

# サンドドレーンによる $K_0$ -圧密理論の研究

## A STUDY OF LATERALLY CONFINED CONSOLIDATION OF CLAY BY DRAIN WELLS

中 野 坦\*  
By Hiroshi Nakano

### 1. ま え が き

自然地盤中で、 $K_0$ -状態のもとに圧密された粘土に、構造物等による増加圧力が加えられるとき、この増加圧の大部分が過剰間げき水圧となって平衡される。過剰間げき水圧は一時的な支持能力をもつに止まり、圧密の進行とともに、永久的支持能力をもつ粒子間応力へと置換していく。この際、付帯条件として、間げき水の離脱に伴う体積の減少ということが付随する。

間げき水圧は等方性応力であるから、その減少に伴う体積変化は当然の帰結として、等方的であり、側方収縮をもたらす。

ここで、構造物の沈下の形態を考察する。

図-1 に示すように、載荷に伴って、構造物下の土柱を形成する土塊は、側方拘束圧のより小さい土柱上部において、せん断変形による側方膨張、すなわち、非排水状態での側方流動によって瞬時沈下といわれる沈下を起こす。

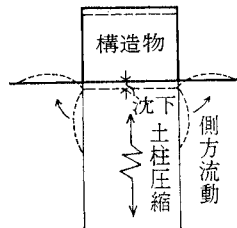


図-1

これとは別に、過剰間げき水圧によって生ずる間げき水の離脱から、圧密沈下を起こすのであるが、この際、いったん側方に押し出された土塊が逆に土柱下に押し戻されることはないと考えられる。なぜなら、土柱の外側の低応力部から高応力部である土柱へ土塊が流動する要因はないからである。

いま、上記のように、圧密沈下中の側方流動が起こらないと仮定し得るならば、圧密によって生ずる側方収縮は側方拘束圧力の緩和をもたらす、圧密変形とせん断変形による沈下が混在する。また、もし側方流動が皆無と

するならば、一般に、 $K_0$ -圧密といわれる側方変形が零状態での圧密が現出する。

しかし、現段階では、圧密沈下中の側方流動の有無が明確にされていないから、確定的なことはいえないが、自然地盤中での圧密沈下が、どちらかというとな  $K_0$ -状態に近い条件で起こると考える方がより合理的なように思われる。

そこで、前報<sup>1)</sup>に引き続き、 $K_0$ -状態での圧密に適應するようサンドドレーン圧密理論の修正を試み、室内試験において検照を行なった。

### 2. 従来のサンドドレーンに関する理論

#### (1) 圧密速度に関する理論

土が等方等質であるとして、三次元圧密に関する微分方程式が

$$\frac{k}{r_w} r^2 u = \frac{\partial \epsilon}{\partial t} \dots \dots \dots (1)$$

ここに  $k$ : 土の透水係数  
 $r_w$ : 水の単位体積重量  
 $u$ : 間げき水圧  
 $\epsilon$ : 体積ひずみ

であり、間げき水圧  $u$  と体積ひずみ  $\epsilon$  との間に

$$\epsilon = \frac{3(1-2\nu)}{E} u \dots \dots \dots (2)$$

ここに  $\nu$ : ポアソン比  
 $E$ : ヤング係数

なる関係があることから Rendulic<sup>2)</sup> は

$$C_v r^2 u = \frac{\partial u}{\partial t} \dots \dots \dots (3. a)$$

とし、また、三笠<sup>3)</sup>は

$$C_v d^2 \epsilon = \frac{\partial \epsilon}{\partial t} \dots \dots \dots (3. b)$$

\* 正会員 近畿大学助教授 理工学部土木工学科

$$ここに, C_v = \frac{k}{r_w} \cdot \frac{3(1-2\nu)}{E}$$

であるとした。

サンドドレーンのように、非等方性、等質の軸対称流れを有する圧密の場合、式 (3. a) は

$$C_{vv} \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} + C_{vh} \left( \frac{\partial^2 u}{\partial r^2} + \frac{1}{r} \frac{\partial u}{\partial r} \right) = \frac{\partial u}{\partial t} \quad \dots(4)$$

なる Terzaghi-Rendulic 式が得られる。

Carrillo<sup>4)</sup> は

$$u = u_1 u_2 \dots\dots\dots(5)$$

と置き、

$$\frac{\partial u_1}{\partial t} = C_v \frac{\partial^2 u_1}{\partial z^2} \dots\dots\dots(6)$$

$$\frac{\partial u_2}{\partial t} = C_{vh} \left( \frac{\partial^2 u_2}{\partial r^2} + \frac{1}{r} \frac{\partial u_2}{\partial r} \right) \dots\dots\dots(7)$$

として、 $u_1, u_2$  を式 (6), (7) の解とすると

$$u_2 \left( C_{vv} \frac{\partial^2 u_1}{\partial z^2} - \frac{\partial u_1}{\partial t} \right) + u_1 \left[ C_{vh} \left( \frac{\partial^2 u_2}{\partial r^2} + \frac{1}{r} \frac{\partial u_2}{\partial r} \right) - \frac{\partial u_2}{\partial t} \right] = 0 \dots\dots\dots(8)$$

となることを見いだした。

すなわち、式 (4) の解は式 (6), (7) を独立に解いて  $u_1, u_2$  を求め、式 (5) によって得られることがわかる。したがって、合成流れによる圧密度  $U$  は式 (5) によつて

$$(1-U) = (1-U_v)(1-U_h) \dots\dots\dots(9)$$

ここに  $U_v = 1 - \frac{\bar{u}_1}{u_0}$  = 鉛直流れによる圧密度

$U_h = 1 - \frac{\bar{u}_2}{u_0}$  = 水平流れによる圧密度

$\bar{u}$  = 平均間げき水圧

となる。

実際に、サンドドレーンが現場で使用されるとき、三角形、あるいは正方形配置で打設されるから、サンドドレーンの1本当りの排水領域を定めてやらねばならない。水平方向の排水領域は正方形配列の場合は正方形、三角形配列の場合は正六角形となるが、上記のように圧密基本式が円筒座標で表わされているから、それぞれの排水領域と同面積を有する円で近似することを Barron<sup>5)</sup> は提案した。この円を有効円といい、有効円の半径  $r_e$ 、サンドドレーンの半径  $r_w$  で表わすことにする。

Rendulic, および Carrillo の理論に基づいて、Barron は式 (7) を

$$\left. \begin{aligned} 0 < z < h \quad r = r_w \quad u = 0 \\ 0 < z < h \quad r = r_e \quad \partial u / \partial r = 0 \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots(10)$$

なる境界条件のもとに解いた。

この際、鉛直方向の変形が自由 (free strain) の場合

と、剛性基礎下に使われるサンドドレーンのように、鉛直方向の変形が均等である (equal strain) の場合とについて求めた。equal strain についての解を示すと、

$$u = \frac{\bar{u}}{\lambda d_e^2} \left[ r_e^2 \log_e \left( \frac{r}{r_w} \right) - \left( \frac{r-r_w}{2} \right) \right] \dots(11)$$

$$ここに, \bar{u} = \bar{u}_0 \exp \left( -\frac{8 T_v}{\lambda} \right), \quad T_h = \frac{C_h t}{4 r_e^2}$$

$$\lambda = \frac{n^2}{n^2-1} \log_e n - \left( \frac{3 n^2-1}{4 n^2} \right), \quad n = r_e / r_w$$

である。free strain と、equal strain との相違は圧密の初期において free strain の方が若干速く起こることがわかっている。

矢内・水野<sup>6)</sup>らは、ベッセル関数を用いて free strain の場合について解析し

$$u = 2 u_0 \sum_{\xi} A_{\xi} \left[ J_0 \left( \frac{\xi}{r_w} r \right) - \frac{J_1(n\xi)}{Y_1(n\xi)} Y_0 \left( \frac{\xi}{r_w} r \right) \right] \cdot \exp(-4 n^2 \xi^2 J) \dots\dots\dots(12)$$

$$ここに, A_{\xi} = \frac{V_1(\xi)}{\xi [V_1^2(\xi) - n^2 V_0^2(n\xi)]}$$

$$V_0(n\xi) = J_0(n\xi) - \frac{J_1(n\xi)}{Y_1(n\xi)} Y_0(n\xi)$$

$$V_1(\xi) = J_1(\xi) - \frac{J_1(n\xi)}{Y_1(n\xi)} Y_1(\xi)$$

ただし  $\xi$  は  $\frac{J_1(n\xi)}{Y_1(n\xi)} = \frac{J_0(\xi)}{Y_0(\xi)}$  の根

である。

また、Leeuw<sup>7)</sup> はひずみに関する基本式 (3. b) において、円筒座標における応力-ひずみの関係

$$\left. \begin{aligned} \sigma_r &= 2G \left\{ \frac{\partial \rho}{\partial r} + \frac{\nu}{1-2\nu} \varepsilon \right\} \\ \sigma_{\theta} &= 2G \left\{ \frac{\rho}{r} + \frac{\nu}{1-2\nu} \varepsilon \right\} \\ \sigma_z &= 2G \left\{ \frac{\partial \xi}{\partial z} + \frac{\nu}{1-2\nu} \varepsilon \right\} \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots(13)$$

ここに、 $\rho$  : 放射方向の変位

$\xi$  : 軸方向の変位

$\varepsilon$  : 体積ひずみ

によつて

$$\left. \begin{aligned} 0 < z < h \quad r = r_e \quad \rho = 0 \\ 0 < z < h \quad r = r_w \quad \rho = 0 \\ z = h \quad r_w < r < r_e \quad \sigma_z = p \\ 0 < z < h \quad r = r_w \quad u = 0 \\ 0 < z < h \quad r = r_e \quad \partial u / \partial r = 0 \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots(14)$$

なる境界条件で解き、結果として free strain の場合の解と同じものを得ている。

上記のこれらの理論は、いずれも間げき水圧と体積ひずみとの関係が式 (2) に従うものとしているから、圧密中に水平方向の変形が生ずることになり、実際の挙動とは合致しない。

(2) 沈下量の算定に関する理論

沈下量の算定法は、最初、全沈下量が側方拘束状態での鉛直ひずみ、すなわち、一方向ひずみからもたらされるとして

$$\left. \begin{aligned} S_{TF} &= S_{oed.} \\ S_{Tt} &= US_{oed.} \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots(15)$$

ここに、 $S_{TF}$ ：最終的に起こる沈下量  
 $S_{oed.}$ ：側方拘束状態での最終沈下量  
 $S_{Tt}$ ：任意時間後に生ずる沈下量  
 $U$ ：圧密度

によった。これは、今日でも比較的薄い粘土層が幅広い載荷面積にわたって載荷され、圧密を受ける場合という条件のもとで適用される。

上記条件の適用外では、側方膨張による鉛直ひずみの増加が付随し、これが沈下量におよぼす影響を無視できないものにする。

最初に三次元ひずみの問題として沈下量を算定することを提案したのは Biot であった。

Biot<sup>8)</sup> の理論はごく限られた問題にしか解が得られていないこと、せん断変形による瞬時沈下を考慮していないこと等によって実用されることは少ない。

Skempton-Bjerrum<sup>9)</sup> は沈下がせん断変形による瞬時沈下  $S_i$  と圧密沈下による  $S_c$  との和

$$S_{TF} = S_i + S_{cF} \dots\dots\dots(16)$$

として、フーチングの中央における沈下量を算定する方法を提案した。ここに、瞬時沈下は非排水状態でのせん断変形による沈下で

$$S_i = \frac{3}{4} \frac{qBI_p}{E} \dots\dots\dots(17)$$

ここに、 $q$ ：フーチングに載荷された等分布荷重  
 $B$ ：フーチングの幅  
 $I_p$ ：フーチングの形状に関する係数  
 $E$ ：土のヤング係数

である。また、 $S_c$  は三次元ひずみによる圧密沈下量で一次元圧密による沈下量  $S_{ced.}$  に補正係数  $\mu$  を乗じて得られる。

$$S_c = \mu S_{oed.}$$

ここに、 $\mu = A + C(1 - A)$

$A$ ：間げき水圧係数

$$C = \frac{\int_0^z d\sigma_3 dz}{\int_0^z d\sigma_1 dz}$$

Lambe<sup>10)</sup> は Skempton-Bjerrum にならって、沈下量がせん断変形による瞬時沈下  $S_i$  と異方性圧力下での圧密沈下  $S_c$  との和であり、また、沈下量  $S_{TF}$  は圧縮を受ける層の厚さと鉛直ひずみとの積に等しいとして

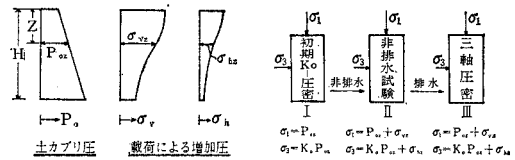


図-2

$$S_{TF} = \sum \delta h_0 (\epsilon_{i1} + \epsilon_{i2}) \dots\dots\dots(18)$$

ここに、 $\delta h_0$ ：圧縮される層の厚さ  
 $\epsilon_{i1}$ ：非排水状態での鉛直ひずみ  
 $\epsilon_{i2}$ ：圧密による鉛直ひずみ

を導びき、有効応力軌跡を使って  $\epsilon_{i1}$ ,  $\epsilon_{i2}$  を定める方法を見いだした。ただし、圧密中の側方拘束圧の変化が未知量としてあるから、明確に有効応力軌跡を定めることができないとしている。

また、Davis, Poulos<sup>11)</sup> は図-2 に示すように三軸試験によって非排水試験と圧密試験とを行ない

$$S_{TF} = \sum \frac{1}{E'} (\sigma_z - \nu' \sigma_x - \nu' \sigma_y) \delta h_0 \dots\dots\dots(19)$$

ここに、 $E'$ ,  $\nu'$  は対応する異方性応力の下でのひずみ ( $\epsilon_i + \epsilon_c$ ) から定められる土の骨格が示すパラメーターによって算出するとした。図において明らかなように、側方拘束圧が圧密中、一定に保たれており、したがって側方収縮が生ずることになる。このことは現実の問題と照して矛盾するもので、むしろ圧密中に、側方変形が生じないように圧密とともに側方拘束圧が減少すると考える方がより合理的と思われる。

3. サンドドレーンによる  $K_0$ -圧密の修正理論

図-3 に示すように、サンドドレーンを含む円筒状供試体に時間に無関係に一定の鉛直圧力を載荷し、 $K_0$ -状態（側方変形零）で圧密する。この条件を満足するためには側方拘束圧  $P_c$  が圧密の進行とともに減少する。したがって、図のように、時間とともに減少する等方性圧

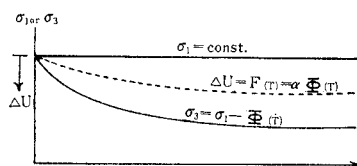
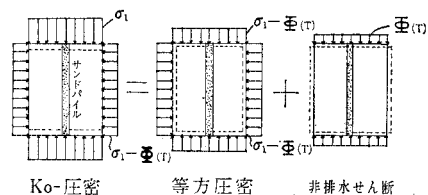


図-3

力による圧密と、逆に増大する主応力差による形状変形とを受け、側方変形零を維持する。

このように、時間とともに荷重が変動する場合に対する圧密基本式は

$$\frac{\partial u}{\partial t} = C_{vh} \left( \frac{1}{r} \frac{\partial u}{\partial r} + \frac{\partial^2 u}{\partial r^2} \right) + f(r, t) \quad \dots\dots(20)$$

ここに、 $f(r, t)$  : 任意時間の荷重変化によって起こる間げき水圧の変化率

図に示すように、ある時間の間げき水圧の変化量 ( $d u_T$ ) を  $F(T)$ 、拘束圧力の変化量 ( $d \sigma_3$ ) を  $-\phi(T)$  と置くと、鉛直圧力の変化量 ( $d \sigma_1$ ) は零であるから、 $(d \sigma_1 - d \sigma_3) = \phi(T)$  となり

$$F(T) = -(1-A)\phi(T) = \alpha \phi(T) \quad \dots\dots(21)$$

ここに、 $A$  : Skempton<sup>12)</sup>の間げき水圧係数

$$\alpha : -(1-A) \text{ (負号は減少を表わす)}$$

なる関係が成り立つ。

式 (20) を、 $f(r, t)$  は  $r$  に無関係に一定とし、境界条件

$$u|_{r=r_w} = 0 \quad \left. \frac{\partial u}{\partial r} \right|_{r=r_e} = 0$$

初期条件、

$$u|_{t=0} = P \quad \left. \frac{\partial u}{\partial t} \right|_{t=0} = 0$$

のもとに解くと、

$$\begin{aligned} u = & 2 u_0 \sum_{\xi} A_{\xi} \left[ J_0 \left( \frac{\xi}{r_w} r \right) - \frac{J_1(n \xi)}{Y_1(n \xi)} Y_0 \left( \frac{\xi}{r_w} r \right) \right] \\ & \cdot \exp(-4 n^2 \xi^2 T) - 2 \sum_{\xi} A_{\xi} \left[ J_0 \left( \frac{\xi}{r_w} r \right) \right. \\ & \left. - \frac{J_1(n \xi)}{Y_1(n \xi)} Y_0 \left( \frac{\xi}{r_w} r \right) \right] \int_0^T f(\tau) \epsilon^{-4 n^2 \xi^2 (T-\tau)} d \tau \quad \dots\dots(22) \end{aligned}$$

となる。したがって、ある時間の圧密による体積変化量  $d V(T)$  は  $u_0 = P$  と置いて

$$\begin{aligned} d V(T) = & 2 \pi h m_v \int_{r_w}^{r_e} \left\{ (P - \alpha \phi(T)) \right. \\ & - \left( 2 P \sum_{\xi} A_{\xi} \left[ J_0 \left( \frac{\xi}{r_w} r \right) \right. \right. \\ & \left. \left. - \frac{J_1(n \xi)}{Y_1(n \xi)} Y_0 \left( \frac{\xi}{r_w} r \right) \right] \epsilon^{-4 n^2 \xi^2 T} \right. \\ & \left. - 2 \sum_{\xi} A_{\xi} \left[ J_0 \left( \frac{\xi}{r_w} r \right) - \frac{J_1(n \xi)}{Y_1(n \xi)} Y_0 \left( \frac{\xi}{r_w} r \right) \right] \int_0^T f(\tau) \epsilon^{-4 n^2 \xi^2 (T-\tau)} d \tau \right\} r dr \\ = & m_v V P \left\{ 1 + 4 \sum_{\xi} B_{\xi} \epsilon^{-4 n^2 \xi^2 T} \right. \\ & \left. - \left( \alpha \phi(T) + 4 \sum_{\xi} B_{\xi} \int_0^T f(\tau) \epsilon^{-4 n^2 \xi^2 (T-\tau)} d \tau \right) \right\} \quad \dots\dots(23) \end{aligned}$$

$$\text{ここに、} V = 2 \pi h \int_{r_w}^{r_e} r dr = \pi (r_e^2 - r_w^2) h$$

$$B_{\xi} = \frac{V_1^2(\xi)}{\xi^2 (n^2 - 1) \{ V_1^2(\xi) - n^2 V_0^2(n \xi) \}}$$

これより、ある時間の平均体積ひずみ  $\epsilon_{ave}$  は

$$\epsilon_{ave} = \frac{d V}{V} \quad \dots\dots(24)$$

で半径方向の収縮ひずみ  $\epsilon_r$  は

$$\epsilon_r = \frac{1}{m} \epsilon_{ave} \quad \dots\dots(25)$$

とする。一方、その時間においては  $\phi(T)$  の主応力差を受け、せん断変形による半径方向の膨張ひずみ  $\epsilon_r'$  は

$$\epsilon_r' = -\frac{\nu}{E} \phi(T) \quad \dots\dots(26)$$

となる。側方変形が零となるためには式 (25)、(26) の和が零でなければならない。この条件によって

$$\begin{aligned} \phi(T) = & \beta P \left\{ 1 + 4 \sum_{\xi} B_{\xi} \epsilon^{-4 n^2 \xi^2 T} - \frac{4}{P} \sum_{\xi} B_{\xi} \right. \\ & \left. \cdot \int_0^T f(\tau) \epsilon^{-4 n^2 \xi^2 (T-\tau)} d \tau \right\} \quad \dots\dots(27) \end{aligned}$$

$$\text{ここに } \beta = \frac{3/m(1-2\nu)}{\nu+3/m(1-2\nu)\alpha}$$

したがって、式 (23)、(27) より

$$\begin{aligned} d V(T) = & (1 - \alpha \beta) P m_v V \left[ 1 + 4 \sum_{\xi} B_{\xi} \epsilon^{-4 n^2 \xi^2 T} \right. \\ & \left. - \frac{4}{P} \sum_{\xi} B_{\xi} \int_0^T f(\tau) \epsilon^{-4 n^2 \xi^2 (T-\tau)} d \tau \right] \quad \dots\dots(28) \end{aligned}$$

を得る。また、式 (21) によって間げき水圧の時間変化は  $\alpha \phi(T)$  であるから、その変化率  $f(\tau)$  は時間で微分して、

$$\begin{aligned} f(\tau) = & \frac{d F(T)}{d T} = -16 n^2 \alpha \beta P \left\{ \sum_{\xi} \xi^2 B_{\xi} \epsilon^{-4 n^2 \xi^2 T} \right. \\ & \left. + \frac{1}{P} \sum_{\xi} \xi^2 B_{\xi} \int_0^T f(\tau) \epsilon^{-4 n^2 \xi^2 (T-\tau)} d \tau \right\} \quad \dots\dots(29) \end{aligned}$$

を得る。ラプラス変換によってこの式を解くと

$$\begin{aligned} f(\tau) = & -P \left[ \sum \theta_i \exp(-M_i T) \right. \\ & \left. + \sum_{i=1}^{\infty} \sum_{j=1}^n \frac{\theta_i S_{\lambda_i}}{\lambda_j + M_i} (\epsilon^{-M_i T} - \epsilon^{\lambda_j T}) \dots\dots(30) \right] \end{aligned}$$

$$\text{ここに、} \theta_i = \frac{16 \alpha \beta n^2 V_1(\xi_i)}{(n^2 - 1) [V_1^2(\xi_i) - n^2 V_0^2(n \xi_i)]}$$

$$M_i = 4 n^2 \xi_i^2$$

$\lambda_j$  は特性方程式

$$\frac{\theta_1}{\lambda + M_1} + \frac{\theta_2}{\lambda + M_2} + \dots + \frac{\theta_n}{\lambda + M_n} - 1 = 0$$

の根である。

$$S_{(\lambda_j)} = \frac{(\lambda_j - M_1)(\lambda_j - M_2) \dots (\lambda_j - M_n)}{(\lambda_j + \lambda_1) \dots (\lambda_j - \lambda_{j-1})(\lambda_j - \lambda_{j+1}) \dots (\lambda_j - \lambda_n)}$$

式 (27)、(28) のかつこ内を圧密度  $U(\tau)$  で定義すると、

$$U(\tau) = 1 + 4 \sum_{\xi} B_{\xi} \epsilon^{-4 n^2 \xi^2 T} - \psi(\tau) \quad \dots\dots(31)$$

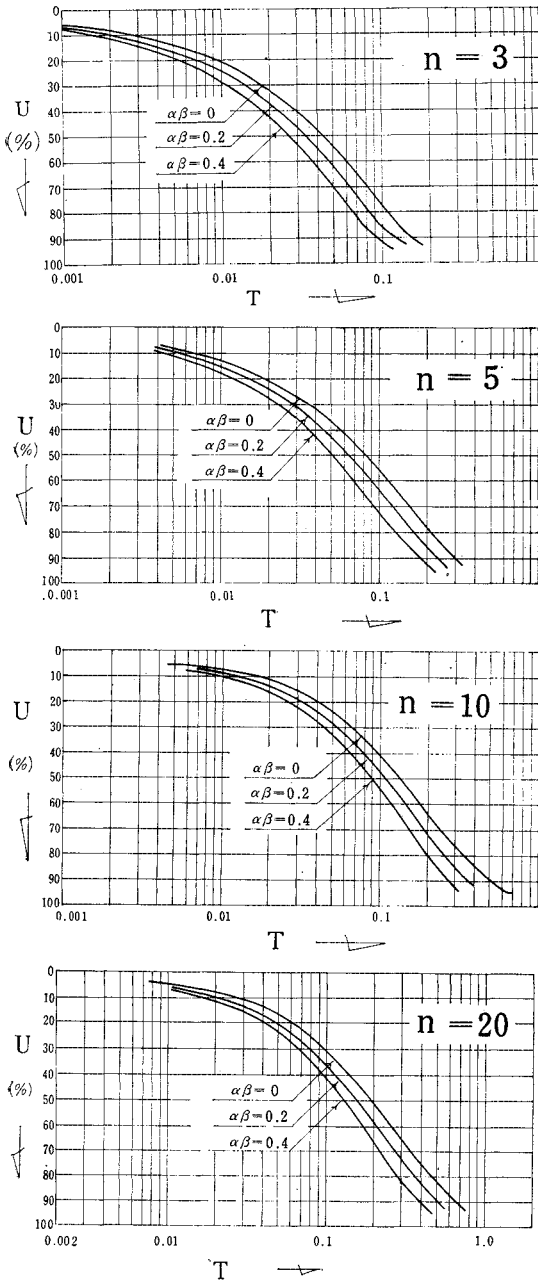


図-4

$$\text{ここに } \psi(\tau) = \frac{4}{P} \sum_{\xi} B_{\xi} \int_0^T f(\tau) \epsilon^{-4n^2 \xi^2 (T-\tau)} d\tau$$

となり、 $f(\tau)$  は式 (30) によって定まっているから  $U(T)$  を算定することができる。

$n$  が 3, 5, 10, 20 の 4 種について、それぞれパラメーター ( $\alpha\beta$  値) を 0.2, 0.4 として計算し、その結果を図-4 に示した。なお、 $\alpha\beta=0$  の曲線は従来の free strain による理論値を示す。

これらの曲線の中から対応するものを選び

$$\Delta V(T) = (1 - \alpha\beta) P m_v V U(T) \dots\dots\dots (32)$$

$$\Delta P_c(T) = \phi(T) = \beta P U(T) \dots\dots\dots (33)$$

によって、ある時間の体積変化量、 $\Delta V(T)$  と側方拘束圧力の変化量  $\Delta P_c(T)$  とを算定することができる。

### 4. 実 験

#### (1) 実験とその目的

まず、検照のために行なった実験を項目別にまとめる と表-1 のようになる。

表-1

Type	変形条件	流れの方向	応力条件	試験機
I	側方変形は零で鉛直方向のみ	鉛 直	鉛直荷重を載荷し、試験中一定に保つ	標準圧密
II	側方、鉛直ともに変形自由	外向きの放射流れ	液圧によって等方性圧力を載せ、試験中一定に保つ	三軸圧密
III	側方変形は零で鉛直方向のみ自由	"	試験中鉛直荷重を一定に保ち、側方変形を零ならしめるよう液圧をコントロールする	"
IV	側方、鉛直ともに変形自由	内向きの放射流れ	IIに同じ	"
V	側方変形は零で鉛直方向のみ自由	"	IIIに同じ	"

Type I は、一般に行なわれている標準圧密で側方拘束状態で鉛直方向のみに流れを起こさせて圧密する。

Type II ~ V は、図-5 のように液体を封じ込んだ可撓性の上部加圧板を持つ特殊三軸圧密試験機を使用し、水平方向に放射流れを起こさせて圧密する。このうち Type II, III は円筒形供試体の周囲にはりつけた濾紙に向かって外向きの流れを起こさせるのに対して、Type IV, V は円筒形供試体の中央に鉛直にせん孔して、標準砂 (粒径 0.105 mm 以上のもののみを使用) を充填し、サンドドレーン模型を形成して内向きの流れによって圧密する。

Type II, IV は等方性圧力のもとで、鉛直、側方ともに変形自由とし、Type III, V は一般に  $K_0$ -試験といわれている試験法、すなわち、試験中のすべての時間において側方変形が零となるよう、側方拘束圧力をコントロールして圧密を起こさせる。

次に実験の目的は

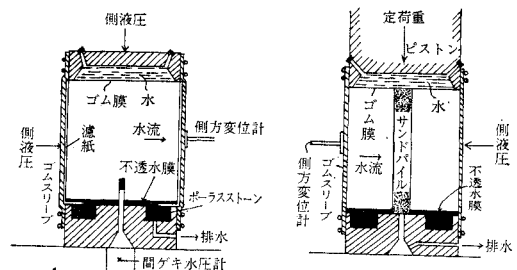


図-5

a) 従来の圧密理論は等方性圧力のもとで変形があらゆる方向に自由である場合において成立する。実際に、地盤中で土が圧密を受ける場合、側方変形が抑制され、どちらかというとも  $K_0$ -状態に近い条件での圧密を考えねばならない。したがって、先述のように、時間とともに圧力変化を伴う場合の修正理論を適用すべきであろう。そこで、従来理論と Type II, IV の実験を、修正理論と Type III, V の実験結果とを対応させて検照する。

b) 等方圧密と  $K_0$ -圧密との比較試験を行ない、 $K_0$ -圧密理論のパラメーター ( $\alpha\beta$ 値) を定めて、 $K_0$ -圧密の解析を行なう。

c) サンドドレーンのように、内向きの放射流れを起こさせる場合と、外向きの放射流れを起こさせる場合とで圧密諸係数で変動するかどうかを調べる。

d) 標準圧密と  $K_0$ -状態での放射流れによる圧密との比較を行なう。このことは、サンドドレーンの設計に際

して、標準圧密試験結果を使用することの可否を検討することになる。

e) 鉛直方向の透水係数と水平方向のそれとの比較を行なう。

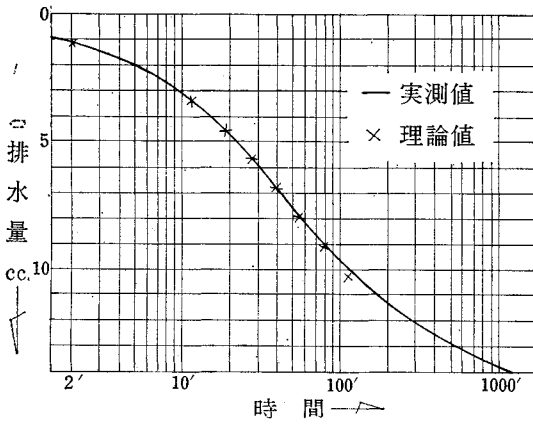
以上の目的に沿うよう、同一試料を使って比較試験を行なった。

(2) 実験結果と考察

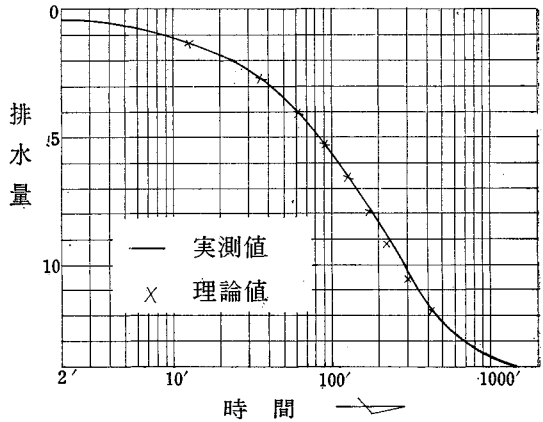
理論と試験結果の対応は圧密度—時間曲線 ( $U-T$  曲線) と試験で実測された体積変化 (排水量)—時間曲線との合致の良し悪しで判断することができる。

実験結果の一例を以下にあげる。

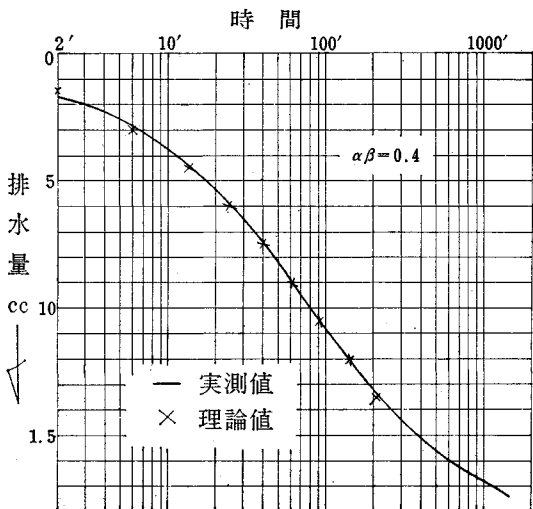
図-6(a) は Type II の試験結果で従来理論の  $U-T$  関係<sup>3)</sup>、図-6(b) は Type III の試験結果で  $K_0$ -状態の修正理論による  $U-T$  関係<sup>1)</sup>、図-6(c) は Type IV の試験結果で free strain による従来のサンドドレーン理論による  $U-T$  関係<sup>1)</sup>、図-6(d) は Type V の試験結果でここに示した修正理論式 (32) による  $U-T$  関係



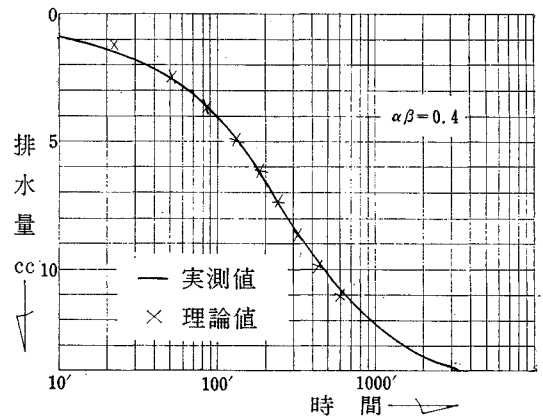
(a) 外向きの流れ(等方圧密)



(c) 内向きの流れ(等方圧密  $n=9$ )



(b) 外向きの流れ( $K_0$ -圧密)



(d) 内向きの流れ( $K_0$ -圧密  $n=10$ )

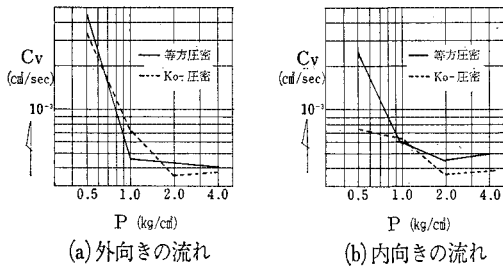


図-7

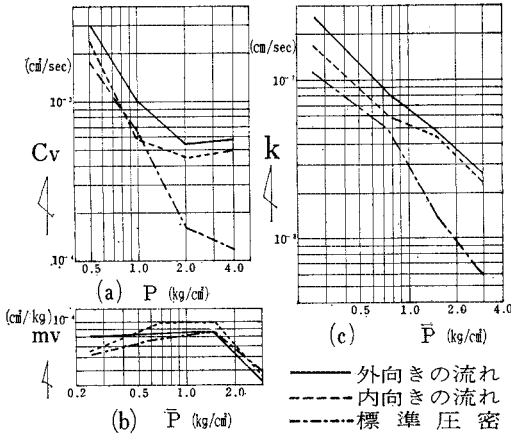


図-8

(図-4) によって、それぞれ計算され、それらの理論値を試験曲線に対比させてプロットした。これらの図で明白のように、いずれも理論値と実測値とが良く合致しており、対応理論の採択の妥当性が証明される。なお、Type III, V の試験結果と理論値との若干のずれは、側方圧力をコントロールする際の操作上のずれに基因するものと思われる。

図-7 は同一試料について行なった等方圧密(従来理論)と  $K_0$ -圧密(修正理論)についての比較試験結果で (a) は外向きの流れ、(b) は内向きの流れ(サンドドレーン)に対するものを示す。いずれも両者が良く合致していることから、 $K_0$ -圧密の設計に際して等方圧密試験結果を代用し得ることを示す。

図-8 は放射流れの方向による圧密諸係数の変動の有無をチェックしたものである。すなわち、同一の試料について、Type II と Type IV の試験を行なって、それぞれを対比させた。なお、ドレーン用材として、Type II は濾紙 ( $k_p=10^{-5}$  cm/sec)、Type V は選別された標準砂 ( $k_s=10^{-2}$  cm/sec) と透水係数の極端に相違するものを使っていること、境界条件が違うことで両者間のドレーンの損失水頭による圧密時間のずれが生ずる。そこで、Type II については Bishop, Gibson<sup>15)</sup>、Type IV については綱干・吉国<sup>16)</sup>の解に従って補正した。このよ

うにして両者を比較すると、圧密諸係数は流れの向きに支配されることはないといえるようである。

また、図-8 は、鉛直流れ(標準圧密)と放射流れによる圧密諸係数の対比をも行なっているが、図より明らかのように体積圧縮係数  $m_v$  (b 図) は三者において差異がないが、圧密係数  $C_v$  (a 図) と透水係数  $k$  (c 図) とは流れの方向が水平と鉛直とでかなりくい違ふ。これは土の生成過程において生ずる異方性の点から、すでに推定されていたことである。以上を総括すると、

(i) 等方圧密(変形があらゆる方向に自由)については従来理論、 $K_0$ -圧密については修正理論が適用する。

(ii) 放射流れの向き(内向きか、外向きか)によって圧密諸係数が支配されることはないようである。

(iii)  $K_0$ -圧密のサンドドレーンの設計に際して、等方圧密の外向きの流れ(Type II)による試験で得られる  $C_v$  値を採用することができる。このことは、どこの試験室にもある三軸圧縮試験機を利用して、試験することができることを意味している。ただし、現段階では  $K_0$ -圧密理論の使用に際して必要なパラメーター( $\alpha\beta$  値)は、先に述べたように  $K_0$ -圧密と等方圧密試験との比較において算定しなければならない。

(iv) 体積圧縮係数  $m_v$  は流れが鉛直か、放射であるかによって変化することはないようである。いい換えると、沈下量の算定にあつては標準圧密試験による  $m_v$  値を採用することができる。

(v) 圧密係数  $C_v$ 、透水係数  $k$  については流れの方向(鉛直か、放射か)に支配される。したがって、サンドドレーンの設計に使用される圧密係数  $C_v$  については放射流れ(外向き)による試験値を使用しなければならない。

### 5. あとがき

筆者は数年来、サンドドレーンが打設された地盤の圧密が、その層の中央付近では放射流れのみによって起こされると考え、この問題を取り扱ってきた。そして、従来の圧密理論が、変形条件を全く無視したものであり、現実の問題と照合して、当然、理論の修正が必要であるうことを指摘した。

従来のサンドドレーンによる圧密理論は、“変形が鉛直、水平ともに自由”なる条件においてのみ適合する。

自然地盤中において生ずる圧密は、水平方向の変形が抑制されるため、側方拘束圧の緩和を伴って、圧密変形と形状変形とが混在する形で鉛直方向に圧縮されると思われる。このような考え方は、沈下量算定の修正理論で Lambe によって取り入れられ、圧密理論に関しては、赤井ら<sup>17)</sup>が最初であった。

実験において確認したように、沈下量算定の重要なパラメーターである  $m_0$  が、明確に相違する変形条件のもとで、その絶対値がさほど影響されないことがわかった。このことを逆に考えると、沈下量の算定値が算定法およびその試験法に若干のくい違いがあっても、さほど大きな誤差とはなり得ないと思われる。

しかし、圧密時間にあつては、等方圧密（従来理論）と  $K_0$ -圧密との間には非常に大きな開きがある。もちろん、現段階では、地盤中の圧密が完全な  $K_0$ -状態で起こるとはいえないから、その誤差がそのまま、現実の問題の誤差となるとはかぎらないが、誤差の大きな要因となり得ることは確実であろう。

#### 参 考 文 献

- 1) 中野：放射流れを受ける側方拘束圧密の理論，土木学会論文報告集，No. 192, pp. 91-98 (1971).
- 2) Rendulic：Der hydrodynamische Spannungsausgleich in zentral entwässerten Tonzylindern, Wasserwirtschaft und Technik (1935).
- 3) 三笠：軟弱粘土の圧密 (1963).
- 4) Carrilo：Simple Two and Three Dimensional Cases in the Theory of Consolidation of Soil, J. Math. Physics Vol. 21 (1942).
- 5) Barron：Consolidation of Fine-Grained Soil by Drain Wells, Trans. A.S.C.E. (1947).
- 6) 矢内・水野：サンドドレーンの圧密理論について，土木学会論文集，No. 36 (1956).
- 7) Leeuw：The Theory of Three-dimensional Consolidation Applied to Cylindrical Bodies', Proc. 6th int Conf. S.M.F.E. (1965).
- 8) Biot：General Theory of Three-Dimensional Consolidation, J. Appl. Phys. 12 (1941).
- 9) Skempton, Bierrum：A Contribution to the Settlement Analysis of Foundations on Clay, Geotechnique 7 (1957).
- 10) Lambe：Method of Estimating Settlement', Proc. of A.S.C.E. Vol. 90 SM.5 (1964).
- 11) Davis, Poulos：The Use of Elastic Theory for Settlement Prediction under Three-Dimensional Conditions, Geotechnique 18 (1968).
- 12) Skempton：The Pore-Pressure Coefficients A and B, Geotechnique 4 (1954).
- 13) 中野：軟弱粘土用三軸圧密試験機の試作について，土と基礎，Vol. 8, No. 3 (1960).
- 14) 土質工学会編：土質工学ハンドブック，p. 160.
- 15) Bishop, Gibson：The Influence of the Provisions for Boundary Drainage on Strength and Consolidation Characteristics of Soil Measured in the Triaxial Apparatus, Laboratory Shear Testing of Soil A.S.T.M. (1963).
- 16) Aboshi, Yoshikuni：A Study on the Consolidation Process Affected by Well Resistance in the Vertical Drain Method, Soil and Foundation, Vol. VII No. 4 (1967).
- 17) 赤井・足立：有効応力より見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). (1971.5.21・受付)