平均値に等しくなるように t_{100} を決め、このときのひずみを 100% 圧密時のひずみとした。ここで透水係数 k は $\Delta p_0/p_0 \geq 1$ の試験より求められている $e \sim \log k$ 関係を $\Delta p_0/p_0 < 1$ の試験にも適用した。また、 $t = 10^5, 10^6, 10^7$ 分のひずみは $\epsilon \sim \log t$ 曲線の 2 次圧縮部分を直線的に各時間まで延長して求めた。図中の各実線は Fig. 6 より求めた圧縮指数 C_c の勾配をもつ直線である (試料 No. 3 に対しては $C_c = 0.3$ とした)。ここでは 100% 圧密時のひずみより求めた $(1+e_0) \epsilon \sim \log \{(p_0 + \Delta p_0)/p_0\}$ 関係を t_0 -線とみなした。Fig. 9 に試料 No. 2 の試験終了時の含水比 w_f と $\log (p_0 + \Delta p_0)$ の関係を示す。 $e \sim \log p$ 直線が C_c の勾配をもつとき飽和粘土では $w \sim \log p$ 直線は C_c/G_s (G_s : 土粒子の比重) の勾配をもつ。Fig. 9 の破線は試料 No. 2 の C_c/G_s の勾配をもつ直線を示したものであるが、実験結果と異なった勾配をもっている。これは w_f の測定は試験終了後除荷して行なったものであるが、この間の吸水膨潤による含水比の変化によるものと思われる。この図より圧密圧力 $(p_0 + \Delta p_0)$ が大きい程吸水量が大きいことを示している。Fig. 10 は Fig. 3 に示した方法により求めた各試験のレオロジーパラメータ α', β' をそれぞれ $p_0/\Delta p_0, p_0/(p_0 + \Delta p_0)^2$ に対してプロットしたものである。ここで ϵ_{100} は 前述した $\log t$ 法で求め、 ϵ_{∞} は $t = 10^6$ 分の値を用いた。

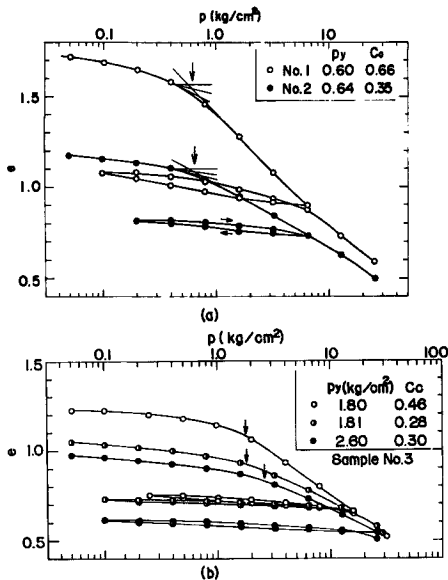


Fig. 6 $e \sim \log p$ curves for samples used

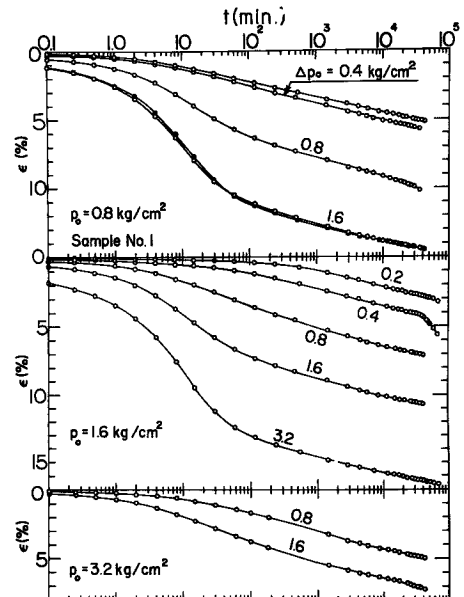


Fig. 7 $\epsilon \sim \log t$ curves (Sample No. 1)

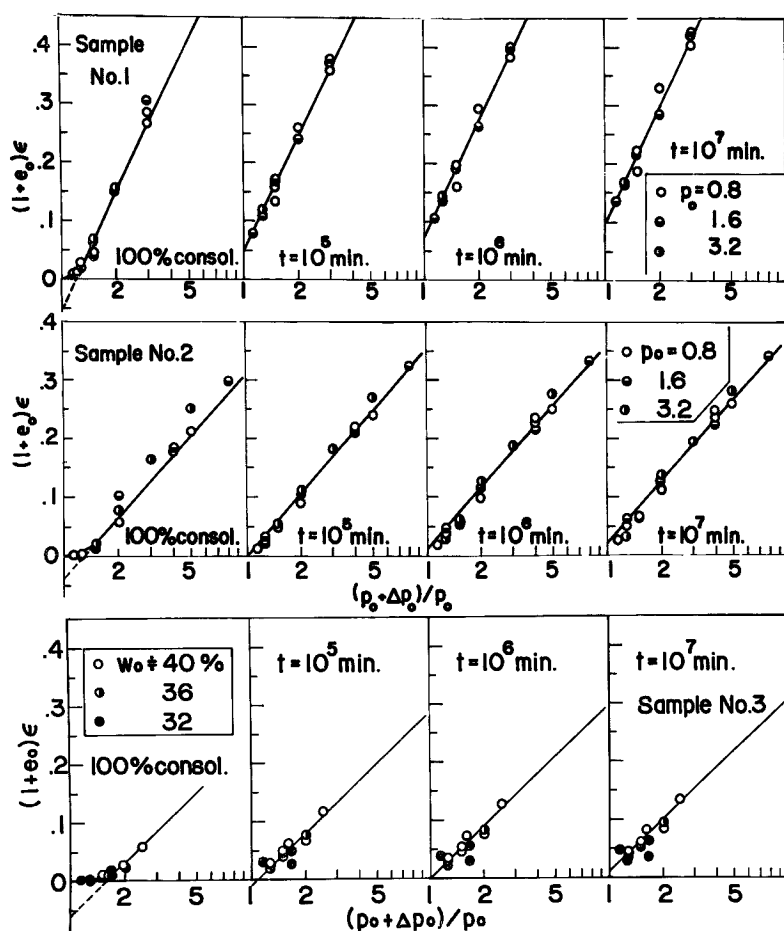


Fig. 8 $(1+e_0)\epsilon \sim \log\{(p_0+\Delta p_0)/p_0\}$ plots

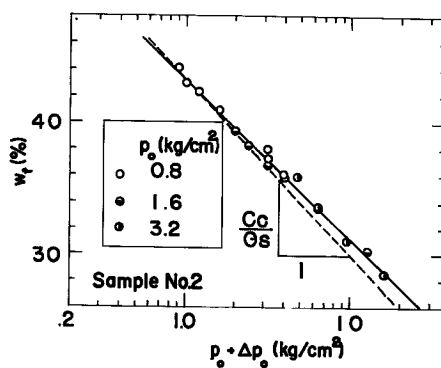
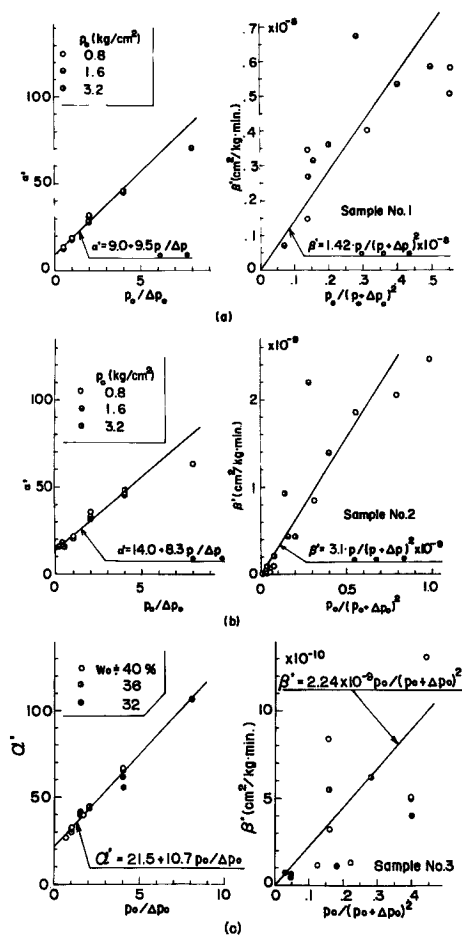
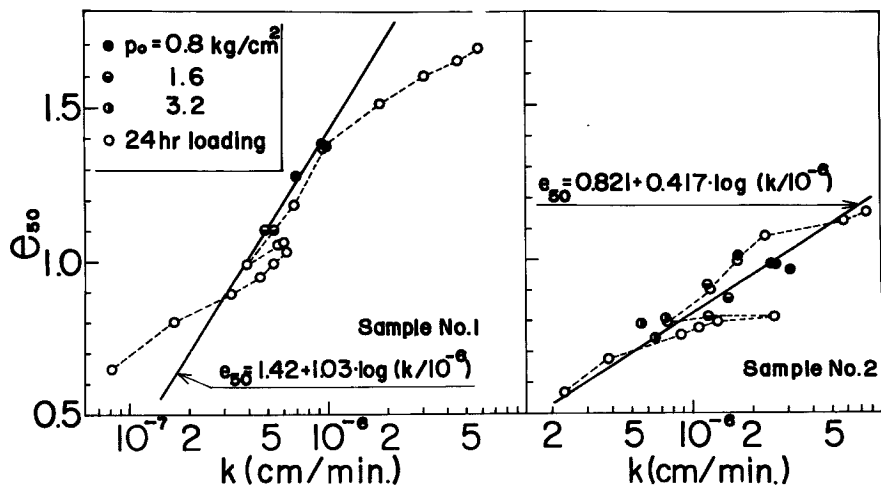


Fig. 9 $w_f \sim \log(p_0+\Delta p_0)$ plots

Fig. 10 Values of rheological parameters α' , β' Fig. 11 $e_{50} \sim \log k$ plots

この図より α' , β' に関して実験式(15)が得られる。それぞれの試料についての係数 α_1 , α_2 , β の値は図中に

$$\left. \begin{aligned} \alpha' &= \alpha_1 + \alpha_2 \frac{p_0}{\Delta p_0} \\ \beta' &= \beta \cdot \frac{p_0}{(p_0 + \Delta p_0)^2} \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (15)$$

示した。Fig. 11 は Fig. 4 (b) を用いて $\log t$ 法により求めた透水係数 k を50%圧密時の間げき比 e_{50} に対し半対数紙上にプロットしたものである。以後の解析においては図中の直線関係を用いた。

4. 飽和粘土の1次元沈下解析

4.1 飽和粘土の1次元圧密理論式

いま、Fig. 12 に示すように水で飽和された粘土地盤上に一様に $\Delta p_0(t)$ の荷重が載荷される場合を考える。このとき、連続の式は(16)式で、また土の自重を考慮した力のつり合い式は(17)式で表わされている。

$$\frac{\partial e}{\partial t} + \frac{1}{\gamma_w} \frac{\partial}{\partial z} \left(k \frac{\partial u_e}{\partial z} \right) = 0 \dots\dots\dots (16)$$

$$\frac{\partial}{\partial z} (p_0 + \Delta p + u_e) = \frac{\gamma_w (G_s - 1)}{1 + e} \dots\dots\dots (17)$$

ここに、 Δp は Δp_0 による土中の有効応力増分を表わす。 $\Delta p = 0$, $u_e = 0$ (平衡状態) のとき、式(17)は式(18)

$$\frac{\partial p_0}{\partial z} = \frac{G_s - 1}{1 + e_0} \gamma_w \dots\dots\dots (18)$$

となり、 Δp_0 を載荷する前の深さ方向の間げき比 e_0 の分布が与えられると有効土かぶり圧 p_0 は求まる。式(17), (18) で $e \approx e_0$ とすると式(19)となる。以後この式を力のつり合い式として用いる。したがって1次元

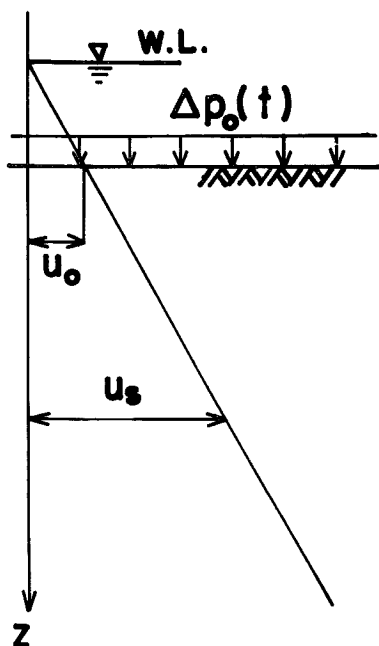


Fig. 12 Clay stratum

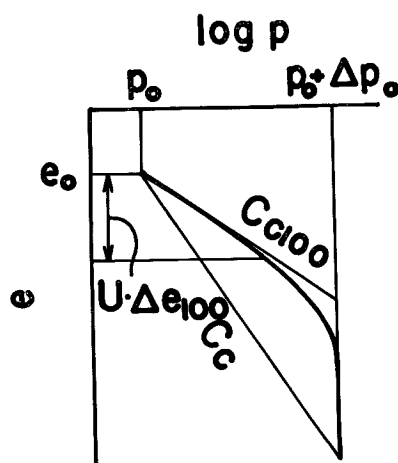
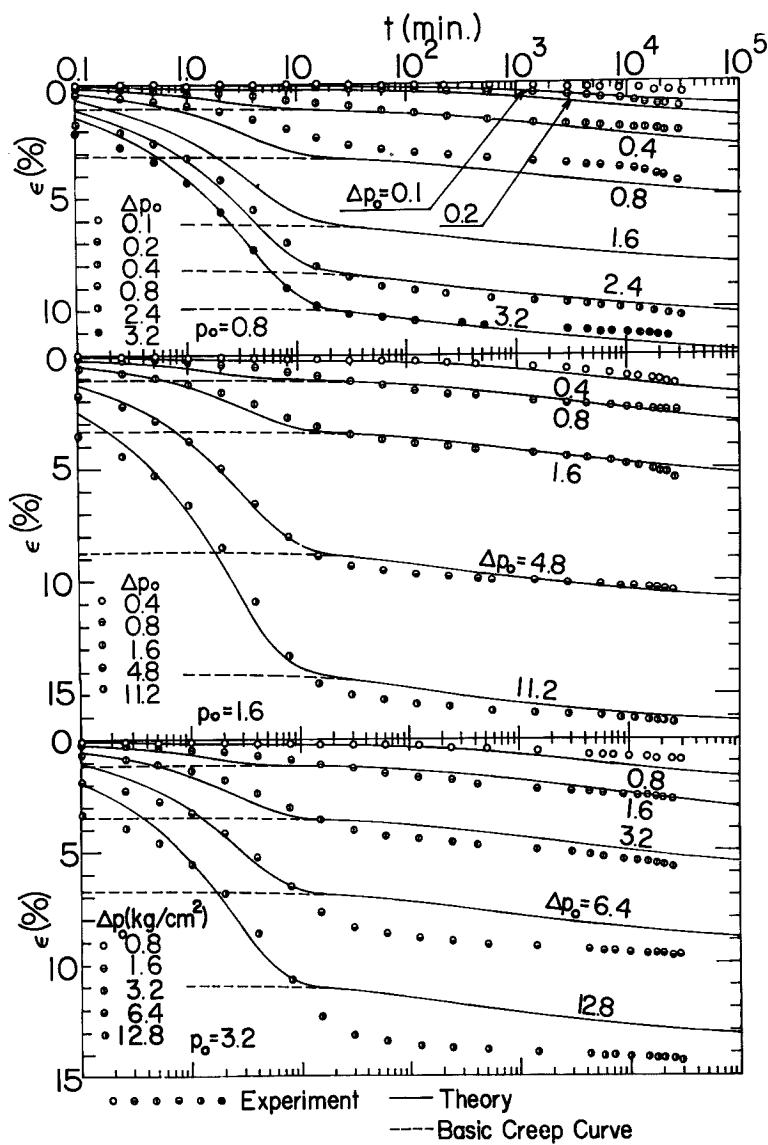


Fig. 13 $e \sim \log p$ relationship during consolidation

Fig. 14 Comparison of calculated $\epsilon \sim \log t$ curves with experimental results (Sample No. 2)

$$\frac{\partial}{\partial z}(Dp + u_e) = 0 \quad \text{すなわち, } Dp = Dp_0 - u_e \quad \dots\dots\dots (19)$$

圧密の計算では式(16), (19)に土の構造骨格の構成関係を入れて解けばよい。ここでこの構成関係として **Fig. 1 (c)** のレオロジーモデルを用いる。このモデルにおいて Dp_0 のかわりに $Dp_0 - u_e$ を用い, α' , β' のかわりに式(15)の関係を用いると式(20)となる。ここで, $Dp_0(t)$ = 一定のとき式(20)の右辺第1項はゼロになる。

$$\begin{aligned} & \frac{\partial \epsilon}{\partial t} + \frac{C_c'_{100}}{1+e_0} \frac{1}{p_0 + Dp_0 - u_e} \frac{\partial u_e}{\partial t} = \frac{C_c'_{100}}{1+e_0} \frac{1}{p_0 + Dp_0 - u_e} \frac{\partial (Dp_0)}{\partial t} \\ & + \frac{\beta}{p_0 + Dp_0 - u_e} \sinh \left[\left(\alpha_1 + \alpha_2 \frac{p_0}{Dp_0 - u_e} \right) \left\{ 1 - \frac{p_0}{p_0 + Dp_0 - u_e} \right. \right. \\ & \times \exp \left. \left. \frac{(1+e_0)\epsilon - C_c'_{100} \ln((p_0 + Dp_0 - u_e)/p_0)}{C_c'_{\infty} - C_c'_{100}} \right\} \right] \quad \dots\dots\dots (20) \end{aligned}$$

一方, $e \sim \log k$ 関係を式(21) (C_k , e_e , k_e は定数) とし,

$$e = e_e + C_k \log_{10} \frac{k}{k_e} = e_e + C_k' \ln \frac{k}{k_e} \quad \dots\dots\dots (21)$$

この式の e として **Fig. 13** を参照して

$$e = e_0 + U \cdot \Delta e_{100} = e_0 - U \cdot C_c'_{100} \ln \frac{p_0 + Dp_0}{p_0}$$

を用いる。ここに, U は圧密度である。これを式(21)に代入すると式(22)を得る。いま透水係数 k は場所的

$$k = k_e \exp \frac{e_0 - e_e - U \cdot C_c'_{100} \ln((p_0 + Dp_0)/p_0)}{C_k'} \quad \dots\dots\dots (22)$$

に一定とし時間のみの関数とすると, 式(16)より式(23)となる。したがって過剰間きき水圧の消散をとまう

$$\frac{\partial \epsilon}{\partial t} + \frac{k}{\gamma_w} \frac{\partial^2 u_e}{\partial z^2} = 0 \quad \dots\dots\dots (23)$$

圧密変形の計算は式(22)を考慮して式(20), (23)を連立して解けばよい。

4.2 圧密変形の計算結果

ここでは, 実験結果の解析として上に述べた方法により決定した係数を用いて式(20), (23)を解いて得られた解析結果を示す。**Fig. 14** は試料 No. 2 に対する計算結果で各荷重段階の $\epsilon \sim \log t$ 関係を示したものである。計算は差分法により行なった。計算に用いた各係数値は $C_c = 0.35$ (**Fig. 6**), $\Delta e_{\infty} = 0.01$, $\Delta e_{100} = 0.04$ (**Fig. 8**), $\alpha_1 = 14.0$, $\alpha_2 = 8.3$, $\beta = 0.31 \times 10^{-8} \text{ 1/min}$, (**Fig. 10**), $k_e = 10^{-6} \text{ cm/min}$, $C_k = 0.417$, $e_e = 0.821$ (**Fig. 11**) を用いた。 p_0 , $\Delta p_0/p_0$ の広い範囲にわたり同じ係数値を用いて行なった解析結果が実験値とよく一致している。**Fig. 15** は試料 No. 2 の $p_0 = 1.6 \text{ kg/cm}^2$ で種々の $\Delta p_0/p_0$ に対する構造骨格 (**Fig. 1 (c)**) のみの変形の計算結果を示したものである。計算に用いた諸係数は **Fig. 14** で用いたものと同じである。この図において $t=0$ の曲線 (即時圧縮線) は $\Delta p_0/p_0$ の小さい部分を除き勾配 C_c の直線である。しかし, その後の $e \sim \log p$ の等時曲線は勾配 C_c の直線になっていず, t が増加するに従いが勾配 C_c の直線に近づいている。これは $\epsilon \sim \log t$ 曲線が $\Delta p_0/p_0$ の増加とともに Type III の曲線

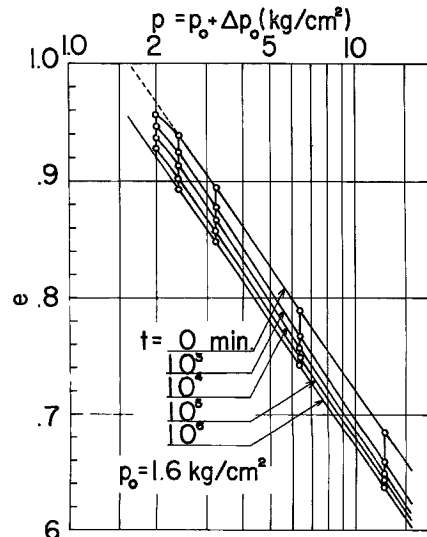


Fig. 15 $e \sim \log p$ relationships during compression

から Type I の曲線に移行することを $e \sim \log p$ 図上で示すものである。

5. 考 察

Fig. 16 は $e \sim \log p$ 関係で示した 1 次元圧縮モデルである。即時圧縮線 ACD 上より E 点に到るモデルは Bjerrum³²⁾, Foss³⁰⁾, Garlanger²⁷⁾, Mesri and Rokhsar³⁸⁾ などにより用いられている。一方、即時圧縮線 AB 上より E 点に到る、いわゆる “top spring” のないモデルは Barden³⁰⁾ により示されている。Berre and Iversen²⁸⁾ は同じ試料で高さの異なる供試体に対して Barden³¹⁾ のモデルを適用し、 $\epsilon \sim \log t$ 曲線の実測値と計算値が一致するように諸係数を決めたとき、間げき水圧は計算値が実測値よりも速く消散することを示した。また、Berry and Poskitt²⁵⁾, Garlanger²⁷⁾ は “top spring” のある非線型モデルを用いてひずみおよび不透水面の過剰間げき水圧がともに実測値と計算値で一致することを示した。これらのことは粘土の構造骨格のレオロジーモデルとしては少なくとも直列に連結された非線型の “top spring” と非線型の Voigt モデルが必要であることを示している。Fig. 17 は式(20), (23)を用い C_{c100} のみ、すなわち “top spring” の圧縮性のみを変化させたときのひずみ ϵ , 圧縮度 μ , 不透水面の過剰間げき水圧の圧力増分に対する比 $u_m/\Delta p_0$, 圧密度 U を $\log t$ に対して計算した結果を示したものである。計算では、 $p_0 = 1.6 \text{ kg/cm}^2$, $\Delta p_0 = 1.6 \text{ kg/cm}^2$, $e_0 = 1.20$, $h_0 = 1.70 \text{ cm}$, $\alpha' = 20$, $\beta = 10^{-9} \text{ 1/min.}$, $e_e = 1.5$, $C_k = 1.0$, $k_e = 10^{-8} \text{ cm/min}$ を用いた。また、圧縮度 μ , 圧密度 U はつぎのように定義している。

$$\mu = \frac{\int_0^{h_0} \epsilon(z, t) dz}{\int_0^{h_0} \epsilon(z, \infty) dz}, \quad U = \frac{1}{\Delta p_0} \int_0^{h_0} u_e(z, t) dz \quad (h_0: \text{層厚})$$

この図より、 C_{c100} が減少するに従って、圧縮度 μ の進行は遅れるが、 $u_m/\Delta p_0$, U の進行は逆に促進される。そして、 $C_{c100} = 0$ の場合が Barden³⁰⁾ に相当し、土が 2 次圧縮を示さないときは $C_{c\infty} = C_{c100}$ ある。このように、 C_{c100} の値の変化により土の圧密変形挙動に差異が出るのはつぎの理由によるものと思われる。すなわち、初期状態が同じとき、 C_{c100} を減少させていくと与えられた圧力増分に対する “top spring” の最終ひずみは小さくなり、同じ速度で圧密が進行していくとき速く “top spring” の最終ひずみに達し、直列に連結した非線型 Voigt モデルはまだあまり変形しないので与えられた圧力増分は速く構造骨格に伝播され、過剰間げき水圧の消散速度は速くなる。一方、このとき全ひずみに占める 1 次圧密量は小さいので圧縮度 μ の進行は遅れるようにみえる。一般に $\sqrt{t}$ 法または $\log t$ により 100% 圧密時のひずみ ϵ_{100} を決め、これより C_{c100} を求

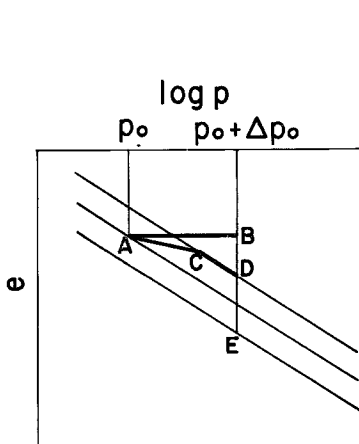


Fig. 16 $e \sim \log p$ representation of one dimensional compression models

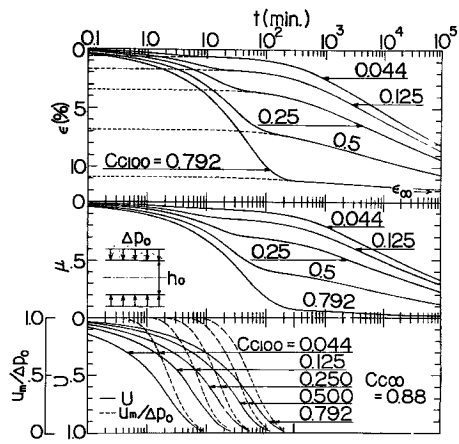


Fig. 17 $\epsilon, \mu, u_m/\Delta p_0, U \sim \log t$ curves with various C_{c100} values

めると、このときの ϵ_{100} , C_{e100} は粘土供試体の層厚により変化する。しかし、上に述べた性質を用いると層厚に影響されない値が求められるものと思う。すなわち、はじめ $\sqrt{t}$ 法または $\log t$ 法により圧密諸係数を決定しておき、他の値を一定にして C_{e100} を変化させて適当な時点で $u_m/\Delta p_0$ の計算値と実測値が一致するように C_{e100} を決定する。 C_{e100} が決まればもう一度この値を用いて他の係数を決め直して実測値と計算値の比較を行なう。この操作を2~3回くり返すことにより C_{e100} およびその他の諸係数を正確に決定することができる。

つぎに、Fig. 18 に $p_0=1.6\text{ kg/cm}^2$ で $\Delta p_0=0.4, 1.6, 6.4\text{ kg/cm}^2$ の場合の $\epsilon, \mu, u_m/\Delta p_0, U \sim \log t$ 関係の計算結果を示す。計算に用いた各係数値は図中に示した。この図より圧力増分比 $\Delta p_0/p_0$ が増加するに従い、圧縮度 μ の進行は速くなり、 $u_m/\Delta p_0, U$ の進行ははじめ遅く後に速くなることがわかる。

つぎにレオロジーパラメータ α', β' の圧密挙動に及ぼす影響について述べる。Fig. 19 は2種の α' の値に対して飽和粘土の圧密変形挙動を示したものである。 $\alpha'=2$ のとき、この図上ではまだほとんど2次圧

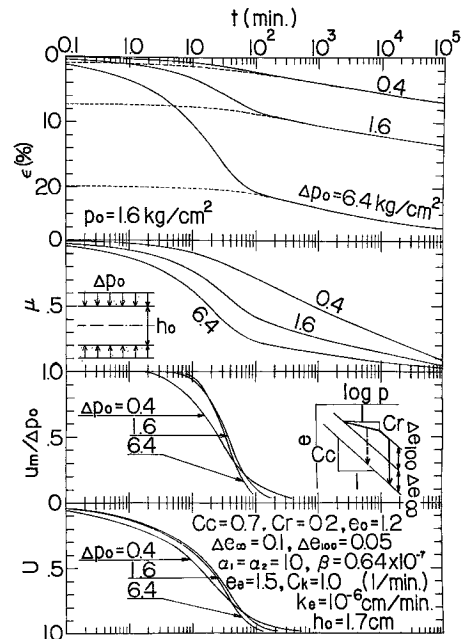


Fig. 18 $\epsilon, \mu, u_m/\Delta p_0, U \sim \log t$ curves with various Δp_0 values

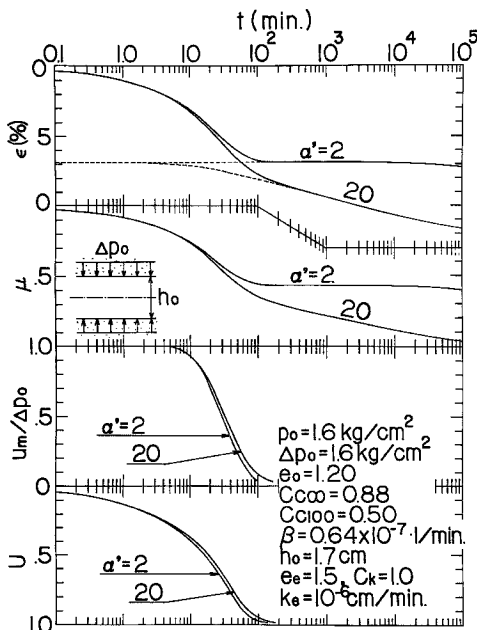


Fig. 19 $\epsilon, \mu, u_m/\Delta p_0, U \sim \log t$ curves with various α' values

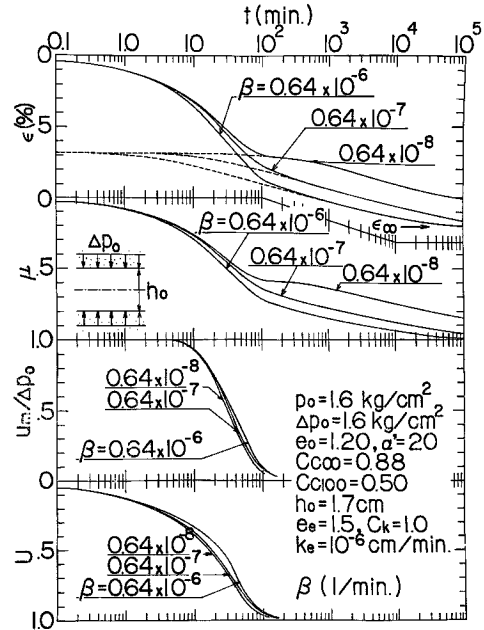


Fig. 20 $\epsilon, \mu, u_m/\Delta p_0, U \sim \log t$ curves with various β values

縮を示していない。この図より α' の変化は初期の圧密挙動にはほとんど影響せず、2次圧縮部分に大きく影響する。また、 $u_m/\Delta p_0$, U の進行は α' が減少する（構造骨格の粘性が増加する）に従がい速くなる。つぎにレオロジーパラメータ β' のえいきょうであるが、ここでは β' のかわりに式(15)で定義される β をパラメータに用いた。Fig. 20 は β をパラメータとして ϵ , μ , $u_m/\Delta p_0$, $U \sim \log t$ 関係の計算結果を示したものである。 $\epsilon \sim \log t$ 曲線の2次圧縮部分は Fig. 2 に示したように互いに平行になっている。また、 $u_m/\Delta p_0$, U の進行は β が減少する（構造骨格の粘性が増加する）に従がい速くなることがわかる。このようにレオロジーパラメータ α' , β が減少することにより $u_m/\Delta p_0$, U の進行が促進されるのはつぎの理由によると思われる。すなわち、 α' , β が小さくなり構造骨格の粘性が大きくなると、供試体内の過剰間げき水圧の消散が大部分終了するときのひずみは小さくなり、透水性が同じであれば構造骨格は速くこのひずみに達することになる。したがって加えられた圧力増分は速く構造骨格に伝播され、過剰間げき水圧は速く消散する。

以上、レオロジーパラメータ α' , β の圧密変形挙動に及ぼす影響を述べたが、本文では α' , β' の決定方法として $\epsilon \sim \log t$ 曲線の2次圧縮線上の2点が理論値と実験値で一致するようなカーブフィッティング法を用いている。この方法によると Fig. 3 からわかるように、 $\epsilon \sim \log t$ 曲線の2次圧縮部分を延長して ϵ_∞ を決定するときの時間 t を増加するとき $\Delta \log t (= \log(t_1/t_2))$ は増加するので α' は増加し、 β' は減少する。したがって、この方法により求めた α' , β' の絶対値の物理的意味は十分なものではないが、相対的關係を知ることができる。Fig. 21 は多くの研究者の側方拘束圧密試験結果から $t=10^6$ 分のひずみを ϵ_∞ として求めた α' , β を自然間げき比 e_n に対してプロットしたものである。ここで α' は $\Delta p_0/p_0=1$ の場合のみについて示した。この図より α' , β は一般の地盤 ($e_n=1 \sim 4$) では大きく変化しないが非常に大きい e_n に対しては α' は減少し、 β は増加する傾向を示している。

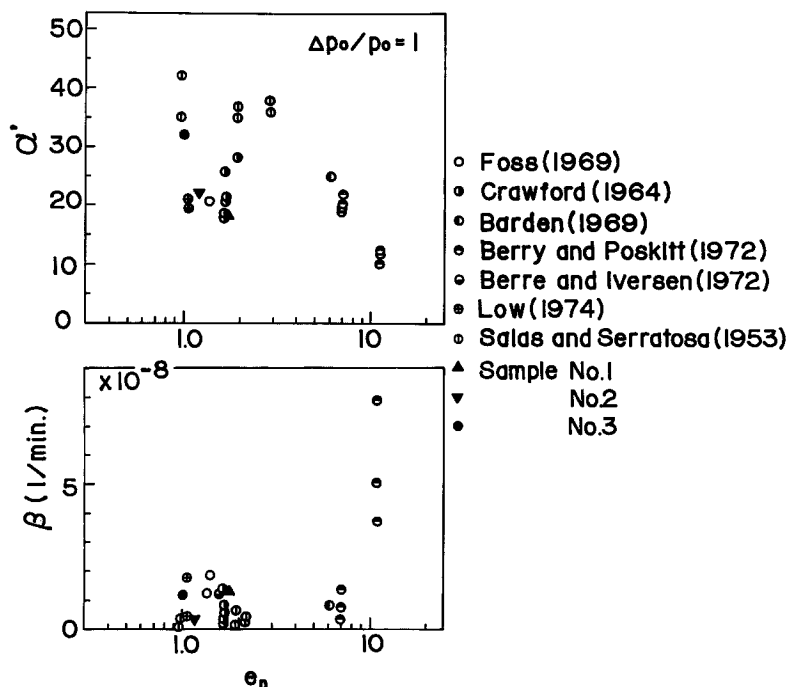


Fig. 21 α' , $\beta \sim \log e_n$ plots for various clays

6. む す び

圧密圧力、圧力増分比を種々にかえた粘土の長期にわたる側方拘束圧密試験結果を解析して、粘土の一般的な1次元変形モデルを示した。また、このモデルを用いて種々の条件のもとで数値計算を行なうことにより、モデルの各係数が粘土の圧密、変形におよぼす影響を調べた。この結果、つぎのことが明らかにされた。

1. 側方拘束圧密試験より得られた100%圧密時のひずみを $(1+e_0)\epsilon \sim \log \{(p_0 + \Delta p_0)/p_0\}$ 図上にプロットすると $\Delta p_0/p_0$ の小さいところでは非線型になるが、 $\Delta p_0/p_0$ の大きいところでは圧縮指数 C_c の勾配をもつ直線上にのる。
2. 圧密後十分に時間が経過した後のひずみを $(1+e_0)\epsilon \sim \log \{(p_0 + \Delta p_0)/p_0\}$ 図上にプロットすると圧縮指数 C_c の勾配をもつ1つの直線上にのる。
3. 本文で示された粘土の構造骨格のレオロジーモデルを用いるとき、構造骨格のレオロジーパラメータを図式的に決定することができる。この方法により求められたレオロジーパラメータ α' , β' と p_0 , Δp_0 の関係は式(15)で示される。
4. 構造骨格の $e \sim \log p$ 関係を直線とし、圧密中透水係数 k を一定として計算した圧縮度 $\mu \sim \sqrt{T_{v1}}$, または $\mu \sim \log T_{v1}$ の理論曲線は圧力増分比 $\Delta p_0/p_0$ により異なる。また、これより求めた $u_m/\Delta p_0 \sim \log T_v$ 関係は $\Delta p_0/p_0$ により異なり、これは他の研究者の実験結果と同じ傾向を示している。
5. 本文で示された変形モデルを用い、同じ係数値を用いて行なった圧密変形解析の計算結果は、広い範囲の p_0 , Δp_0 に対する実験結果とよく一致する。

本文で示された土の構造骨格のレオロジーモデルによる圧密変形の計算結果よりつぎの6, 7, 8のことが明らかになった。

6. “top spring”の圧縮性を小さくすると圧縮度 μ の進行は遅れ、 $u_m/\Delta p_0$, U の進行は促進される。この性質を用いて層厚に影響されない ϵ_{100} が決定される。
7. 同じ圧密圧力で圧密された粘土では荷重増分比が増加する程、圧縮度 μ の進行は促進され、 $u_m/\Delta p_0$, U の進行ははじめ遅れるが後に促進される。
8. レオロジーパラメータ α' , β が減少して構造骨格の粘性が増加すると圧縮度 μ の進行は遅れるが、 $u_m/\Delta p_0$, U の進行は促進される。
9. レオロジーパラメータ α' , β は普通の間げき比の粘土ではあまり大きく変化しないが、自然間げき比が非常に大きいとき、 α' は減少し、 β は増加する。

最後に本研究に当り御指導頂いた柴田徹教授に心よりの謝意を表します。また、試料の一部は川崎製鉄(株)富永直生氏、不動建設(株)末松直幹氏より提供して頂き、実験に際し元土木工学科学生末岡徹氏(現大成建設(株))に援助して頂いた。各氏に対し心より謝意を表する次第であります。

なお数値計算は当研究所資料センター FACOM 230—25, 京都大学大型計算機センター FACOM 230—60 で行なったことを付記する。

参 考 文 献

- 1) Terzaghi, K.: Die Theorie der Hydrodynamischen Spannungserscheinungen und Ihr Erdbautechnisches Anwendungs Gebiet, Proc. Int. Conf. Appl. Mech., Vol. 1, 1924, p. 288.
- 2) Talor, D. W. and W. Merchant: A Theory of Clay Consolidation Accounting for Secondary Compression, Journ. Math. Phys. Vol. 19—3, 1940, p. 167.
- 3) Northey, R. D.: Rapid Consolidation Tests for Routine Investigation, Proc. 2nd Aust.-Newz. Conf. SMFE, 1956, pp. 20—40.
- 4) Leonards, G. A. and B. K. Ramiah: Time Effect in Consolidation of Clays, ASTM, STP. No. 254, 1959, pp. 116—130.
- 5) Newland, P. L. and B. H. Allely: A Study of the Consolidation Characteristics of a Clay, Geotech.

- Vol. 10, 1960, pp.62-74.
- 6) Leonards, G. A. and P. Girault: A Study of the One-Dimensional Consolidation Tests, Proc. 5th Int. Conf. SMFE, Vol. 1, 1961, pp. 213-218.
 - 7) Leonards, G. A. and A. G. Altschaeffl: Compressibility of Clay, Proc. ASCE, Vol. 90, No. SM5, 1964, pp. 133-155.
 - 8) Crawford, C. B.: Investigation of the Consolidation Tests, Proc. ASCE, Vol. 90, No. SM5, 1964, pp. 87-102.
 - 9) Raymond, G. P.: Consolidation of Slightly Overconsolidated Soil, Proc. ASCE, Vol. 92, No. SM5, 1966, pp. 1-19.
 - 10) 三笠正人: 軟弱粘土の圧密, 鹿島出版会, 1963.
 - 11) Davis, E. H. and G. P. Raymond: A Non-linear Theory of Consolidation, Geotech. Vol. 15, 1965, pp. 161-173.
 - 12) Gibson, R. E., G. L. England and J. L. Hussey: The Theory of One-dimensional Consolidation of Saturated Clays, Geotech. Vol. 17, 1967, pp. 261-273.
 - 13) Raymond, G. P.: Consolidation of Deep Deposits of Homogeneous Clays, Geotech. Vol. 19, 1969, pp. 478-494.
 - 14) 村山朔郎, 柴田 徹: 粘土のレオロジー的特性について, 土木学会論文集第40号, 1956, pp. 1-31.
 - 15) Murayama, S. and T. Shibata: Flow and Stress Relaxation of Clays, IUTAM, Rheology and Soil Mech. Symp., 1964, pp. 99-129.
 - 16) 柴田 徹: 粘土の圧密に関するレオロジー的考察, 土木学会論文集第69号, 1960, pp. 29-37.
 - 17) Gibson, R. E. and K. Y. Lo: A Theory of Consolidation for Soils Exhibiting Secondary Compression, N. G. I. Pub. No. 41, 1961, pp. 1-16.
 - 18) Lo, K. Y.: Secondary Compression of Clay, Proc. ASCE, Vol. 87, No. SM4, 1961, pp. 61-87.
 - 19) Christensen, R. W. and T. H. Wu: Analysis of Clay Deformation as a Rate Process, Proc. ASCE, Vol. 90, No. SM6, 1964, pp. 125-157.
 - 20) Barden, L.: Time Dependent Deformation of Normally Consolidated Clays and Peats, Proc. ASCE, Vol. 95, No. SM1, 1969, pp. 1-31.
 - 21) Wu, T. H., D. Resendiz and R. J. Neukircher: Analysis of Consolidation by Rate Process Theory, Proc. ASCE, Vol. 92, No. SM6, 1966, pp. 229-248.
 - 22) Bjerrum, L.: Engineering Geology of Norwegian Normally-Consolidated Marine Clays as Related to Settlements of Buildings, Geotech. Vol. 17, 1967, pp. 81-118.
 - 23) Barden, L.: Primary and Secondary Consolidation of Clay and Peat, Geotech. Vol. 18, 1968, pp. 1-24.
 - 24) Hansen, H. B. and S. Inan: Tests and Formulas Concerning Secondary Consolidation, Proc. 7th. Int. Conf. SMFE, Vol. 1, 1969, pp. 45-53.
 - 25) Berry, P. L. and T. J. Poskitt: The Consolidation of Peat, Geotech. Vol. 22, 1972, pp. 27-52.
 - 26) Berre, T. and K. Iversen: Oedometer Tests with Different Specimen Heights on a Clay Exhibiting Large Secondary Compression, Geotech. Vol. 22, 1972, pp. 53-70.
 - 27) Garlanger, J. E.: The Consolidation of Soils Exhibiting Creep Under Constant Effective Stresses, Geotech. Vol. 22, 1972, pp. 71-78.
 - 28) Mesri, G. and A. Rokhsar: Theory of Consolidation for Clays, Proc. ASCE, Vol. 100, No. GT8, 1974, pp. 889-904.
 - 29) Simons, N. E. and T. S. Beng: A Note on the One Dimensional Consolidation of Saturated Clays, Geotech. Vol. 19, 1969, pp. 140-144.
 - 30) Foss, L.: Secondary Settlements of Buildings in Drammen, Norway, Proc. 7th. Int. Conf. SMFE, Vol. 2, 1969, pp. 99-106.
 - 31) Barden, L.: Consolidation of Clay with Non-linear Viscosity, Geotech. Vol. 15, 1965, pp. 345-362.
 - 32) Low, J.: New Concepts in Consolidation and Settlement Analysis, Proc. ASCE, Vol. 100, No. GT6, 1974, pp. 574-612.
 - 33) Salas, J. A. J. and J. M. Serratos: Compressibility of Clays, Proc. 3rd Int. Conf. SMFE, Vol. 1, 1953, pp. 192-198.