

防衛大学校 正員 木暮敬二

正員 山口晴幸

学生○小野 博

1. またがき 現場の圧密沈下解析は、標準圧密試験から求められる土質係数を用いて行なわれる場合が多い。本報告は、この試験に用いられる供試体厚さ(20mm)の約20倍までの粘性土供試体について、室内試験を実施することにより、粘性土の一次および二次圧縮挙動におよぼす供試体厚さ(有効排水長)ならびに荷重増加率の影響について実験的考察を加えたものである。

表-1

表-1

2. 試料と実験方法 実験に用いた粘土試料は茨城県古河市地区で採取し

たものである。その物理的性質を表1に示す。用いた圧密試験装置は大型(図-1)、中型(図-2)及び小型(標準圧密試験機の改良型)の三種である。大型及び中型

試験では、泥水状態の試料(金比約180%)から圧密を開始した。また小型試験機では、100kPa、鉛直応力で予圧密して作製したケーキ状試料(金比約80%)から供試体を所定の寸法に切り出し、圧密を開始した。なお表-2には、実施した一連

の試験条件が記述してある。

3. 実験結果と考察

1) 圧密沈下時間曲線₁₎について 圧密沈下時間曲線と供試体厚さ(有効排水長)との関係について Ladd によって図-3 のように図式化されている。そこで本結果をこの図と照合しながら検討してみよう。荷重増加倍率 $(\frac{\Delta \sigma_v}{\sigma_v})$ を1に固定し、供試体厚さの

相違によって、沈下(鉛直方向)の時間(土)曲線がどの様に推移するかを示したのが図4-5である。図4は予圧密伏試体を用いた小型試験機におもて、初期厚さ(Hi)が、20, 40, 60 mmの場合である。図-5は中型と大型試験機を用い、Hi=30, 370 mmについて、花水から

密を開始した場合の挙動を示す。両図からいって曲線は、図-3に示すように必ずしも供試体厚さに伴いある傾向を持って推移するとは限らないことがわかる。つまり図-4の挙動は、カーブA型の曲線を示しているのに対し、図-5では、カーブB型の

曲線へと移行している。このことに対して考えられる理由、一つとして、急傾斜
態に伴う土粒子構造の相違が挙げられると思う。つまり前図の剪断力は約50
kPaの主応力差($k_0=0.5$ とて)のもとで、すでに配向構造を形成していると考え

られる供試体を用いており、しかもこれは十分に自立できる土粒子構造のものであるのに対し、後回は懸濁状態から圧入を開始しておりまだ土管路を形成するに至らない泥水時に近い挙動であるため土粒子再配列に伴う配向性が低く骨格構造形成の途上にあるといえる。圧入温度での土粒子構造

の相違に起因するのではないかと推察される。図-6は、一次圧密終了までの経過時間(t_p)と供試体厚さ(H_0)との関係を表わしている。なお右は、Casagrande法により求めた、標準圧密試験での H_0 。 $H_0^* = 20\text{ mm}$ と $t_p = t_p^*$ とそれぞれ無次元化している。

図から明らかなように標準圧密用供試体厚さ(20mm)の約20倍までは、少なくとも $\log H_0^2$ の関係が成立すると言えるだろう。しかしこの関係は有効排水長の

粘土分	泥分	砂分	比重	L.L.	P.L.	P.I.
47 %	36 %	17 %	2.65	101 %	36 %	65 %

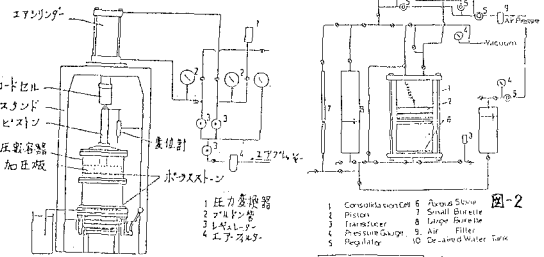
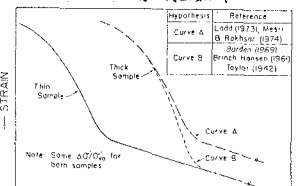


图-1

压密試驗 表-2

[illegible]

LOG TIME — (Ladd^p1977)

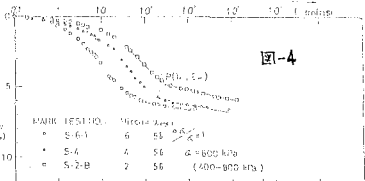


图-4

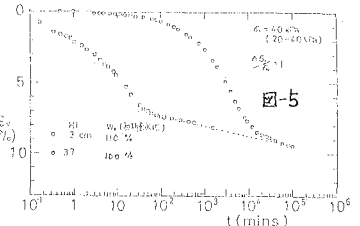


图-5

長い原地盤での粘土層まで拡張できるか否かということに圧密解析を試みる際に非常に重要でかつ興味ある問題である。それ故に、このことについては原位置データを加え検討を進めるとともに、今後許される可能な範囲で十分な時間を費やした室内試験からある程度確かめておく必要があろう。

ii) 二次圧縮指数について 前述の図-4, 5から推測される様に、二次圧密領域での挙動に着目すると、二次圧縮量は対数時間に比例するとみなせる一般的傾向が見受けられる。そこで、二次圧縮量を間隙比(e)の変化量として表わした二次圧縮指数 $C_{\alpha} = \frac{\Delta e}{\log t}$ について、試験条件ならびに圧縮指数 $C_c = \frac{\Delta e}{\log \sigma_v}$ (圧直応力)との関係から検討を加えたとしたので図-7~12である。図-7~8は、圧密降伏応力(σ_v)より高い

応力下での C_{α} 値と C_c の関係を示しており、前回は供試体初期厚さ ($H_i = 20\text{mm}$) を固定し、荷重増加率 ($\Delta\sigma_v/\sigma_v$) を $1/4 \sim 16$ の9種類に、後回は $\Delta\sigma_v/\sigma_v = 1$ とし $H_i = 20, 40, 60\text{mm}$ の3種類に変化させた場合である。多少ばらつきはあるが、本試料の C_{α} は $0.005 \sim 0.02$

付近の値をとっていることから、圧密圧力の大小のみならず、荷重増加率及び供試体厚さの相違が C_{α} の値にほとんど現われてこないこととみなすことができ、本結果は、Newland et al. の報告と同様の傾向を示している。なお Mesri によれば、この C_{α} は、圧縮指数 $C_c = \frac{\Delta e}{\log \sigma_v}$ と比例関係にあるといわれている。そこで文述のように C_{α} 値が試験条件にほとんど左右されないという結果が得られたので、当然 C_c の値も荷重増加率や供試体厚さに依存しないことが推測される。このことを示したのが図-9, 10で、 $C_{\alpha}/C_c = 0.025$ の直線付近に実測値が集中している。また図-9のように C_c の値が荷重増加率に依存しないこととみなせることから、当然荷重増加率を種々に変化させた場合の C_{α} と C_c の対応値も図-11に示すように、 $C_{\alpha}/C_c = 0.025$ の直線付近に位置することになる。さらに図-13に示すように、 $\sigma_v > \sigma_v'$ での C_{α}/C_c の値は、 $\sigma_v < \sigma_v'$ でのそれとほぼ等しい。このことは正規圧密粘性土の C_{α}/C_c の値から過圧密粘性土の二次圧縮指数 C_{α} が推測できることを示すものである。

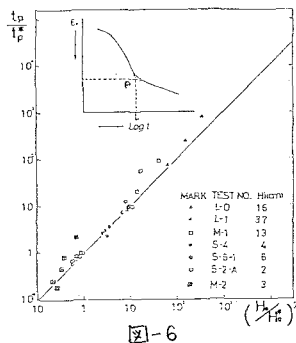


図-6

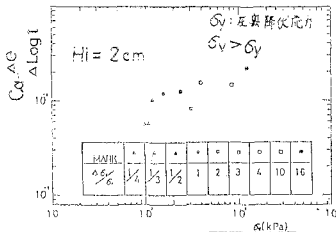


図-7

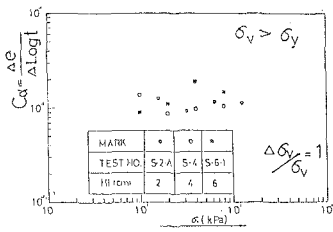


図-8

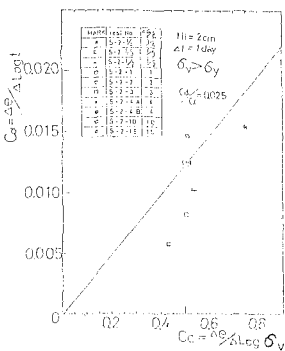


図-9

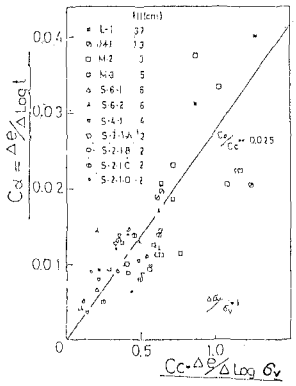


図-10

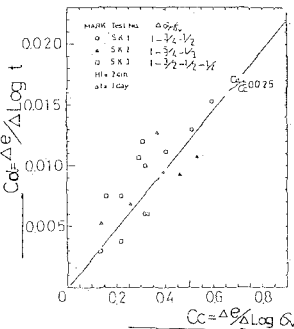


図-11

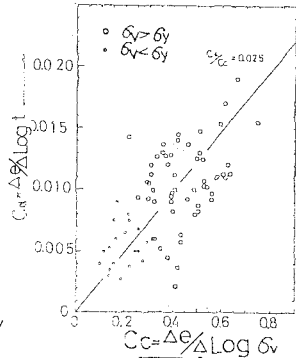


図-12

＜参考文献＞

- 1) C. C. Ladd; Stress-Deformation and Strength Characteristics, State-of-the-Art Reports, 9th ICSMFE (Tokyo) July, 1977, Vol. 2, pp. 448
- 2) Newland, P. L., and Alley, B. H., "A Study of the Consolidation Characteristics of Clay," Geotechnique, Vol. 10, 1960, pp. 52-74
- 3) G. Mesri, and P. M. Gdlewski, "Time-And Stress-Compressibility Interrelationship," A.S.C.E., 5.T. 5, 1977, pp. 417-430