

バーチカルドレーンによる圧密機構の考察

赤井 浩一・大西 有三・安川 郁夫

CONSIDERATION OF CONSOLIDATION MECHANISM OF CLAY WITH VERTICAL SAND DRAIN

By *Koichi AKAI, Yuzo OHNISHI and Ikuo YASUKAWA*

Synopsis

Some doubts have been expressed on the effectiveness of the vertical sand drains in soft clay and it is a much debated question. However, after the extensive use of sand drains, this question is not clarified yet.

No well-established theories on the function of sand drains have not been proposed except one which is the well-known equation by Barron.

The purpose of this study is to investigate the actual function of vertical sand drains with respect to deformation and excess pore-water dissipation, and to apply these results to the practical design procedure.

A series of simple one-dimensional model tests were carried out in order to measure the effect of vertical sand drains on the pore-water pressures developed in soft clay. A sand column is installed in the soft clay in a soil box and consolidation load is applied. During the deformation process, a surface displacement and the excess pore-water pressure at various points in the clay and sand column are measured. The test results were compared with ones by Barron and also by Terzaghi.

1. は じ め に

軟弱地盤改良工法の中では、バーチカルドレーンを用いる工法が最も多く用いられている。バーチカルドレーンを用いる工法のねらいは地盤の圧密促進と強度増加の2つであるが、施工例が多くなるとともに、改良効果のみられない現場もあらわれ、その工法がはたして効果的なかどうかの問題提起がなされ検討が加えられた¹⁾。こうした検討の結果、バーチカルドレーンの効果に関して相異なった2つの評価がなされ、問題点の整理は行われたものの、未解明の部分が多く残されたままになっている。その問題点は、(1)理論に直接関連する問題、(2)圧密計算に必要な諸数値の決定方法に関する問題、(3)ドレーンの造成という施工に関する問題、(4)圧密促進効果の判定に関する問題、の4つに分類できる。

そこで、これらの問題の解明と現場における実際設計に応用する指針を得るために、バーチカルドレーンの圧密機構についての基礎的な研究を行った。まずはじめに、バーチカルドレーンの圧密についての問題点を明らかにし、従来のバーチカルドレーンの圧密理論の検討を試みた。次に、それらの問題点の解明に資するためと理論の適用性の検討ならびに圧密機構の究明のために、バーチカルドレーンの理想化した状態での模型実験を実施し、種々の考察を試みた。

2. バーチカルドレーンの問題点

“有効応力の原理”に基づく圧密理論が Terzaghi によって確立されて以来、圧密に関する研究は飛躍的な発展をとげた。これと併行して、バーチカルドレーン工法も徐々に進歩をしてきた。1926年に Moran がサンドドレーンの特許をとり、1936年に始めてその施工例が報告された。しかし、サンドドレーン工法が実

用的なものとして急速に広まったのは、1948年に Barron²⁾ によってサンドドレーンの圧密に関する理論的解析法が確立され、理論的裏づけがなされるとともに、1950年代に入って打込式閉管マンドレル工法の開発がなされてからである。ひきつづいて、カードボードドレーン工法、ロープドレーン工法などのパーチカルドレーン工法がいくつか提案され、数多くの地盤改良地区で使用された。ところが、こうしたパーチカルドレーン工法が多く施行されるにともない、種々の問題点が指摘され、これに関するシンポジウムも開催されるまでになった¹⁾。改良効果に関しての問題点³⁾を、その原因から整理すると大別して4つに分類されることは前節で述べたので、その順序で検討を加える。

2.1 理論に直接関係する問題

ここで対象になる問題は、圧密試験の曲線や現場の沈下曲線が理論曲線と一致しないことから、理論そのものに問題の所在を求める場合についてである。しかし、これは次の 2.2 で述べる「使用する諸数値」と表裏の関係にある。理論と計算に使用する圧密定数が妥当であってはじめて正確な解答が引き出せるの言うまでもない。ここでは、圧密定数の選び方には問題がないとする。

一般的な圧密計算に用いられる理論は Terzaghi の一次元圧密理論であり、サンドドレーンの圧密計算には Barron のものが用いられる。前者は鉛直流れによってのみ起こる圧密を考えており、後者は水平放射流れによる圧密を取り扱ったものといえる。これらの理論の妥当性についてはすでに多くの議論が行われており、その適用性は結論づけられていると考える。したがって、パーチカルドレーンの圧密そのものに関しては Barron の理論で十分であり、それ以外の問題に関する理論的な究明がより重視されねばならないのではないと思われる。現場の圧密解析は、一般に Terzaghi の一次元圧密理論を用いて行われるが、荷重条件、境界条件によっては、二・三次元的な取り扱いが必要な場合もある。三次元圧密理論には、力学的により妥当とみられる Biot の理論があるが、設計に容易に取り入れられるまでには至っていない。さらに二次圧密の問題、即時沈下の問題と側方流動の理論的取り扱いなど多くの残された課題がある。

このように、ドレーンの有無に関係なく、圧密そのものの理論上の問題を解決し、実際問題への適用性を高めることが必要であり、こうしたことがパーチカルドレーン工法の将来の発展のために本質的に重要である。

さらに、次の 2.2 と関連するが、圧密試験で得られる圧密定数が明確な意味をもった力学定数というより、一種の指標 (Index Property) と見なすことができることから、透水において透水性に影響するすべての要因を透水係数に含ませているのと同様の、種々の要因を包含するような圧密定数を決定するという考えを入れて研究を進めることも必要であると考えらる。

2.2 圧密計算と使用する諸数値に関する問題

ここでは、現在実用化されている Terzaghi の圧密理論と Barron の理論が十分適用するという仮定に基づいて議論を進める。この場合考えられる問題点は次のようなものであろう：

- (a) 圧密定数を決定する試験方法自体が含んでいる問題に関するもの
- (b) 土層において代表値をとるべき位置に関してのもの
- (c) 使用する圧密定数の数値に関するもの
- (d) 有効荷重の推定計算と荷重分布の算定に関するもの

これらの中で、(b) に関しては土層が比較的等方均質であれば問題ないが、成層状態の地盤であれば供試体の作成条件も含めて、代表値のとり方が問題になってくる。(d) についての問題は、土層内応力分布の決定法に帰着する。この実証的研究には計測機械の問題も含めて非常に困難が伴うと考えられるが、近年数値計算法が急速に進歩しているので、近い将来解決の端緒が開かれるであろう。(a) と (c) に関連し、現場の圧密計算にさいして主たる問題は圧密係数 c_v あるいは c_v^* に関するものであろう。サンドドレーンの設計に必要なのは水平方向の圧密係数 c_v^* であり、Terzaghi の一次元圧密には c_v を使用する。

一般に c_v^* の値は鉛直方向の係数 c_v より大きいとされている。具体的には、室内実験によると、

$$c_v^* \simeq (3 \sim 4) c_v$$

になるとの報告⁴⁾もあり、多くは2～4倍と考えられている。ところが、サンドドレーンを打設した地盤での圧密沈下は、実験の c_v^* の値は大きすぎ、 c_v^* をほぼ c_v^* に等しいとすると実測値とよく合うといわれている。本来 c_v^* であるべき圧密係数が c_v^* に減少することの原因として、マンドレル方式での打込みによる砂柱周辺の攪乱と周辺のよごれ、ドレーン内の動水抵抗、ドレーンの杭効果などが考えられている。

次に無処理地盤の計算に使われる c_v^* の値について考えてみよう。室内実験から求められる c_v^* で計算した場合の沈下速度より、実測値の方がかなり大きく、実測沈下量から推定した c_v^* の値は室内実験値の5～6倍になるという報告が多い⁴⁾。これは、陸側の無処理と処理地盤との間に沈下量の有意差がないという、すなわちドレーンの効果がないとされる場合のみでなく、埋立地においても傾向として一般にみられる現象である。このように室内実験での c_v^* が過小であることの原因は現在のところ、圧密試験法自体にあるのではないかと考えられている⁵⁾。すなわち、供試体の寸法が小さいために透水性の大きい部分の効果を見落している、供試体が不飽和になって c_v^* が過小に評価されている、 c_v^* 値を求める図解法の過程で過小に評価されていることなどである。しかし、このような過小とされる c_v^* の値を用いてのサンドドレーンの解析が実測値とよく合うという報告があるので、すべてが圧密試験法の問題に帰着するとは考えにくい。

このような過小な c_v^* を用いて解析して実測値とよく一致する海側のサンドドレーンの処理区域が、無処理のところでは室内実験値の c_v^* を用いた場合より数倍も大きい速さで沈下が進んでいるにもかかわらず改良効果があるのは、ドレーンの打設による排水距離の短縮によるものである。陸側のドレーンによる処理区域でも排水距離の短縮による効果が期待されるにもかかわらず、無処理のところが同じように沈下が進むのは、見かけ上の c_v^* の値の問題と考えるよりも他の要因を考慮した方がより妥当であろう。

なお、排水距離の短縮を目的として打設するドレーンであっても、そのサンドドレーン工法が有利に適用できる土の限界が存在することが考えられる。Rowe⁶⁾は地盤の不均一性と標準圧密試験による c_v^* 値を検討した結果から、均質な粘土において

$$c_v^* \geq 3 \times 10^{-3} \text{ cm}^2/\text{sec}$$

を満たす値であれば必要と結論している。

2.3 ドレーンの造成に関する問題

ドレーンの打設による周辺地盤の乱れの影響が部分的に問題として取り上げられる場合はいくつかあったが、打設方法を比較して問題とされることは少なかった。どちらかといえば、砂柱(サンドドレーンの場合)の連続性の問題より、地盤を乱すことの影響の方が大きいと考えられる。

ドレーンの打込みによる乱れの影響を定量的な形で比較できる報告はほとんどなく、田沢・若命の報告⁷⁾から推定する以外にないが、彼らは現場における c_v^* の値を沈下量から推定することにより、乱れによる圧密係数への影響が大きいと述べており、ドレーンの造成方法は圧密促進に重大な影響をもつことが予想される。

2.4 圧密促進効果の判定方法に関する問題

パーティカルドレーンの目的は、軟弱地盤の沈下を促進することと地盤の強度を高めることである。このような目的が達成されたかどうかは無処理地盤との比較を行うことによってできるものである。従来、いわゆる陸側における施工において、ドレーンを打設した場合と無処理の場合を比較して沈下量にあまり有為差がないというデータから、パーティカルドレーンは有効でないといわれる場合が多い。ところが、このような場合でも一般にパーティカルドレーン施工区間には無処理と比べて明らかな強度増加が見られている。強度増加があることは圧密が進んでいることであり、沈下が生じて強度増加がなければ、他の要因による見かけ上の沈下が含まれていることになる。盛土荷重などの場合、見かけ上の沈下は地盤の側方流動によって生じ、無処理では側方流動のための乱れによる強度低下と、同時に進行している圧密による強度増加とが互いに打ち消しあっていると考えられる。

また、ドレーンの打設は一般に打込式であり、施工時にその影響で大きな側方変位を示している。ドレーン区間は初期に軟弱地盤を攪乱し、側方流動を助長しており、無処理区間は全般的に側方流動を生じさせていると考えられる。そしてドレーン区間は圧密の進行とともにサンドパイルの効果によって側方流動は止め

られると推定される。これらのことを考慮すると、処理効果に関しては、側方流動による見かけ上の沈下が十分解明されていない今日、沈下曲線からだけでドレーンの効果を判断するのは適当でないと考える。

さらに、道路や鉄道などの盛土荷重の場合におけるドレーンの効果の評価に関して問題と考えられるのは、軟弱層の深さ、側方流動と直接関係すると思われる盛土幅ならびに施工速度などの関係である。こうした要因は互いに関連性があると考えられるが、ドレーンの打設による改良効果と結びつけて問題が考察されることはほとんどない。したがって、ドレーンの効果の評価にさいしては、沈下量だけでなく、強度の増加も含め、種々の観測データにもとづいて判断する必要があると考えられる。

3. バーチカルドレーンの圧密機構

バーチカルドレーンは元来、水平に堆積した地層に鉛直な排水溝を打設して、圧密する粘性土層の過剰間隙水圧を水平方向に消散させようとする目的のものである。このさい、ドレーンの間隔が粘性土層の厚さに比べて通常格段に小さいため、間隙水圧の消散はドレーンがない場合に比べて著しく速やかとなることが期待され、これがバーチカルドレーン工法の本来の着眼点となっている。

ドレーンのない場合の自然土層の圧密と、ドレーンを打設した場合の同じ土層の圧密とが機構的に相異なるものであるか、またはこの両者の間に何らかの関連があるかについて最初に検討してみよう。この場合、粘性土層の上下にある砂層や砂礫層などの透水層の近傍では、ドレーンがある場合の間隙水圧の消散は水平方向と鉛直方向の両成分が重複して若干複雑となるが、現実にはバーチカルドレーンを設けるような粘性土層はその層厚が大きいから、水圧消散の方向を水平方向のみと限定することが許容される。

このように考えると、ドレーンのない場合とある場合の相違は、鉛直一次元流と鉛直軸対称水平一次元流の違いということになる。もちろん、前者では最大排水距離が後者のものに比べて著しく大きいことは当然である。さらに、水圧消散の速さを規定する土質特性としての圧密係数 $c_v = k/\gamma_w m_v$ (k : 透水係数, γ_w : 水の単位体積重量, m_v : 体積圧縮係数) に異質性があるかどうかについても論議が多いが、これらを含めて検討するために時間係数を変数として採用しよう。

3.1 時間係数と圧密度

周知のように、時間係数は $T_v = c_v t/d^2$ (c_v : 圧密係数, t : 時間, d : 排水長) なる無次元数であり、排水長 d は圧密により圧密層内の間隙水が通過する透水層までの最大距離として定義される。したがって、ドレーンのない鉛直一次元圧密では、片面排水条件のとき粘土層厚 H , また両面排水条件のとき粘土層厚 $2H$ の半分 (すなわち同じく H) である。一方、ドレーンのある鉛直軸対称水平一次元流による圧密では、排水長はドレーンの有効集水直径 d_e の半分からドレーンの半径 $r_e = d_w/2$ を差し引いたものとして定義されねばならない。ドレーンの直径 d_w に比べて d_e がかなり大きいような通常の場合 (すなわち、およそ $n = d_e/d_w > 5$) には、排水長として $r_e = d_e/2$ を採用することができる。つまり以上をまとめると、

$$\begin{cases} \text{ドレーンのない場合 (鉛直方向排水):} & T_v^z = c_v^z t/H^2 \end{cases} \quad (1)$$

$$\begin{cases} \text{ドレーンのある場合 (水平放射状排水):} & T_v^r = c_v^r t/r_e^2 \end{cases} \quad (2)$$

ここに肩符号 z, r は、それぞれ鉛直および水平放射状の排水に対応することを意味している。

従来サンドドレーンの設計などに用いられている Barron の図表では、時間係数は

$$T = \frac{c_v^r t}{d_e^2} \quad (3)$$

とされており、式 (2) のものとは

$$T_v^r = 4T \quad (4)$$

なる関係にある。式 (3) の T は慣用されて久しいが、時間係数の厳密な意味からは外れており、本文ではあくまで式 (2) の T_v^r にもとづいて鉛直一次元流との比較を行う。

まず、Terzaghi の一次元圧密理論によると、等分布状の初期過剰水圧面をもつ粘性土層全体の平均圧密度 U^z と時間係数 T_v^z の間には次の関係がある。すなわち、ある時間 t における過剰間隙水圧の平均値を u_m ,

$t=0$ におけるものを u_0 として、

$$U^z = 1 - \frac{u_m}{u_0} \\ = 1 - \frac{8}{\pi^2} \sum_{m=0}^{\infty} \frac{1}{(2m+1)^2} \exp \left\{ - \left(\frac{2m+1}{2} \pi \right)^2 T_v^z \right\} \quad (5)$$

式 (5) より、この場合の圧密度の進行は時間に対し指数関数的であるが、しかし単一の指数関数ではなく、その無限級数（フーリエの級数）の和として推移することが知られる。そしてこの式は近似的に、

$$U^z < 53\% ; U^z = \frac{2}{\sqrt{\pi}} \sqrt{T_v^z} = 1.128 \sqrt{T_v^z} \quad (6)$$

$$U^z > 75\% ; U^z = 1 - \frac{8}{\pi^2} \exp \left(- \frac{\pi^2}{4} T_v^z \right) = 1 - 0.810 \exp (-2.467 T_v^z) \quad (7)$$

として表される。式 (6) により、圧密の中期までは圧密度が時間 t の平方根に比例して増加することがわかり、周知のようにこれが $\sqrt{t}$ -法による圧密-時間曲線の解析に利用されている。一方、式 (7) は圧密の後期になれば圧密度の進行が時間 t の単一の指数関数で表されることを示している。

次に、バーチカルドレーンと載荷重によって生ずる鉛直軸対称水平一次元流による圧密の基礎方程式は、間隙水圧 u に関して

$$\frac{\partial u}{\partial t} = c_v r \left(\frac{\partial^2 u}{\partial r^2} + \frac{1}{r} \frac{\partial u}{\partial r} \right) \quad (8)$$

であるが、等ひずみの圧密に対する解は Barron の誘導と吉国³⁾の検討により次のように与えられている。

$$u(r, t) = \frac{4u_0}{\lambda d_e^2} \exp \left(- \frac{T}{\lambda} \right) \cdot \left\{ r_e^2 \log \left(\frac{r_e}{r_w} \right) - \frac{r^2 - r_w^2}{2} \right\} \quad (9)$$

ここに、

$$T = \frac{c_v r t}{d_e^2}, \quad n = \frac{d_e}{d_w} = \frac{r_e}{r_w} \quad \left\{ \begin{array}{l} \lambda = \frac{n^2}{n^2 - 1} \log n - \frac{3n^2 - 1}{4n^2} \end{array} \right\} \quad (9')$$

そして平均圧密度は

$$U^r = 1 - \exp \left(- \frac{8T}{\lambda} \right) \quad (10)$$

であるが、前述の理由によりここで式 (4) を用いて厳密な意味での式 (2) の時間係数 T_v^r を用いると、上式は

$$U^r = 1 - \exp \left(- \frac{2T_v^r}{\lambda} \right) \quad \left\{ \begin{array}{l} \text{ここに、} \\ T_v^r = \frac{c_v r t}{r_e^2} \end{array} \right. \quad (10')$$

と書きなおされる。

式 (10') により、等ひずみ条件下でのバーチカルドレーンの圧密は時間 t の単一の指数関数として表され、さらにドレーンの有効集水直径 d_e とドレーンの径 d_w の比 n に依存することが知られる。種々の n の整数値に対する上式の関係を半対数紙に描いたものが図-1である。図中に比較のため、鉛直一次元流による圧密に対する Terzaghi の解 (式 (5)) と、鉛直軸対称一次元流ではあるがバーチカルドレーン工法の求心的放射状流ではなく、逆に遠心の放射状流としての Silveira³⁾ の解

$$U^r = 1 - 4 \sum_{m=1}^{\infty} \exp (-\beta_m^2 T_v^r) / \beta_m^2 \quad (11)$$

をも記入した。後者は三軸試験のさいに、供試体の圧密を促進するためその側面に籠状の汚紙を巻いて周圧を作用させる場合の問題に相当する。

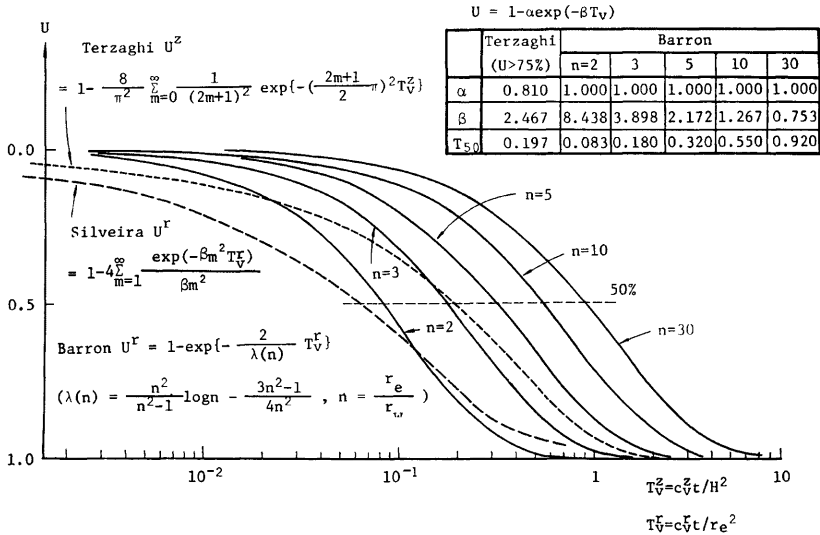


Fig. 1. Relation between time factor and degree of consolidation.

3.2 圧密度—時間係数曲線

図-1 の圧密度—時間係数曲線の特性から、次の事項が認められる。

- (1) n が小さいほど圧密の進行が速いことは当然であるが、 n が異なる種々の曲線は互に水平距離が等間隔でずれているに過ぎない。つまり曲線の形は全く同一であるが、これは Barron の解が式 (10') のようにパラメーター $\lambda(n)$ の指数関数であることによる。したがって、特定の n の値、たとえば $n=5$ に対する曲線を代表として 1 つだけ描いておけば、他の曲線は任意の圧密度 (たとえば $U^r=50\%$) に対応する時間係数の値を定めることができるから、代表曲線を平行移動することによって容易に描くことができる。図中に $n=2$ ないし $n=30$ に対する各曲線の特性値を表記してある。
- (2) 鉛直一次元流による圧密に対する Terzaghi の解を示す曲線と、 $n=3$ に対する Barron の曲線とはほぼ同様の推移を示す。図中の表からもわかるように、 $U=50\%$ に対する時間係数の値は前者で $T_{50}^z=0.197$ 、後者で $T_{50}^r=0.180$ とほぼ相等しい。これより時間係数を同一としたとき、Barron の解は $n \approx 3$ の場合 Terzaghi の解と等価であると結論される。
- (3) 先述のように、Terzaghi の解 (式 (5)) は時間係数に関して単一の指数関数でなく、その級数和であるから、曲線の形が Barron のものとは異なる。しかし、圧密度の大きいところ ($U^r > 75\%$) では、級数の第 1 項のみをとった式 (7) により T_v^z の単一の指数関数となり、Barron の解の形と一致する (図中の表参照)。
- (4) 同じ軸対称水平一次元流といっても、Barron の求心的流れと Silveira の遠心的流れとでは、圧密の進行特性が異なる。後者では排水面積が大きいため圧密の進行が速く、圧密の後半ではようやく $n \approx 2$ に対する Barron の解とほぼ等価となる。
- (5) 各種バーチカルドレーン工法の中で、サンドドレーンは $n \approx 5$ 、バックドレーンは $n \approx 10$ 、カードボードドレーンは $n \approx 30$ 、ローブドレーンは $n \approx 50$ 程度の n の値であるから、この図によってそれぞれの圧密特性を評価できよう。

なお繰り返して述べるが、図 1 の横軸は鉛直軸対称水平一次元流 (Barron および Silveira) に対し、厳密な意味での時間係数 T_v (式 (2) 参照) をとっており、慣用の式 (3) の T ではない。つまり、慣用の図表の種々の n の値に対する各曲線を式 (4) によりその時間係数の 4 倍分だけ右へ移したものである。このようにして、はじめてドレーンの効果が Terzaghi の元の解に対して評価されるものであることを強調しておきたい。ただし、この図によっても、各種バーチカルドレーンの設計には慣用と何ら変らない手法で計算がなされることはいうまでもない。

4. 模 型 実 験

サンドドレーンの圧密に関する理論は、Barron のものが実用化されており、この理論を用いたサンドドレーンの設計法はすでに確立している。しかし、Barron の理論には、すでに述べたようにその解析上の仮定に実際とは異なった理想化があり、そのような仮定のもとに解析された解がはたして実際と合うのかどうか実験的に十分に究明されているとは言い難い。また、現場および室内実験でさまざまな計測が実施されているが、その中でどの要因がどのように影響しているかを知ることは今までのデータからでは無理なようである。

こうした問題点を解明するには、まずサンドドレーンの圧密機構が実際にはどのようなものであるか、さらにサンドドレーンの圧密に及ぼす諸要因が何であるかを実験的に究明する必要がある。そのため、新たに試作した装置を用いて、理想化した状態でのサンドドレーンの模型実験を行い、各種の計測を進め、圧密機構の解明を試みた。

4.1 実験装置および計測システム

実験に用いた装置全体を写真-1 に、装置の概略を図-2 に示した。

圧密容器には直径 30cm、高さ 34cm の塩化ビニールパイプでできた円筒形土槽を用い、土圧計をセットできるように加工されたジュラルミン製底盤に固定した。底盤には最大 4 個の土圧計がセットできるように工夫されている。圧密荷重はペロフラムシリンダーを利用して載荷できるようにし、一定の圧力は空気圧を利用したレギュレーターによって調節した。この場合の圧密容器内の側面図は図-3 に示した。

粘土層、砂柱内の過剰間隙水圧は、粘土層や砂柱に内部を完全に水で満たしたシンフレックスチューブを

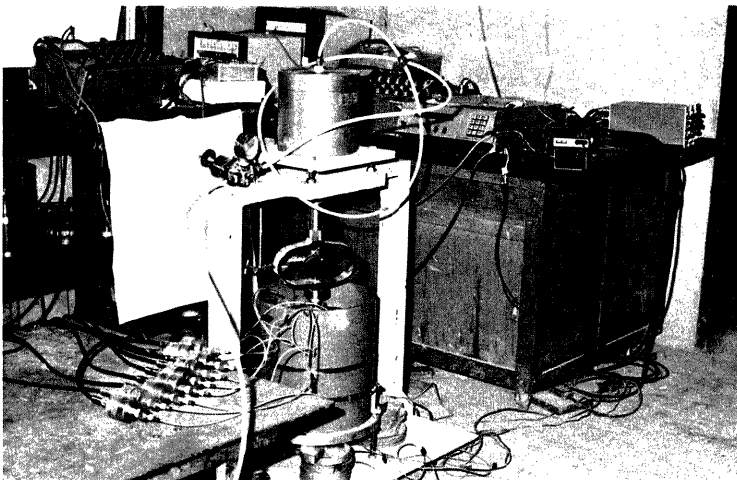


Photo. 1. Consolidation test with vertical drain.

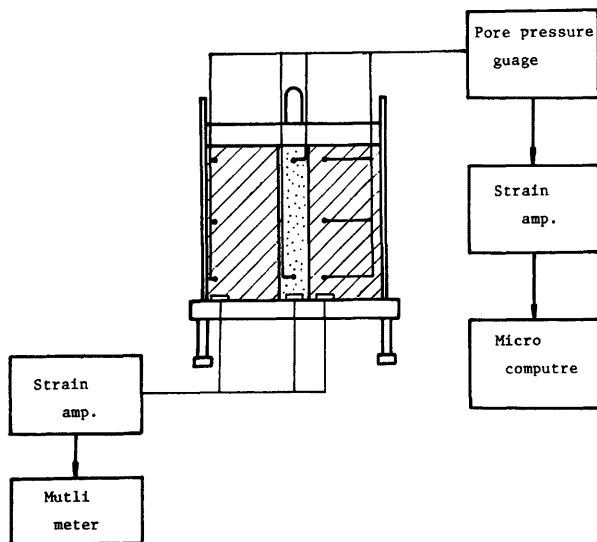


Fig. 2. Measurement system.

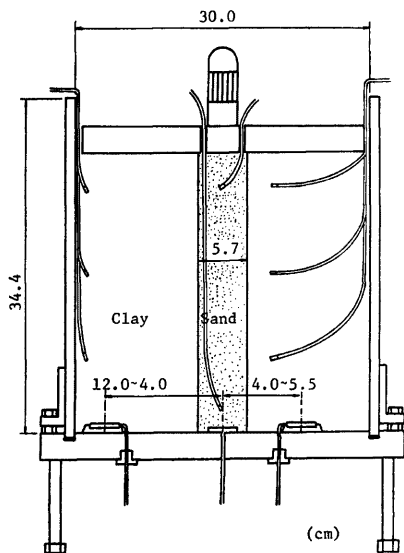


Fig. 3. Testing apparatus.

所定の位置に埋め込んで、端部をひずみゲージタイプの間隙水圧計に接続し測定した。計測は粘土層で 6 カ所、砂柱で 2～3 カ所について行い、間隙水圧計を 6 チャンネルストレインアンプに接続し、その記録は新たに試作したマイクロコンピュータに同時記憶させ、所定の時間間隔でテープに打ち出すというシステムを採用した。

また、土槽内の土圧は、砂柱底部および粘土層底部 2 ないし 3 カ所において測定した。計測は土圧計をアンプに接続し、マルチメーターで直読するようにした。

Table 1. Physical Properties of Fukakusa Clay.

Specific gravity	2.697
LL	45.7(%)
PL	24.8(%)
PI	20.9(%)
Sand fraction	14.6(%)
Silt fraction	65.5(%)
Clay fraction	19.9(%)
Uniformity coefficient	30.9

4.2 使用した試料と実験手順

粘土層を作成するために用いた試料は、420 μ ふるいを通過した空気乾燥した深草粘土である。この試料を含水比約70%で2時間ミキサーで練り返し、完全に均質な状態にして圧密容器に流し込んだ。この粘土の物理試験結果を表-1に示した。また、砂柱には豊浦標準砂を使用し、十分に水浸しておいて飽和させた状態にして用いた。

実験は、粘土層を自重圧密させた後、0.025 kg/cm²から段階的に荷重をあげて圧密していき、0.1 kg/cm²の荷重で十分圧密を完了させた後、砂柱を打設した。砂柱は粘土を乱さないように、特別に製作した二重サンプラー（外径5.7 cm）を用いて、内側サンプラー（内径 5 cm）で粘土試料を抜き取った後、砂柱を打設した。その後 0.5 kg/cm²と 1.0 kg/cm²の2段階にわけて圧密し、沈下量、過剰間隙水圧、土圧を詳細に計測した。圧密が終了した後は、供試体内の含水比分布、砂柱のふくらみ、シンフレックスチューブの先端の位置などを測定した。

4.3 実験結果

(1) 理論計算と圧密定数

模型実験の結果の検討に用いた理論解は、Barron の等ひずみ条件の解である。垂直方向の流れを無視し、水平方向流れのみの状態の等ひずみ条件下の Barron の解は式(9)で与えられることはすでに述べた。

今回の実験では垂直方向の流れは無視できないと考えられるため、任意の点の過剰間隙水圧 u は次式のいわゆる Carrillo の解¹⁰⁾を利用して求めた。

$$\frac{u}{u_0} = \frac{u(z, t)}{u_0} \cdot \frac{u(r, t)}{u_0} \quad (12)$$

ここに、 $u(z, t)$ は Terzaghi の一次元鉛直流れの場合の圧密計算から得られる任意深さの点の過剰間隙水圧である。

また、この場合の平均の圧密度 U は Barron の式で求められる平均過剰水圧 $\bar{u}(r, t)$ と Terzaghi の式による平均過剰水圧 $\bar{u}(z, t)$ から求められるそれぞれの圧密度を式 (12) に代入すると次式のようになる。

$$U = 1 - (1 - U^z)(1 - U^r) \quad (13)$$

ここに、

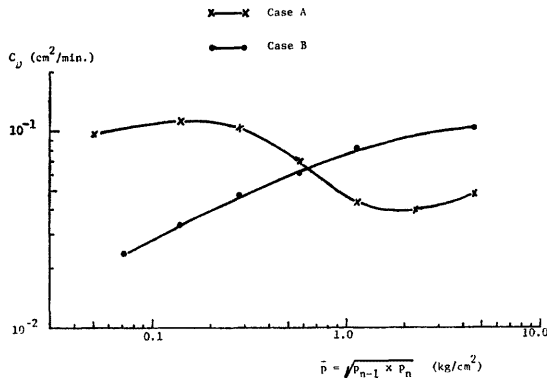
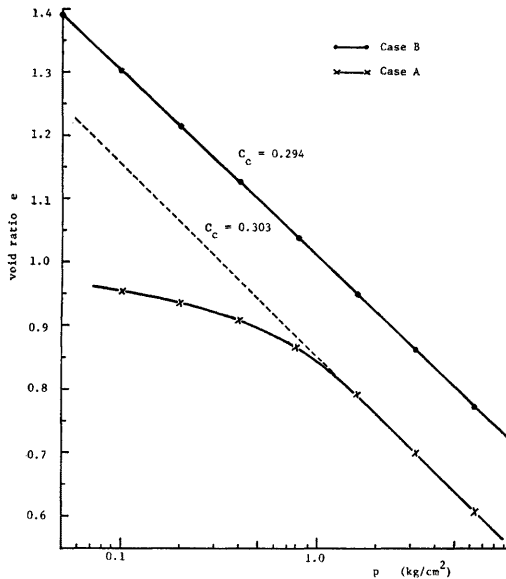
$$U^z = 1 - \bar{u}(z, t)/u_0, \quad U^r = 1 - \bar{u}(r, t)/u_0$$

この実験に用いた粘土と同種の粘土について別の大型モールドで圧密し作成した水平供試体と鉛直供試体についての標準圧密試験結果では異方性の特徴は認められず、圧密特性は同じと考えられるので $c_v^r = c_v^z$ とした。さらに、この圧密係数 c_v を決定するため、2つのケースについて標準圧密試験を実施した。一つはあらかじめ別の大型モールドで圧密された試料から作成された供試体（ケース A）と、模型実験のために練り返した試料を直接圧密リングに入れて作成された供試体（ケース B）の2つについて圧密定数を求め比較検討した。結果は図-4と図-5に示されるとおりである。ケース A とケース B については、供試体作成条件が異なるため、得られた $c_v - \bar{p}$ 曲線は異なった性状を示しているが、ここでは両者の平均的な c_v 値を用いた。特に、圧密荷重 $p = 1.0 \text{ kg/cm}^2$ の段階での平均圧密圧力に対応する c_v は2つのケースとも同じ値である。また、 $e - \log p$ 曲線は、 c_c がほぼ同じであり、両者に沈下傾向の差はなく、正規圧密曲線から間げき比 e の変化を読みとり計算沈下量を求めた。

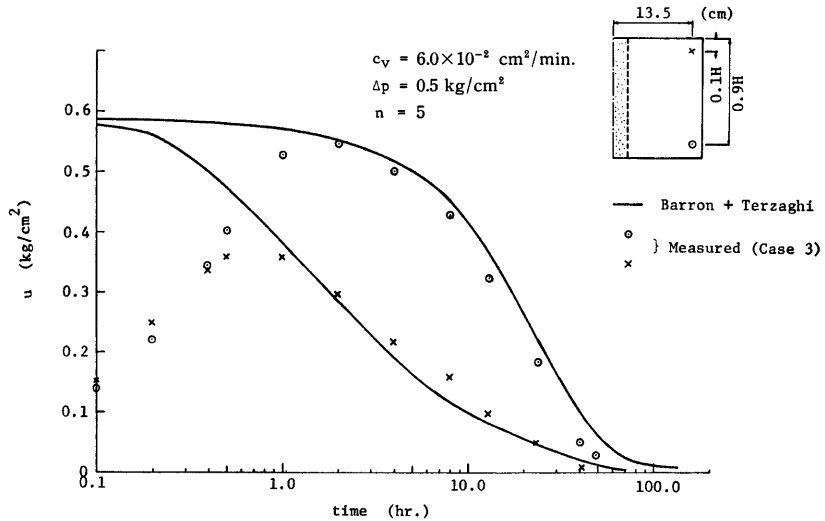
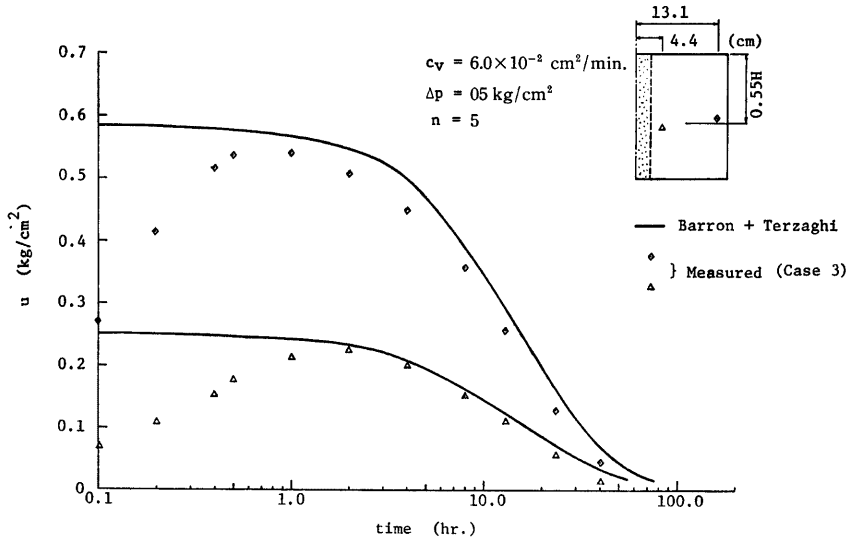
(2) 過剰間隙水圧および沈下量の時間的変化

過剰間隙水圧の測定データと式 (12) で求められる理論曲線との関係を図-6と図-7に示した。この場合の理論曲線は、模型実験の荷重が第2段階目の $p = 1.0 \text{ kg/cm}^2$ であり、砂柱のふくらみからみて、当初の $n = 5.3$ が $n = 5$ に減少していることが想定されるので $n = 5$ として求めたものである。

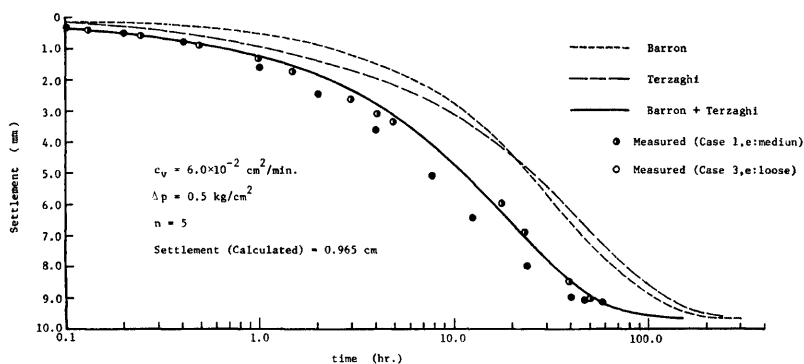
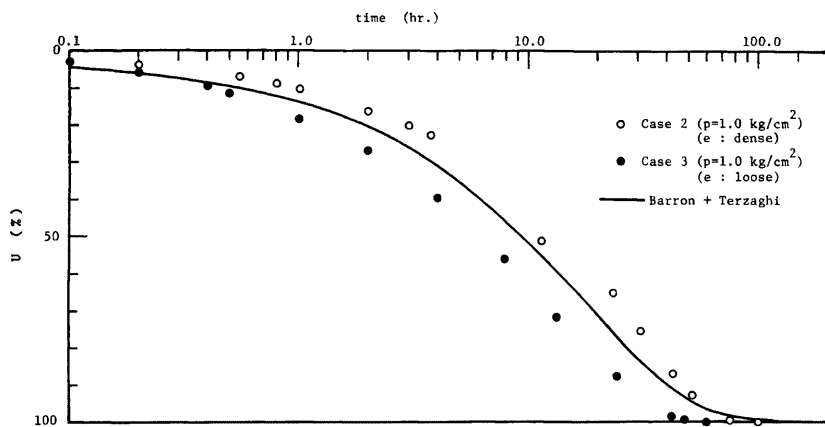
図からもわかるように、載荷後1～2時間は過剰間隙水圧の測定値に遅れが生じ、それ以後はだいたい理論曲線と一致してくると判断される。初期の測定値における遅れには種々の要因が考えられるが、シンフレックスチューブと間げき水圧計の特性によるものが大きな原因であろうと想定される。

Fig. 4. Relation between c_v and average consolidation pressure $\bar{p}$.Fig. 5. $e-\log p$ curve for Fukakusa clay.

今回の実験は砂柱の密度が中位の場合 (Case 1 とする) と、密な場合 (Case 2) とゆるい場合 (Case 3) の 3 つの場合について行っている。計算沈下量が同じ大きさになる Case 1 と Case 3 について沈下量と時間の関係を示したのが図-8 である。理論曲線は、図-5 の $e-\log p$ 曲線から圧密荷重に対する e の値を読み取り、その変化から計算沈下量を求め、式 (13) で得られる圧密度を用いて計算されたものである。また、測定された最終沈下量を圧密度 100% として、砂柱が密な場合とゆるい場合との対比を圧密度の関係でみたのが図-9 である。これらの図から、砂柱が密な場合には理論より幾分圧密の進行が遅れ、ゆるい場合は早く

Fig. 6. Relation between excess pore water pressure u and time t ($p = 1.0 \text{ kg/cm}^2$).Fig. 7. Relation between excess pore water pressure u and time t ($p = 1.0 \text{ kg/cm}^2$).

なる傾向がうかがえるが、沈下は理論と同じ傾向で進むと判断される。特に、砂柱を設けない場合には、粘土の二次圧密のため沈下はだらだらと継続するが、砂柱がある場合には、ある時間以降沈下がそれほど進行しないことが観測された。

Fig. 8. Relation of consolidation settlement and time t (Case 1 and 3).Fig. 9. Relation between time t and degree of consolidation.

(3) 砂柱への応力集中と圧密後の状態

砂柱および粘土の圧力の時間的変化については図-10と図-11に示した。さらに、粘土の平均圧力を p_e 、砂柱の圧力を p_s とし、

$$\delta = p_s / p_e \quad (14)$$

で砂柱の応力集中比 δ を求めて、 δ の時間的変化をみると図-12のようになった。砂柱の密度が大きいほど応力集中が大きく、また、いずれのケースも δ や砂柱の応力にピークが見られ、明らかに砂柱に降伏が生じていることがわかる。

さらに、Case 3 の場合について、圧密後の砂柱の状態と間隙水圧の計測点の移動を示したのが図-13である。また、圧密後の含水比の分布とポケットペネトロメーターで測定した強度分布について示したのが図-14である。含水比分布をみると、底部や側部でごくわずかな含水比が高いが、強度分布でみれば明らかにその部分において、圧密の遅れがあることがわかる。

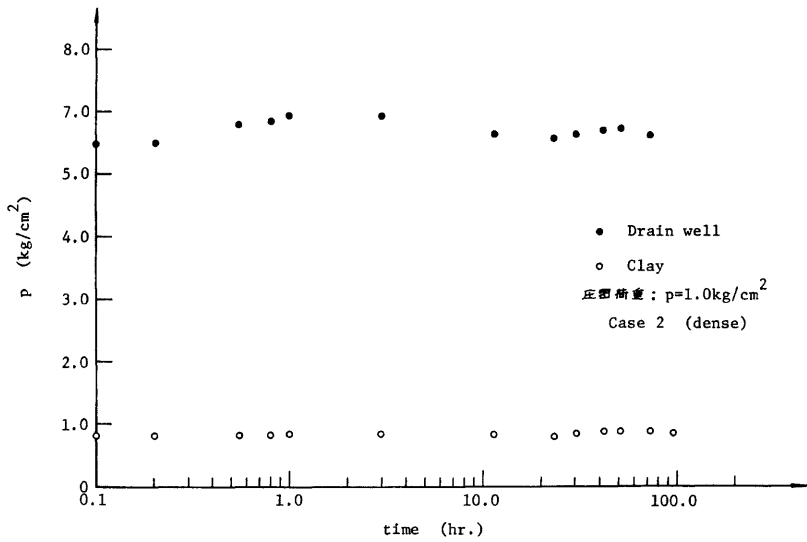


Fig. 10. Variation of pressures in clay and sand column with time (Case 2).

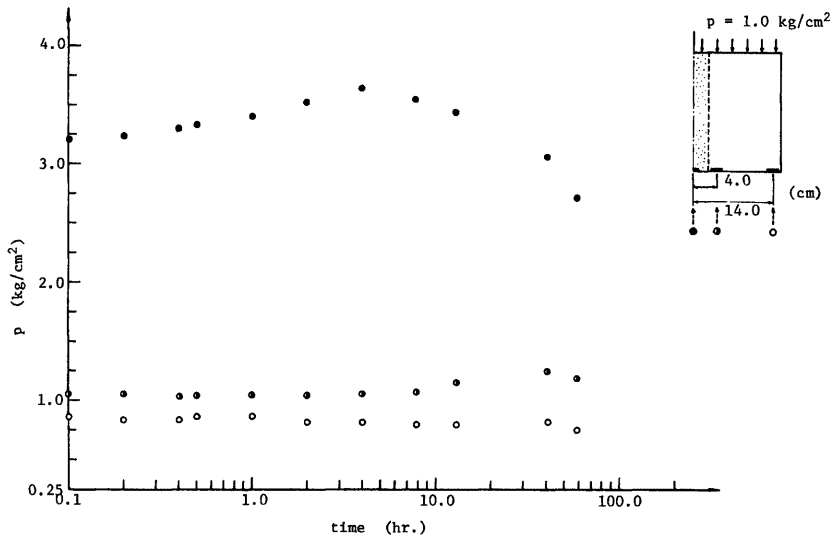


Fig. 11. Variation of pressures in clay and sand column with time (Case 3).

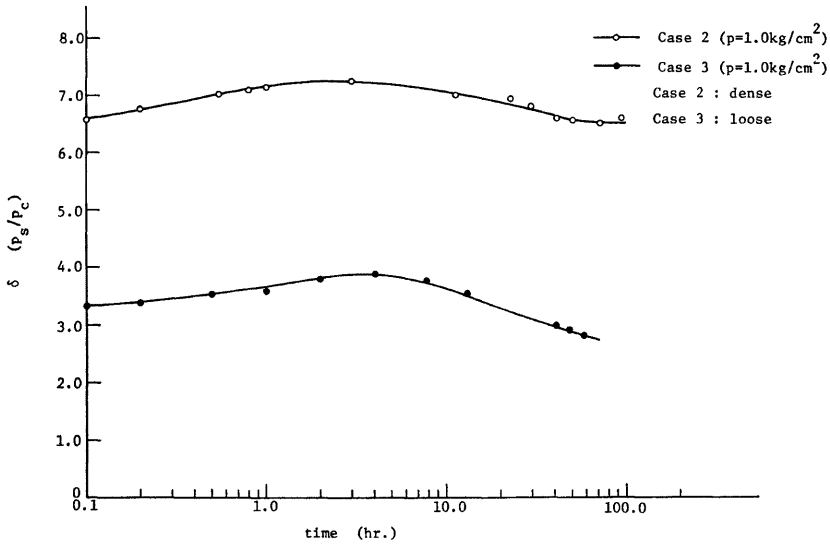


Fig. 12. Variation of factor of stress concentration of sand column with time ($p = 1.0 \text{ kg/cm}^2$).

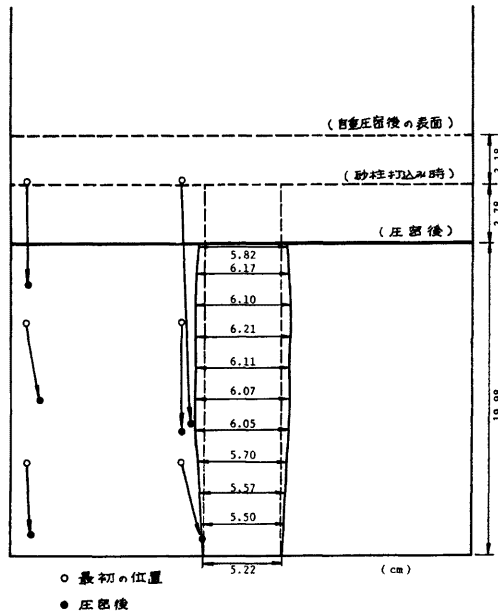


Fig. 13. Lateral deformation of sand column and movement of pore pressure measuring points.

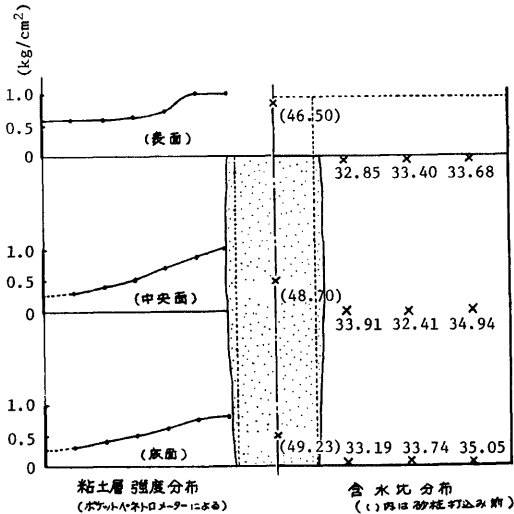


Fig. 14. Distribution of water content and strength (Case 3).

4.4 実験結果の考察

今回の実験では、圧密定数の選び方に問題が残らないように配慮し、砂柱打設時に粘土の攪乱をなくす理想的な状態でのサンドドレンの圧密をシミュレートするように心掛けた。

図-8と図-9を比較すると、砂柱のつまり方が中位るとき、理論とよい一致を示し、ゆるい場合は圧密が速く進行し、密な場合は遅れる傾向にある。また、粘土内部のいくつかの点で測定した過剰間隙水圧の測定値と理論値の対比は図-6と図-7に示したように、初期の測定値の遅れを除いて、すべての点で理論値とよい一致を示している。これらのことから、Barronの式の妥当性を結論づけることができると考える。

実験において、砂柱内に間隙水圧計が設置されたが、いずれのケースも砂柱の過剰間隙水圧は静水圧より少し高いが、測定誤差範囲内と考えられる微小な値で、砂柱内に過剰間隙水圧は発生しないと考えるともよいようである。

以上に述べたように、砂柱が密な場合とゆるい場合とでは圧密の進行に差があり、砂柱がゆるい方が圧密が速く進行することが判明した。そして、砂柱の降伏が圧密のどの点で生じるかをみるため、応力と応力集中比および沈下量を時間の関数で、砂柱の密な場合とゆるい場合とで対比して示したのが図-15である。それぞれの荷重段階で図-15のような傾向をみると、砂が密な場合では圧密度が約10%付近で、ゆるい場合は約50%付近で降伏が生じており、砂柱のしまり具合が圧密促進に影響していることがうかがえる。

なお、従来から現場においてバーチカルドレンを施工した場合に深部に圧密の遅れがあることが指摘されているが、今回の実験でもその傾向がうかがえた。図-14にみるように、砂柱から離れるにしたがって強度の低下がみられることは、過剰間隙水圧の消散があっても十分に圧密が終了していないことであり、これを逆にみれば砂柱の効果が証明されていることにもなる。現場との対応でみると、砂柱から離れることによる強度低下の面より、深さ方向への圧密の遅れの方が問題となる。砂柱の効果はあっても、深部の圧密遅れが予想され、現場において砂柱の打設深さと実際に期待される改良深さという面から、今後さらに検討が必要である。

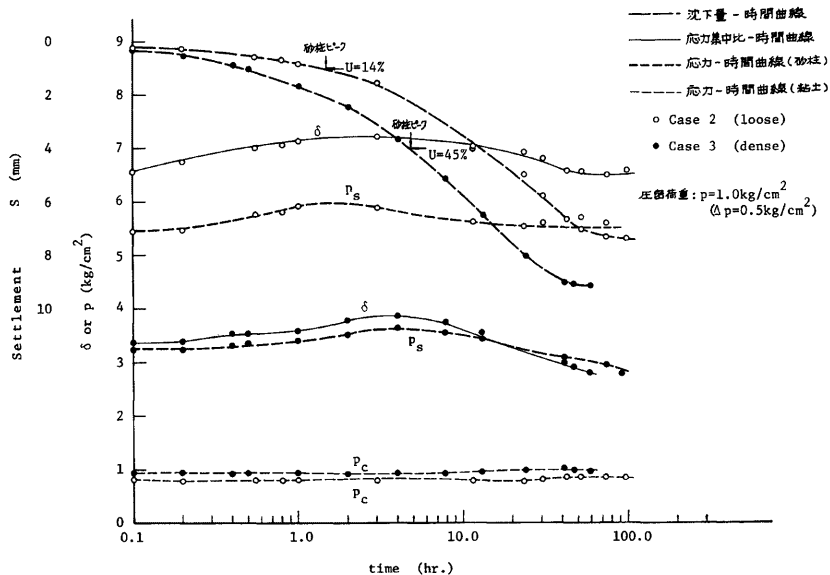


Fig. 15. Comparison of stress concentration between loose and dense sand columns.

5. 結 論

パーチカルドレーンの圧密機構についての基礎的な研究によって、次のような結論と今後の課題をあげる事ができる。

- 1) 模型実験の結果などからみて、サンドドレーンの圧密理論については Barron のもので十分である。今後、サンドドレーンの理論の厳密化を含めて二次圧密や側方流動、瞬時沈下などの他の要因を十分検討することが必要である。
- 2) 圧密定数は従来の方法で求める他なく、沈下の進行の計算は厳密さを保つことが困難である場合が多いので、常に動態観測を行うことにより沈下の進行について詳細な検討がなされねばならない。
- 3) 乱さないで砂柱を打った場合の模型実験ならびにその考察から、砂柱はできるだけゆるく打設した方が圧密促進に効果があることが判明した。ただし、深部の圧密遅れに関して改良深度も含め今後の研究が期待される。
- 4) 従来のドレーンの効果の評価に関して、粘土を乱す打設手法の影響が相当大きいと考えられ、その点に関する検討が理論面ならびに施工技術面で要求される。
- 5) ドレーンの改良効果に関しては、盛土幅、施工速度、地層構成なども含めて、種々の要因を総合的に判断し、決定すべきである。

参 考 文 献

- 1) 土質工学会：「パーチカルドレーン工法の問題点をさぐる」—軟弱地盤特集号一，土と基礎，Vol. 20, No. 8, pp. 62~74, 1972.
- 2) Barron, R. A.: Consolidation of Fine Grained Soils by Drain Wells, Trans. ASCE, Vol. 113, pp. 718~742, 1948.

- 3) 室町忠彦・渡辺 進：圧密による軟弱地盤の改良効果，土と基礎，Vol. 20, No. 8, pp. 33~40, 1972.
- 4) 網干寿夫：圧密試験結果の沈下解析への適用性について，第19回土質工学シンポジウム，pp. 71~78, 1974.
- 5) 中瀬明男・小林正樹：圧密による軟弱地盤の改良効果，土と基礎，Vol. 20, No. 8, pp. 19~24, 1972.
- 6) Rowe, P. W.: The Influence of Geological Features of Clay Deposits on the Design and Performance of Sand Drain, Supplement to the Proc. I.C.E., pp. 1~72, 1968.
- 7) 田沢光弥・若命善雄：水平方向圧密係数 C_{vh} について，第11回土質工学研究発表会講演集，pp. 141~144, 1976.
- 8) 吉国 洋：三次元圧密の基礎理論，土木学会論文報告集，No. 201, pp. 87~98, 1972.
- 9) Silveira, I.: Consolidation of a Cylindrical Clay Sample with External Radial Flow of Water, Proc. 3rd Int. Conf. SMFE, Vol. 1, pp. 55~56, 1953.
- 10) Carrillo, N.: Simple Two and Three Dimensional Cases in the Theory of Consolidation of Soils, Journ. Math. Phys., 21, pp. 1~5, 1942.