

粘土固结参数变化的分析

李作勤

陈大珉

闻新芳

提 要

本文依据土力学中已建立的基本概念,通过试验研究,首先找出正常固结粘土的渗透系数 K 与孔隙比 e 的关系,压缩系数 a_v 与孔隙比 e 或有效固结压力 σ' 的关系,从而推导出固结系数 C_v 与孔隙比或有效固结压力的关系表达式。分析不同土类固结系数的变化,归纳出三种典型的情况,即: C_v 随 e 的减小而减小; C_v 随 e 的减小而增大和 C_v 基本上与 e 无关。并指出特殊土类的 C_v 有特殊的变化规律。其次,分析了固结指数 m 变化的物理依据,讨论了 m 值与有效固结压力和土层厚度 H 的关系,最后,说明 C_v 和 m 变化的相互关系以及实用计算中应注意的问题。

一、前 言

五十多年来,太沙基的渗透固结理论沿用不衰,实践证明该理论有相当的可靠性和实用性。当然,也常出现一些不能令人满意的情况,其中涉及到该理论的一些前提假定,如固结过程渗透系数 K 保持常量;孔隙比与有效固结压力 σ' 之间的关系是线性的,即体积压缩系数 M_v 保持常量…。这些假定,早已为试验事实所否定。实际上 K 和 M_v 值均随 σ' 的增大或 e 的减小而减小。不符合事实的假定和应用有相当的可靠性不是矛盾吗?为了解释这一矛盾,必须对固结过程中 K , M_v 和 $C_v = K/M_v \cdot \gamma_o$ 等参数的变化规律有较清晰的认识,这是其一;其二,固结过程是由土的渗透性起控制作用的渗透固结过程和土骨架的蠕变性起控制作用的次固结过程组成的。两个过程不是截然分开的,而是相互交错在一起的。渗透固结一开始就有次固结作用出现,只是其影响小得可以忽略不计罢了。随着孔隙的超静水压力的消散,次固结的影响越来越大,直至孔隙水压力完全消散,次固结作为一个单独过程便开始。

在渗透固结阶段,按太沙基(Terzaghi, K.)理论^[1],土层的平均固结度为

$$U = 1 - \sum_{m=0}^{\infty} \frac{2}{M^2} e^{-M^2 T_r} \approx 1 - \frac{8}{\pi^2} e^{-\pi^2 \cdot T_r / 4} \quad (1)$$

式中 $M = \frac{1}{2} \pi(2m+1)$; $T_r = \frac{C_v \cdot t}{H^2}$; H 为土层厚度。可以看出,只要时间因数 T_r 相同,不同厚度土层达到相同的平均固结度,所需的固结时间 t 与土层厚度的平方成正比。

在次固结阶段, 变形与时间的关系可按布衣斯曼提出的经验公式^[2]描述如下

$$s(t) = H \cdot \sigma' \cdot \alpha_s \cdot \lg \frac{t_0 + t}{t_0} \quad (2)$$

式中 t_0 ——渗透固结完成时间; t ——次固结时间 (以天计); α_s 为单位对数时间内单位应力引起的应变, 称为次固结系数, 它是次固结应变速率的量度, 与土层的厚度无关。B.A. 弗洛林^[3]也一再指出次固结应变速率与土层的厚度无关。这样一来, 人们不禁要问, 从渗透固结速率与土层厚度平方相关到次固结速率与土层厚度无关的变化是一个什么样的过程? 这是一个有必要进一步研究的课题, 以使固结理论的应用水平大大提高一步。

二、试验土样和试验方法

为了找出固结过程中固结参数变化的规律性, 试样必须有同一性, 故采用人工制备的重塑土样, 其物性指标如表所示

土壤名称	比重 G_s	液 限 $W_L(\%)$	塑 限 $W_P(\%)$	塑性指数 $I_P(\%)$	饱和度 $S_r(\%)$
小洪山粘土	2.76	52.0	26.0	26.0	≥ 99.0
湛江灰色粘土	2.74	65.0	25.0	40.0	≥ 99.0
郑州黄土	2.71	37.3	26.4	13.8	100.0
高 岭 土	2.60	69.5	35.3	34.2	100.0

采用自制的土样固结盒截面积为50平方厘米, 具有不同高度。为减小摩擦阻力, 侧壁涂滑润油脂厚度2.0厘米以上的固结盒, 侧壁衬上聚四氟乙烯 (Teflon) 套环。杠杆式加荷, 孔隙水压力用电阻式压力传感器或水银孔压指示器测定。固结盒联结变水头渗透装置, 籍以测定不同孔隙比时的渗透系数。

三、渗透系数K与孔隙比e的关系

在特定的试验条件, 如温度、水质、水力坡降数值范围等因素不变时, 对于给定的粘土 (颗粒大小、级配, 结构、矿物组成等一定), 其渗透系数K与孔隙比e之间的关系经一些学者用半对数座标 $\lg K - e$ 来描绘, 是呈线性的^[1, 4], 我们的试验结果也证实了这一点 (图1), 并可表示为

$$K = K_0 \cdot 10^{-K_k(e_0 - e)} \quad (3)$$

式中 $K_k = (\lg K_0 - \lg K) / (e_0 - e)$, 称为渗透参数, 系 $\lg K - (e_0 - e)$ 直线的斜率, 是一常量; K_0 是孔隙比为 e_0 时所对应的渗透系数。

根据A.M.Samarasinghe等人的试验表明^[5] (见图2), 对于某些土类的 $\lg K - e$ 的关系并非线性, 他们找出的关系为

$$K = C \cdot \frac{e^n}{1+e} \quad (4)$$

$$\lg[K(1+e)] = \lg C + n \lg e$$

式中 C ——与渗透系数同量纲的试验常数; n ——取决于土类的试验常数。根据他们在leda粘土的研究资料^[5]表明, 关系式(4)既适用于粘土处于正常固结状态, 也适用于超固结状态, 只是超固结状态的 n 值比正常固结状态的 n 值大得多。

必须指出, 截至目前为止还无法判别由关系式(3)和(4)描述粘土的 K 与 e 的关系, 分别适用于何种土类, 而只能由试验结果来确定。我们所遇到的土类, 均可用关系式(3)描述之。

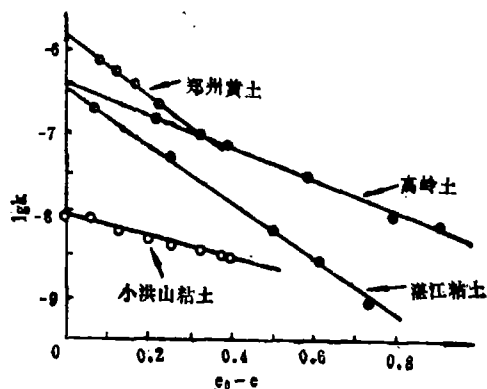


图1 粘土的渗透系数与孔隙比的关系

四、压缩系数 a_v 与 e 或 σ' 的关系

重塑的湛江粘土的孔隙比 e 和有效固结压力 σ' 的关系如图3所示, 并可描述为

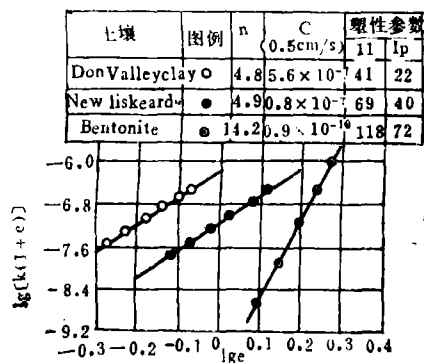


图2 粘土的 K 和 e 的关系

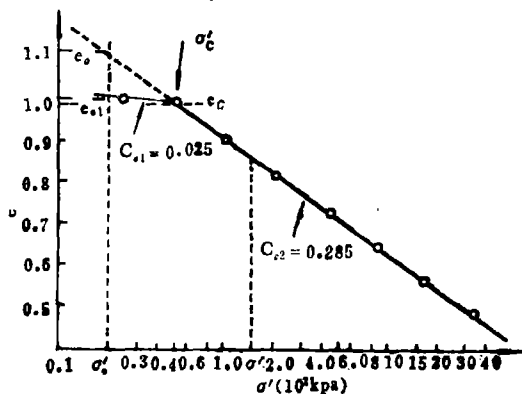


图3 粘土的孔隙比与有效固结压力的关系

$$e = e_{01} - \left[C_{c1} \cdot \lg \frac{\sigma'_c}{\sigma'_0} + C_{c2} \cdot \lg \frac{\sigma'}{\sigma'_f} \right] \quad (5)$$

对于超固结阶段 ($\sigma' < \sigma'_c$), 则有

$$e = e_{01} - C_{e1} \cdot \lg \frac{\sigma'}{\sigma'_0} \quad (6)$$

对于正常固结阶段 ($\sigma' > \sigma'_c$), 则有

$$e = e_c - C_{e2} \cdot \lg \frac{\sigma'}{\sigma'_c} = e_0 - C_{e2} \cdot \lg \frac{\sigma'}{\sigma'_0} \quad (7)$$

由式 (6) 或 (7), 用 e 对 σ' 求导, 获得压缩系数的一般表达式为

$$a_v = - \frac{\partial e}{\partial \sigma'} = \frac{C_e}{\sigma' \cdot \ln 10} \quad (8)$$

式中 $\sigma' = \sigma'_0 \cdot 10^{\frac{1}{C_e}(e_0 - e)}$, 故有

$$a_v = a_{v0} \cdot 10^{-\frac{1}{C_e}(e_0 - e)} \quad (9)$$

或者

$$a_v = a_{v0} \cdot \frac{\sigma'_0}{\sigma'} = a_{v0} \cdot \frac{\sigma'_0}{\sigma'} \quad (10)$$

式中 $a_{v0} = \frac{C_e}{\sigma'_0 \ln 10}$ 是孔隙比为 e_0 所对应的压缩系数。

式 (9) 和 (10) 描述了粘土的压缩系数与孔隙比或有效固结压力的关系。由式 (9) 取对数, 得出

$$\lg a_v = \lg a_{v0} - \frac{1}{C_e}(e_0 - e) \quad (11)$$

上式表明, 在 $\lg a_v - (e_0 - e)$ 坐标中, 二者是线性关系, $\lg a_{v0}$ 为直线在 $(e_0 - e)$ 为零时, 纵轴上的截距, $-\frac{1}{C_e}$ 为直线的斜率。图 4 中各直线分别为重塑的郑州黄土、湛江灰色粘土和

高岭土的试验结果。

应该指出,上述关系是在没有结构强度干扰时,正常固结粘土在加荷比为 1.0 的条件下,孔隙水压力完全消散时获得的。当各级载荷引起次固结时,对于不同的次固结时间 $t_1, t_2, \dots, t_n$, 可获得大体上平行的 $e - \lg \sigma$ 直线组^[6,7] (图5a)。这就表明: (一) 不同的应力水平,有近乎相同的次固结量。从关系式(2)看出, a_s 值将随 σ' 增大而减小,并呈现次固结量与压力水平近乎无关的结果; (二) 不同次固结时间, $e - \lg \sigma'$ 线有相同的斜率,即 C_c 基本

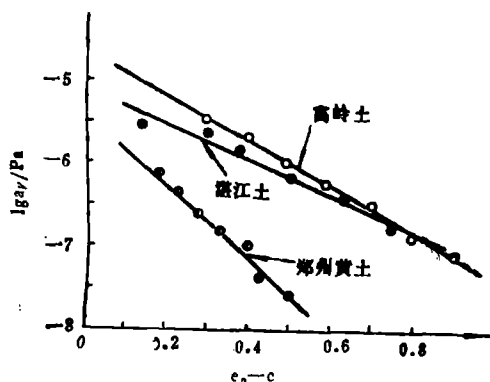


图4 粘土的压缩系数和孔隙比的关系

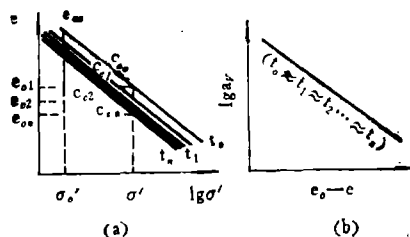


图5 压缩系数 a_v 与次固结时间 t 的关系

保持常数,因此,按式(8)所定义的数值 $a_v = -\frac{\partial e}{\partial \sigma'} = \frac{C_c}{\sigma' \cdot \ln 10} = \frac{C_c}{\sigma'_0} \cdot e - \frac{(e_0 - e) C_c}{C_c}$, 对于

相同的应力增量 $\sigma_0 - \sigma$, 在不同的次固结时间的压密线上对应着相同的 $e_0 - e$ 值。这样, $\lg a_v = \lg \frac{C_c}{\sigma'_0} - \frac{1}{\ln 10} \cdot C_c \cdot (e_0 - e)$ 的关系便是单一的 (图5b), 它说明了只要保持次固结时间相同, 即图

5a上的任一直线有相同的 a_v 和 $(e_0 - e)$ 的关系, 次固结的影响被排除了。这一现象揭示, 只要保持某一确定的固结速率, 用连续加荷的方法^[8], 来研究 a_v 和 e 的变化关系 (就这一点而言), 是较合适的, 它保证了变化的连续性; (三) 倘若以不同的次固结时间来讨论次时间效应对 a_v 的影响, 那将是另一种情况。如压力从 σ'_0 增大到 σ' (图5a), 对应不同的次固结时间, 其孔隙比从 e_{00} 减小到 $e_{01} \rightarrow e_{02} \rightarrow e_{0n}$, 并非单一, 这不是我们这里讨论的问题。

五、固结系数 C_v 与 e 或 σ' 的关系

太沙基建立了下述的固结微分方程

$$\frac{\partial u}{\partial t} = C_v \cdot \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} \quad (12)$$

$$C_v = \frac{K(1+e)}{\sigma'_v \times \gamma_w} \quad (13)$$

C_v 称为固结系数,用式(3)和(9)代入上式,可得

$$C_v = C_{v0} \cdot \frac{(1+e)}{(1+e_0)} \cdot 10^{-\left(K_k - \frac{1}{C_e}\right)(e_0 - e)} \quad (14)$$

式中 $C_{v0} = K_0(1+e_0) \cdot \sigma'_0 \cdot \ln 10 / C_e \cdot r_w$, 是孔隙比为 e_0 的固结系数,用式(6)或(7)代入上式,可得

$$C_v = C_{v0} \cdot 10^{\left(1 - K_k \cdot C_e\right) \cdot \left(1 - \frac{C_e \cdot \lg \frac{\sigma'}{\sigma'_0}}{1+e_0}\right) \cdot \frac{\sigma'}{\sigma'_0}} \quad (15)$$

式(14)和式(15)描述了固结系数随孔隙比或有效固结压力变化的规律。从式(14)可以看出: (一) 若 $K_k = \frac{1}{C_e}$ 则 $C_v = \frac{C_{v0}}{1+e_0} + \frac{C_{v0}}{1+e_0} \cdot e$, 即 C_v 与 e 具有线性关系; (二) 若 $K_k > \frac{1}{C_e}$ 时, $\frac{(1+e)}{(1+e_0)}$ 随孔隙比减小而减小, 同时 $10^{-\left(K_k - 1/C_e\right)(e_0 - e)}$ 也随 e 的减小而减小。若以 σ' 表示, 则 C_v 随 σ' 的增大而减小。图6为重塑的湛江灰色粘土的试验结果。 C_v 均用时间平方根法 ($T_v = 0.848$) 计算。(三) 若 $K_k < \frac{1}{C_e}$ 时, $\frac{(1+e)}{(1+e_0)}$ 随 e 减小而减小, 而 $10^{-\left(K_k - 1/C_e\right)(e_0 - e)}$ 则随 e 的减小而增大。这时, C_v 随 e 的变化取决于上述二者的综合效

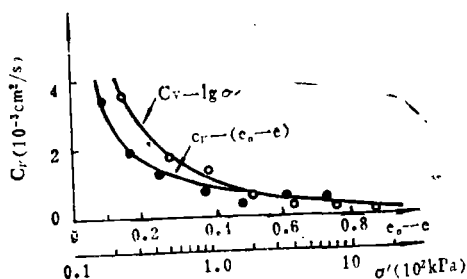


图6 湛江灰色粘土 C_v 与 σ' 或 $(e_0 - e)$ 的关系

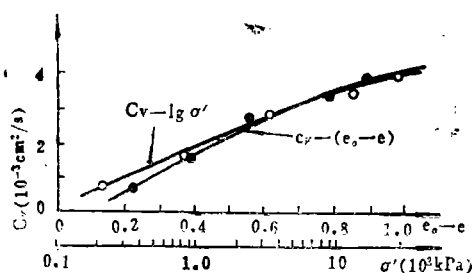


图7 高岭土的 C_v 与 σ' 或 $(e_0 - e)$ 的关系

果。现分述之: 1. C_v 随 e 的减小而略有减小; 2. C_v 随 e 的减小或 σ' 的增大而增大。图7为高岭土的试验结果。这两种情况, 也可用 C_v 的导数来讨论。由式(14)中的 C_v 对 e 求导, 可得:

$$\frac{\partial C_v}{\partial e} = C_{v0} \cdot \frac{1}{1+e_0} \cdot 10^{-(K_k - 1/C_e)(e_0 - e)} \cdot \left[1 + (1+e) \cdot \ln 10 \cdot \left(K_k - \frac{1}{C_e} \right) \right] \quad (16)$$

当 $\frac{\partial C_v}{\partial e} > 0$ 时, 即

$$K_k - \frac{1}{C_e} > -\frac{1}{(1+e) \ln 10} \quad (17)$$

满足这一条件, C_v 和 e 的变化同号, 即 C_v 随 e 的增大而增大, 随 e 的减小而减小。

当 $\frac{\partial C_v}{\partial e} < 0$ 时, 即

$$K_k - \frac{1}{C_e} < -\frac{1}{(1+e) \ln 10} \quad (18)$$

满足这一条件, C_v 和 e 的变化反号。

由于 e 的变化范围有限, 故常数项 $K_k - \frac{1}{C_e}$ 能分别满足上述二式 (17) 和 (18)。此外, 我们可以看出 $\frac{\partial C_v}{\partial e} \neq 0$ 。因为倘若存在 $\frac{\partial C_v}{\partial e} = 0$, 则有条件: $K_k - \frac{1}{C_e} = -\frac{1}{(1+e) \ln 10}$, 左边是常数, 右边是变数, 这是不可能的。但是在实际计算中, 用公式 $T_v = \frac{C_v \cdot t}{H^2}$ 来代替 $T_v = \frac{C_v \cdot t}{H_m^2}$ (后面将详细讨论), 这样 C_v 在固结过程中逐渐减小, m 也在减小, 当它们按一定比例减小时, 可以保持 C_v/H^2 大体不变, 即 C_v 基本上与 e 或 σ' 无关的情况。图 8 为郑州黄土的试验结果。

若用式 (4) 和 (8) 代入式 (13), 则有

$$C_v = \frac{C \cdot \ln 10}{C_e \cdot \gamma_w} \cdot \sigma'_0 \cdot e^n \cdot 10^{\frac{1}{C_e}(e_0 - e)} \quad (19)$$

或者

$$C_v = \frac{C \cdot \ln 10}{C_e \cdot \gamma_w} \left(e_0 - C_e \cdot \lg \frac{\sigma'}{\sigma'_0} \right)^n \cdot \sigma' \quad (20)$$

式 (19) 描述了 C_v 与 e 的关系; 式 (20) 描述了 C_v 与 σ' 的关系。从式 (20) 也可看出, C_v 随 σ' 的变化取决于 σ' 项的增大和 $(e_0 - C_e \cdot \lg \frac{\sigma'}{\sigma_0^n})^n$ 项的减小二者的综合效果。也可出现三

种情况, 如 A.M.Samarasinghe 的试验结果 (图 9), 试验表明:

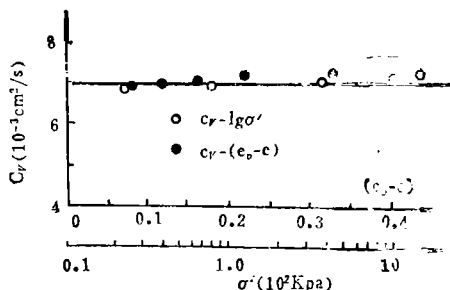


图8 郑州黄土 C_v 与 σ' 或 $(e_0 - e)$ 的关系

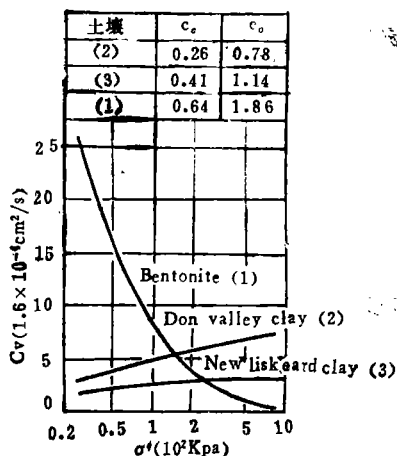


图9 粘土的 C_v 与 σ' 的关系

(一) 粘土的塑性指数越高, 其 n 值越大, 且其 C_e 值也较大 (正常压密情况), C_v 便随 σ' 的增大而减小, 像图 9 中曲线 (1)。

(二) 塑性指数较低的粘土, n 值和 C_e 值均较小, 因而 C_v 随 σ' 的增大而增大, 像图 9 中曲线 (2)。

(三) 当土的塑性指数介于上述二者之间, σ' 和 $(e_0 - C_e \cdot \lg \frac{\sigma'}{\sigma_0^n})^n$ 二项沿着相反方向以

几乎相同的速率变化, 其效用相互抵消, C_v 随 σ' 的变化很小, 像图 9 中的曲线 (3)。

必须指出: 1. 基于上述原因, 排除了次时间效应对 $\lg a_v - (e_0 - e)$ 关系的干扰。同样, 只要每类试验保持加荷速率不变, 也可排除次时间效应对 C_v 与 $(e_0 - e)$ 或 σ' 关系的干扰, 从而用连续加荷方法来研究 C_v 与 e 或 σ' 的变化关系也是较理想的, 既方便也保证了变化的连续性; 2. 塑性指数影响 C_v 随 e 或 σ' 的变化规律, 但它不是唯一因素, 还有其它重要的因素存在, 如高岭土的 I_p 较大, 但 C_v 随 e 的减小并不减小, 而是逐渐增大, 充分说明这一点; 3. 粘土的结构强度明显地影响着 C_v 随 σ' 的变化规律, 以结构屈服强度 σ_k 为临界点, 超过临界点后 C_v 产生急剧变化, 图 10 描述了有胶结强度的原状湛江粘土的压密情况和 C_v 的变化特性。

六、应变速率 $\dot{e}$ 与层厚 H 的关系

一维渗透固结引起的平均应变速率为

$$\dot{\varepsilon}_z = \frac{\partial \varepsilon_z}{\partial t} = \left(\frac{2M_V \cdot \sigma' \cdot C_V}{H^2} \right) \cdot e^{-\pi^2 \cdot C_V \cdot t / 4H^2} \quad (21)$$

上式说明：(一)平均应变速率与土的体积压缩系数 M_V 和固结压力 σ' 成正比，与固结系数的线性项 C_V 和指数项 e^{-C_V} 的乘积有复杂关系；(二)固化作用的影响随固结时间的增大而加强，因而 ε_z 随 t 增大而减小。同时，由于层厚 H 越大，渗径越长，固化速率就缓慢，促使 ε_z 减小的速率也越缓慢；(三) $\dot{\varepsilon}_z$ 与土层厚度 H 的平方相关联。

在次固结阶段，土层的平均应变速率可以从下述两种途径进行讨论。

第一，以试验结果为依据，建立如同式(2)的经验关系式，并将其对 t 求导，可得

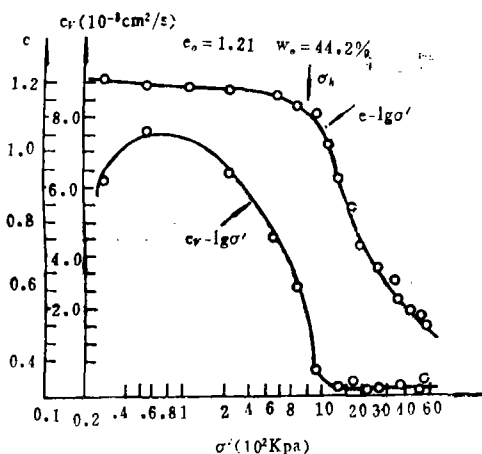


图10 原状的湛江灰色粘土 c - $\lg \sigma'$ 和 C_V - $\lg \sigma'$ 的关系

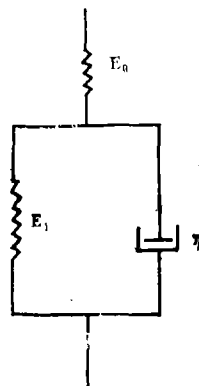


图 11

$$\dot{\varepsilon}_z = \frac{\partial \varepsilon_z}{\partial t} = \sigma' \cdot \alpha_s / [\ln 10 \cdot (t_0 + t)] \quad (22)$$

第二，根据试验曲线，建立土骨架流变模型，像广泛应用并为实践证实的三单元弗林克尔模型(图11)^[9]，其本构关系为

$$\frac{\partial \varepsilon_z}{\partial t} + \frac{E_1}{\eta} \varepsilon_z = \frac{1}{E_0} \sigma' + \frac{(E_0 + E_1)}{\eta \cdot E_0} \cdot \sigma' \quad (23)$$

当 $\sigma' = \text{常数}$ 时，其解为

$$\varepsilon_z = \left(\frac{E_0 + E_1}{E_0 \cdot E_1} \right) \sigma' - \left(\frac{E_0 + E_1}{E_0 \cdot E_1} - \frac{1}{E_0} \right) \sigma' \cdot e^{-\frac{E_1}{\eta} t} \quad (24)$$

上式对 t 求导, 得出平均应变速率为

$$\frac{\partial \varepsilon_z}{\partial t} = \frac{\sigma'}{\eta} \cdot e^{-E_1 t / \eta} \quad (25)$$

关系式(22)和(25)有下述的共同点: 1. 由于固化效应, 应变速率随时间而降低; 2. 速率是由土骨架的粘滞性所控制, 在式(22)中其参数是 α_s , 在式(25)中是粘滞系数 η ; 3. 应变速率与土层的厚度 H 无关。

七、固结指数 m 与 σ' 和 H 的关系

在渗透固结阶段, 土骨架的粘滞阻力的影响可以忽略不计, 由关系式(1)得出, 不同厚度的土层, 在相同载荷作用下, 可达到相同的固结度, 只要时间因数相同, 即

$$T_v = \frac{C_v \cdot t_1}{H_1^2} = \frac{C_v \cdot t_2}{H_2^2} \quad (26)$$

已知 K 和 a_v 是与土层厚度无关的参数, 因而由 K 和 a_v 所决定的参数 C_v , 当然与土层的厚度无关。但有人根据试验资料, 并用理论关系式 $T_v = C_v \cdot t/H^2$ 代替下述的实际关系式 $T_v = C_v \cdot t/H^m$ 进行计算, 得出 C_v 与 H 的有关结果, 这就混淆了参数之间的相互关系, 是物理概念的错误。基于 C_v 与 H 无关的概念, 在渗透固结阶段, 不同厚度土层达到相同的固结度, 有相同的平均孔隙比, 有相同的固结系数 C_v , 消去 C_v , 便有

$$\frac{t_1}{t_2} = \left(\frac{H_1}{H_2} \right)^2 \quad (27)$$

在次固结阶段, 应变速率与土层厚度无关, 故不同厚度土层达到相同应变变量所需时间也与 H 无关, 即

$$\frac{t_1}{t_2} = \left(\frac{H_1}{H_2} \right)^0 \quad (28)$$

从渗透固结到次固结是一个连续过程, 固结指数从2变化到0也是一个连续过程, 因此, 对于整个过程来说, 由于次固结的影响, 其关系式应写成

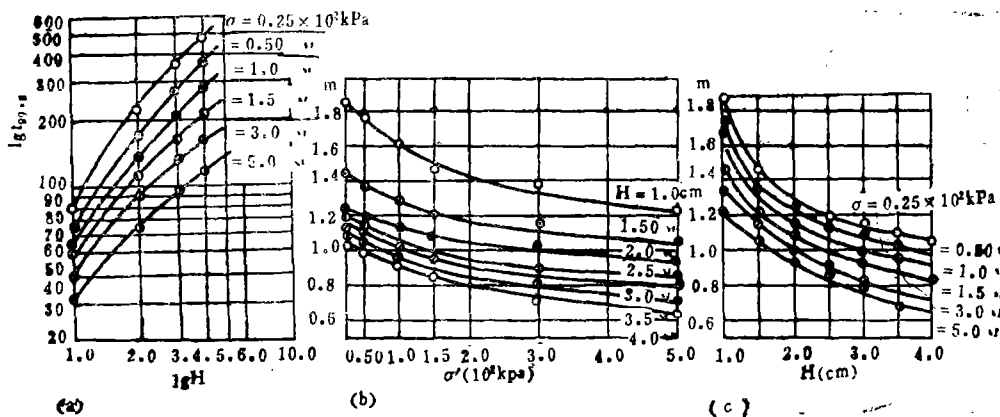
$$\frac{t_1}{t_2} = \left(\frac{H_1}{H_2} \right)^m \quad (29)$$

式中 $m = (\lg t_1 - \lg t_2) / (\lg H_1 - \lg H_2)$, 称为固结指数。

如上分析, 可以得出这样的结论: 凡是强化次固结对主固结的影响因素, 均使 m 值减

小。基于这一机理, 又可得出为试验所证实的下述推论:

(一) 不同土类的 η 值不同, m 值也不同。 η 值较大, 则 m 值就较小, 例如粘土 $m = 1.50 \sim 2.00$; 黄土 $m = 1.00 \sim 1.50$, 多数接近于 1.00^* 。



(a) 不同固结压力下 $t_{99.5}$ 与 H 的关系 (b) m 值 σ' 与的关系 (c) m 值与 H 的关系

图12 粘土的渗透固结完成时间与压力和土层厚度的关系

(二) 同一土类, 渗透固结完成时间 $t_{99.5}$ (以固结度99.5%的时间代替)与固结压力, 土层厚度的关系如图12a所示。固结压力增大, e 值减小, m 值也减小(图12b)。同理, 在一固结过程中, 随着固结度 D_c 的提高, m 值也相应地减小;

(三) 当土层厚度增大时, 二种固结效应相互渗透加剧, 次固结对主固结的影响增强, m 值随 H 的增大而减小(图12c)。

综上所述, 对于特定土类, 有特定的 m 值, 并且是固结压力和土层厚度因素的函数, 即 $m = f(\sigma', D_c, H \dots)$ 。

八、结 语

(一) 从 K 值和 a_r 值的变化规律, 导出 C_r 的变化规律, 得出 C_r 与 H 无关, 而与 σ' 或 e 有关, 并建立了相关的数学表达式。

(二) 当上层厚度不变时, 粘土固结指数 m 随有效固结压力 σ' 的增大(或固结度的提高)而减小, 同时, 当固结压力为常数时, m 值随 H 的增大而减小。

(三) 正如本文讨论那样, 在研究 C_r 与 σ' 的关系时, 应用关系式 $T_v = C_r \cdot t / H^m$, 是在 $H = \text{常数}$, $m = 2$ 的条件下进行的。因此, 在实用中, 考虑了 σ' 对 C_r 的影响, 就不须再考虑 σ' 对 m 的影响, 以免重复, 这时 $m = 2$ 。在研究 H 对 m 的影响时, 它与 C_r 没有关联, 是独立的。

* 水利电力部第五工程局试验室, 比缩试验资料汇总及分析, 1977年7月。

故在计算中,我们可考虑 σ' 对 C_v 的影响,并考虑 H 对 m 的影响。

(四) 相当多的粘土,在固结过程中, C_v 与 m 的变化方向是一致的,其影响互相抵消,因而按常用方法,假定 C_v = 常数, $m = 2$, 往往能得到较满意的结果。

C_v 和 m 的变化方向不一致的土类,上述作法就偏离实际,因而得出不能令人满意的结果,这时,必须采用实测的 C_v 和 m 值,进行计算。

(五) 许多粘土,在一个固结过程中,实际的 C_v 值随固结度 D_c 的提高而减小,当我们加以简化,采用不变的 C_v 平均值进行计算时,在开始一段时间内,将会出现实际的观测值比理论值偏大,而最后二者慢慢靠近,即理论计算的和实际观测的有一致的最终下沉量。它说明,要使理论计算与实际观测相一致,必须采用从大到小的实测 C_v 值。

参 考 文 献

- [1] Taylor, D. W., Fundamentals of Soil Mechanics, John Wiley and Sons, Inc., New York, 1958, PP. 229~234, 111~118.
- [2] Koppejan, A. W., A Formula Combining the Terzahi Load-Compression Relationship and the Buisman Seculartime Effect, Proc. 2nd ICSMFE, Vol. 1, PP. 32~37.
- [3] B. A. 弗洛林, 土力学原理, 徐志英译, 第三卷, 第53~55, 438~440页。
- [4] M. H. 戈里特什腾, 土壤的力学性质, 人民交通出版社, 1965年, 第124~127页。
- [5] Samarasinghe, A. M. etc, Permeability and Consolidation of Normally Consolidated Soils proc ASCE, Vol. 108 No. GT6, June 1982, PP. 835~845.
- [6] Bjerrum, L., Engineering Geology of Norwegian Normally-Consolidated Marine Clays as Related to Settlements of Building, Geotechnique Number 2, June, 1967.
- [7] 李作勤, 关于粘土压密类型的鉴别问题, 岩土工程学报, 1984年第1期, 第67~78页。
- [8] 黄文熙等, 土的工程性质, 水利电力出版社, 1981年, 第225~235页。
- [9] Lo, K. Y., Secondary Compression of Clay, Proc. ASCE, Vol. 87, SM4, 1961.

Analysis of Variation of Clay Consolidation Parameters

Li Zuoqin Ghen Damin Wen Xinfang

Abstract

Based on the fundamental conception of soil mechanics, by experimental research, the relation of the coefficient of permeability K to the void ratio e and that of the coefficient of compression a_v to the effective consolidation pressure σ' are first expressed for normally consolidation clays. Hence the expression of relation of the consolidation coefficient c_v to the void ratio e or the effective consolidation pressures is given. There are three typical cases of variation of the consolidation coefficient for different soils types, i.e. the value C_v decreases with the void ratio's decrease; the value C_v increases with the void ratio's decrease and the value C_v is essentially independent of the void ratio. Specific variation of the value C_v for specific soil type is pointed out. The physical foundation for the variation of consolidation index m is explained. The relationships between the value m , the effective consolidation pressure σ' and the soil layer thickness H are discussed. Finally, correlation between the value C_v and m 's variation as well as the noteworthy problems in practice are represented.