

名古屋大学工学部 正会員 松沢 宏  
 名古屋大学工学部 正会員 市原 松平  
 名古屋大学大学院 学生員 梅林 澄夫

1. まえがき

三軸セル内で供試体の側方変位を拘束した、いわゆる  $K_0$  圧密試験による土の静止土圧に関する研究は数多くみられる。しかしながら、大型土槽内に填充した粘土の圧密・吸水膨張中における静止土圧に関する研究は見られない。ここでは大型土槽内に填充した粘土を圧密し、吸水膨張させる過程における静止土圧についてのべる。なお、実験に用いた土槽は、受働土圧実験用のもので、詳細はすでに発表<sup>1)</sup>した。

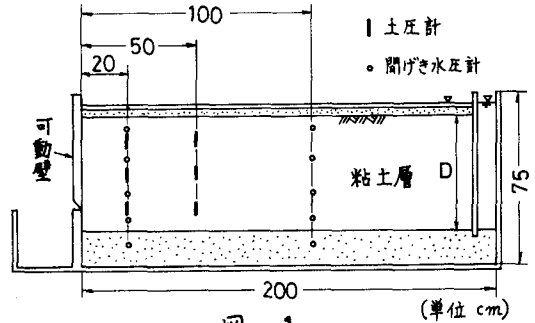


図-1

2. 使用した粘土ならびに実験手法

名古屋老金城阜頭の建設現場より採取した粘土を使用した。日本統一土質分類によると、この粘土はOHに属し、物理的性質は  $G_s=2.63$ ,  $w_L=81.0\%$ ,  $I_p=40.1\%$  であり、強熱減量試験による強熱減量は約7.5%であった。

実験は、まずこの粘土を十分に練り返したのちに、土槽内に図1に示す状況に填充した。填充時の粘土厚の厚さ  $D_0$  は4回の実験で  $D_0=50\sim 55\text{cm}$ , 可動壁の高さは  $H_0=30.6\sim 34.7\text{cm}$ , 含水比  $w_0=87\sim 100\%$ , 単位体積重量  $\gamma_s$  は、 $\gamma_s=1.44\sim 1.52\text{g/cm}^3$  であった。粘土充填時に、土中土圧計の受圧器ならびに開けき水圧計のチップを粘土層内に据え付けた。図1にこれらの計器の据え付け位置を示し、図2に使用した開けき水圧計の概略を示す。圧密圧力  $P_c$  は、図1に示した上部の透水層上に設置した載荷枠を通して、4本の油圧ジャッキにより与えた。圧密圧力は、まず  $P_c=1\text{t/m}^2$  とし、圧密がある程度進行したのちに  $P_c=3\text{t/m}^2$  に増加させた。ただし、4回の実験のうち、Test1では、 $1\text{t/m}^2$  による圧密が圧密度  $U=100\%$  に達したのちに圧密圧力を  $3\text{t/m}^2$  に増加した。 $P_c=3\text{t/m}^2$  による圧密が二次圧密に達したのちに、 $P_c=0$  と

して粘土を吸水膨張させた。この間に、可動壁に作用する土圧合力、合力の着点、粘土中の水平土圧、ならびに開けき水圧を計測した。

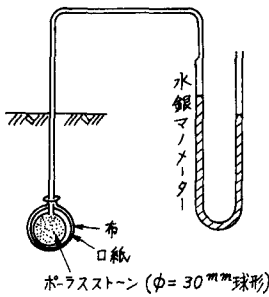


図-2

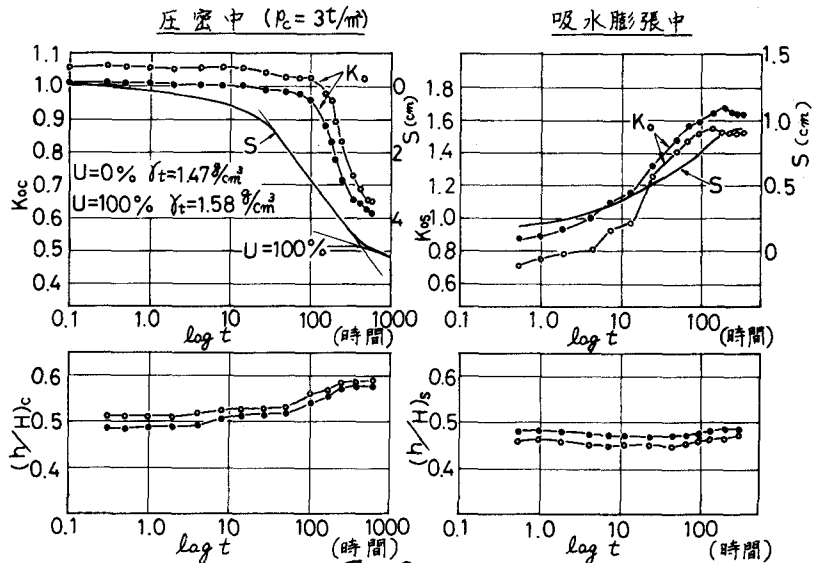


図-3

### 3. 結果と考察

可動壁に作用する土圧合力と着力点：圧密中ならびに吸水膨張中において、可動壁に作用する土圧合力の垂直成分から求めた土圧係数( $K_0, K_{0s}$ )、ならびに合力の相対着力点( $(h/H), (h/H)_s$ )の値の  $\log t$  (時間) に対する変化の一例を示すと図3のようになる。いずれも全応力について示してある。図示したように、 $K_0$ および $h/H$ の値は圧密初期においてはあまり変化がなく、 $U \approx 50\%$ を越えると、 $K_0$ の値は急速に減少しはじめ、また $h/H$ の値は増加しはじめた。圧密停止時( $t=609$ 時間)において、 $K_0 = 0.6 \sim 0.65$ ,  $h/H = 0.55 \sim 0.6$ であった。その後の吸水膨張中において、 $K_{0s}$ の値は時間とともに増大し、吸水膨張終了時(ほぼ過圧密平衡状態と思われる)において、 $K_{0R} = 1.5 \sim 1.65$ に達している。一方、 $(h/H)_s$ は吸水膨張中にはあまり大きな変化を示さず、 $0.45 \sim 0.5$ 程度であることが図よりうかがえる。

土中土圧：図4は圧密中の水平土圧と間げき水圧を  $P_0 \approx 3$  ㎏/㎠の場合における  $U=50\%$ および  $100\%$ の一例を示す。間げき水圧は計測のタイムラグが考えられ、実際の圧力よりも過大であると考えられる。土圧計は全応力を計測するが、その構成は図5に示す要素のうち、(b), (c), (e) (すなわち、(f) 図) から成ると考えられる。圧密中に粘土層内に発生する過剰間げき水圧は Terzaghi の一次元圧密論によるアイソクロームで与えられると仮定し、さらに有効応力の土圧係数  $K'_0$  は圧密中に一定値をとると考える。 $K'_0 = 0.5, 0.6$ の場合について、粘土中の鉛直面に作用する水平土圧(全応力)を計算すると、図5に示した鎖線の曲線のようになる。図中の破線と実線は静水圧ならびに過剰間げき水圧の分布を示している。この図から、計算による全土圧は、傾向的に実測値とかなりよく合致を示していることがわかる。

つぎに、圧密停止時および吸水膨張後における各土圧計の据え付け位置での静止土圧係数と可動壁に作用する土圧合力から求めた静止土圧係数の比較を図6に示す。図示した静止土圧係数は有効応力に関するものであって、粘土中の水圧は静水圧を仮定した。正規圧密状態では壁面に沿う静止土圧の方が土中の鉛直面に沿う土圧より大きい値を示すが、過圧密状態では逆の傾向がみられる。図には Alpan<sup>2)</sup>, Sherif<sup>3)</sup> による  $K_{0R}$  の計算値を示したが、 $\gamma/D > 0.5$  で実測値と比較的よく合致している。(文献)

(1) 西原, 板沢, 水谷: "地震時後働土圧装置", 第28回土木学会年次学術講演会講演要旨集, 昭和48年10月(本誌), pp. 376~377

(2) Alpan, I. "The Empirical Evaluation of The Coefficient  $K_0$  and  $K_{0R}$ " Soils and Foundations, vol. 7, No. 1, 1967, pp. 31~40

(3) Sherif: "Laboratory and Field Determination of Soil Parameters For The Design of Mt. Baker Ridge Tunnel", Proc. 8th. Conf. on S.M.F.E. Vol. 4.3, 1973, pp. 276~277.

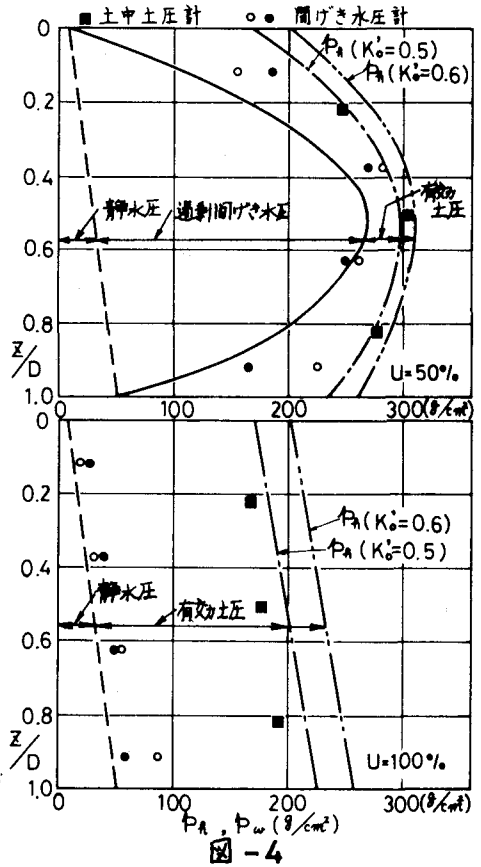


図-4

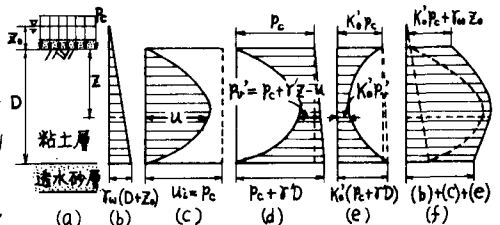
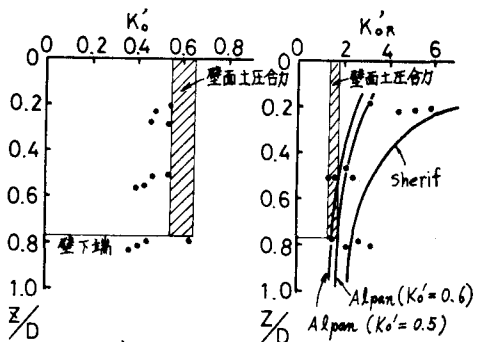


図-5



Alpan;  $\frac{K'_{0R}}{K'_0} = R^\lambda$  ( $\lambda = 0.384$ )  $R$ ; 過圧密比  
 Sherif;  $K'_{0R} = \mu + \alpha(R-1)$  ( $\mu = 0.75, \alpha = 0.1$ )

図-6