

上海软土地基的天然强度及强度增长

胡 中 雄

提 要

本文为上海软土强度试验资料的初步总结, 包括四个部分: 关于上海软土地基的天然强度; 软土在固结过程中强度增长的规律; 稳定分析中的几个问题; 上海软土地基预压的一些经验。提出了上海地区自地表以下 10~20 米范围内天然强度的经验公式; 分析了上海某厂 22 台油罐的充水预压资料; 初步探讨了在加荷过程中软土地基的固结规律。从而提出了在软土地基上应考虑适应于固结速率的最佳设计这一观点, 以减少工程投资费用。

一、关于上海软土地基的天然强度

地基土的天然强度, 是保持天然结构的土的不排水强度, 通常就是指: 三轴不排水强度、现场十字板强度或无侧限抗压强度。在正常压密的土层中, 一般具有随着深度的增加而增加的规律。

1. 上海地区地质剖面概述

上海地区自地表以下 40 米深度范围内大致可分成以下几层:

表土层 自地表以下 2~3 米, 为黄褐色亚粘土, 称为硬壳层。力学性质良好, 压缩性较低。对于中小型建筑, 要充分利用这硬壳层作为持力层。

淤泥质亚粘土 该层厚度 10~13 米不等, 天然含水量 38% 左右, 孔隙比 1.0~1.2 左右, 有效内摩擦角 $\varphi' = 32^\circ$ 左右, $c' \approx 0$ 。天然容重 $\gamma = 1.8$ 吨/米³, 力学性质比较差, 压缩性比较高。通常存在着许多水平向粉砂夹层; 因此从室内单向固结试验测定的渗透系数与现场测定数值相差很大。在某些地区该层为砂性较重的轻亚粘土(亚砂土)。

淤泥质粘土 该层厚度 12~15 米不等, 天然含水量可达 50%; 孔隙比可达 1.4。有效内摩擦角 $\varphi' = 28^\circ$ 左右; $c' \approx 0$; 天然容重 $\gamma = 1.7$ 吨/米³。此层强度最低, 压缩性最高。同样存在着许多粉砂薄层; 水平向渗透性比竖向向高得多。

暗绿色亚粘土 厚 3~5 米; 在有些地区此层可能缺失。天然含水量为 25~30%; 容重 $\gamma = 1.9$ 吨/米³; 孔隙比 0.7~0.9。强度较高, 压缩性低。通常称为硬层, 用作桩基的持力层。

淤泥质亚粘土 土层厚度 20 米左右, 天然含水量 40% 左右, 孔隙比 1.1 左右, 容重 $\gamma = 1.7$ 吨/米³ 左右, 性质与第二层相似。

2. 三轴不排水强度

土的天然强度是指土的天然结构强度。如图 1 所示, 从地表以下不同深度处取出土样进行试验; 对于正常压密的土来说, 试验之前土样 A, B, C 都处于超压密状态, 它们的前期

固结压力 (γH) 分别为 $\gamma H_1, \gamma H_2, \gamma H_3$ 。从理论上说,当施加在土样上的压力小于前期固结压力时,土样不会压缩,即不会产生孔隙压力。

从图 1(b) 所示固结不排水试验的强度包线可知,当周围压力小于前期固结压力 (γH) 时,强度与周围压力无关,强度包线为水平线。图中表示对应于前期固结压力 (γH) 的 Y 点,称为强度屈服点;这也就是前期固结压力为 γH 的不排水剪强度。图 1(c) 表示不同前期固结压力时的不排水强度包线;这表示强度随深度而增加的线性关系,这里的斜率 β 角与摩擦角在概念上是不同的。

上海软土的三轴不排水试验资料不多,但可以看到天然强度随深度呈线性变化的规律。例如图 2 为上海某厂地基土的三轴不排水强度与深度的关系;图 3 是根据 121 个三轴不

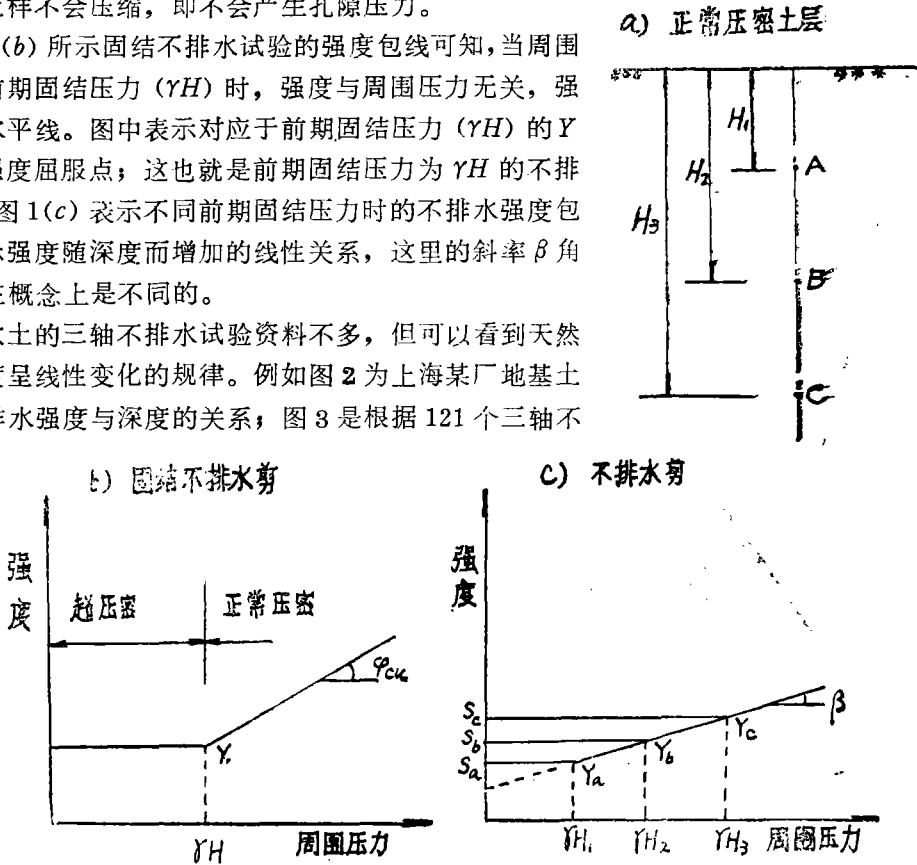


图 1 正常压密土的天然强度的概念

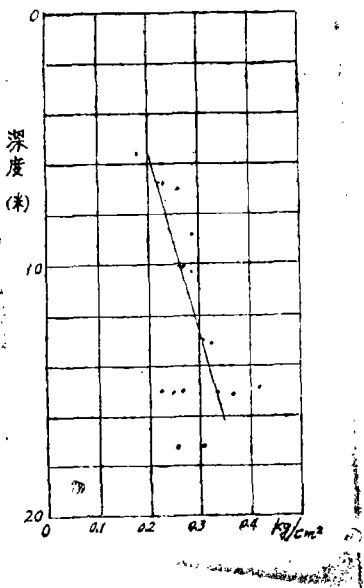


图 2 某厂地基三轴不排水强度与深度关系

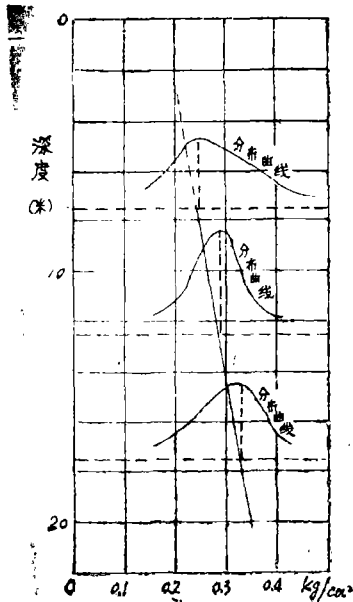


图 3 上海软土三轴不排水强度随深度变化关系

排水强度数据,分层统计得到的天然强度随深度变化的关系线。离地表 10 米以下的天然强度可用下式表示:

$$S=0.27+0.01(Z-10)$$

式中 Z 为地面下深度(米)。

3. 现场十字板强度

用十字板在原位测定软土的天然强度,是比较好的方法;虽然还存在某些缺点如应力分布复杂等,但能避免取土扰动的影响,比较直接地反映土层的天然结构和不均匀性。图 4 为某码头现场十字板实测资料 [5]。在上海地区还有不少类似的资料,不一一引述。从这些资料来看,天然强度随着深度而增加的趋势是很明显的。但由于存在着许多粉砂薄层,因而强度较分散。如果将地表以下 10 米处的天然强度与有效复盖压力之比 s/p' 作一比较(见表 1),可以看出现场实测结果,一般大于室内三轴不排水试验结果;这是由于室内试验不能充分反映出现场的天然条件,以及试验过程中受到土样扰动等人为了因素的影响。

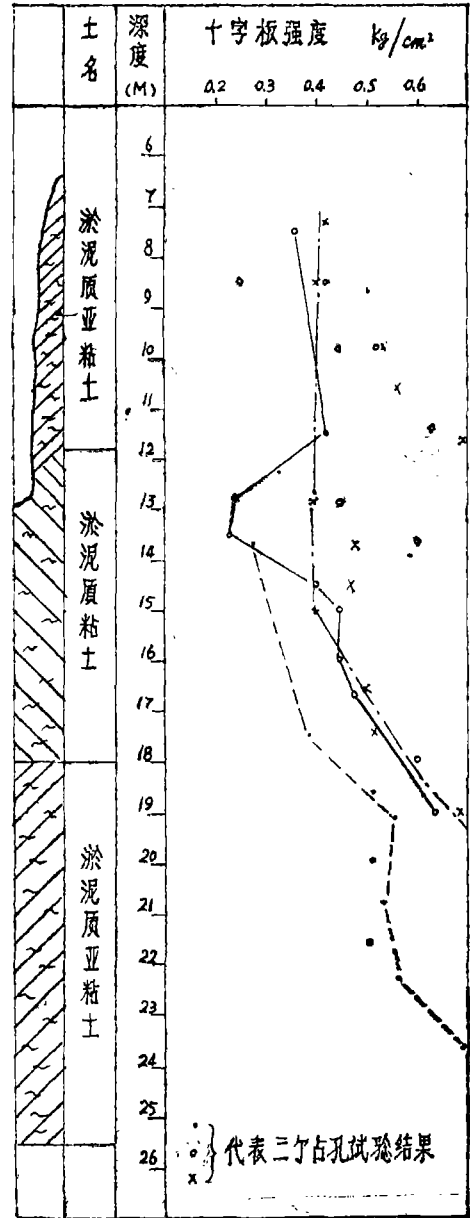


图 4 上海某码头十字板强度

无限抗压强度试验在上海做得不多,一般低于三轴不排水强度和现场十字板强度。但对于某些砂性较重的土样,无限抗压强度也可能大于用上述二种试验求得的强度;这主要是由于较大的毛细压力引起的。

4. 正常压密土的天然强度与有效强度参数之间关系 [6]

正常压密土的天然强度也可以通过测定土的有效强度参数,再按下式进行计算:

$$\frac{s}{p'} = \frac{\sin \varphi' [k_0 + A_f (1 - k_0)]}{1 + (2A_f - 1) \sin \varphi'} \quad (1)$$

或者,若取 $k_0 = 1 - \sin \varphi'$

$$\frac{s}{p'} = \frac{\sin \varphi' [1 - (1 - A_f) \sin \varphi']}{1 + (2A_f - 1) \sin \varphi'} \quad (2)$$

式中: s ——天然强度(不排水强度)

p' ——有效覆盖压力 $= \gamma' H$

k_0 ——有效侧压力系数

A_f ——破坏时的孔隙水压力参数

φ' ——有效内摩擦角

根据上海软土试验研究可知,有效内摩擦角 $\varphi' \approx 28^\circ \sim 32^\circ$,破坏时的 A_f 值,在正常压密情况下约为 0.65~0.90。将这些数值代入公

式 (2)，可以得到 10 米深处的 $\frac{s}{p'} = 0.33 \sim 0.37$ ，这与表 1 的数值比较接近 [1][7]。

10 米深处天然强度与有效覆盖压力之比

表 1

测试方法	室内三轴	现 场 十 字 板				
测试地点	——*	上海炼油厂	金山油罐区	黄浦码头	金山化工二厂	其昌码头
$\frac{s}{p'}$	0.337	0.275	0.42	0.50	0.35	0.34

* 包括不同地区的 121 个试样的统计资料

二、软土在固结过程中强度增长的规律

1. 强度增长的概念 [2]

土的抗剪强度与试验方法有关，如图 5 所示。首先，将土样在周围压力 σ_3 下固结，这时的应力为图中的 A 点，即 $p' = \frac{\sigma'_1 + \sigma'_3}{2} = \sigma'$ ， $q = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} = \frac{\sigma'_1 - \sigma'_3}{2} = 0$ 。然后在不排水条件下增加轴向应力，得到土样的强度值在 B 点；如果轴向加荷速率非常缓慢，容许土样在加荷过程中充分排水，土样的强度可以达到 C 点。AB 和 AC 分别表示固结不排水剪和排水剪的有效应力路径。BD 表示固结不排水剪在破坏时的孔隙水应力值 $u_f = B[\Delta\sigma_3 + A_f(\Delta\sigma_1 - \Delta\sigma_3)]$ 。

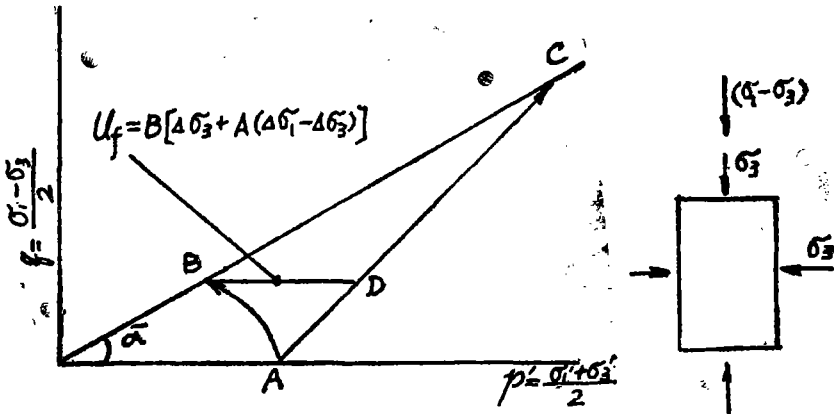


图 5 二种三轴试验的应力路径

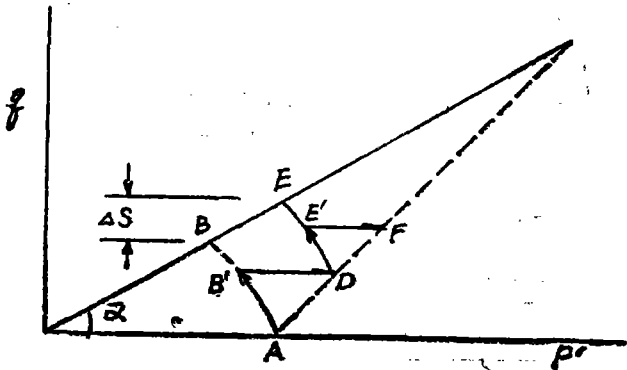


图 6 三轴试验应力路径与强度增长

这是二条理想的加荷路径。如果按图 6 路径加荷, 即在不排水条件下加荷至 B' 点, 然后土样在总应力条件不变的情况下排水固结, 使有效应力增加, 这一阶段的有效应力路径为 $B'D$ 。当土样的应力状态达到 D 点时, 再按不排水条件增加轴向荷载, 土的强度可以达到 E 点, 这里, E 点与应力路径 $AB'B$ 的 B 点比较, 强度增长为 Δs , 如图 6 所示。

2. 强度增长的计算公式 [2]

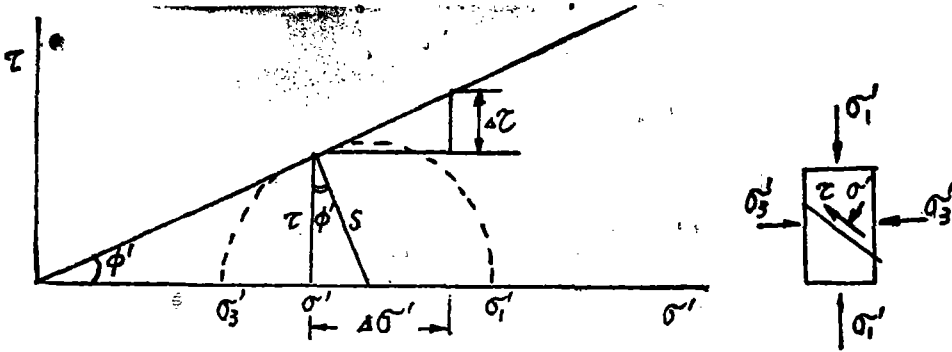


图 7 强度增长公式的推导

根据图 7 所示, 破坏面上的剪应力与大小主应力之间有以下关系:

$$\begin{cases} \frac{\tau}{\cos \varphi'} = \frac{\sigma'_1 - \sigma'_3}{2} \\ \sigma'_3 = \sigma'_1 \frac{1 - \sin \varphi'}{1 + \sin \varphi'} \end{cases}$$

则
$$\tau = \cos \varphi' \frac{\sigma'_1}{2} \left(1 - \frac{1 - \sin \varphi'}{1 + \sin \varphi'} \right) = \sigma'_1 \frac{\sin \varphi' \cos \varphi'}{1 + \sin \varphi'}$$

因为

$$\sigma'_1 = \sigma_1 - u = \sigma_1 \left(1 - \frac{u}{\sigma_1} \right) = \sigma_1 U$$

式中: u 孔隙水压力; U 为固结度。所以 τ 又可以表示为

$$\tau = \sigma_1 U \frac{\sin \varphi' \cos \varphi'}{1 + \sin \varphi'}$$

同理, 由于 $\Delta \sigma_1$ 而引起的强度增量

$$\Delta s = \Delta \tau = \Delta \sigma_1 U \frac{\sin \varphi' \cos \varphi'}{1 + \sin \varphi'} \quad (3)$$

或

$$\left. \begin{aligned} \Delta s &= K \Delta \sigma_1 U \\ K &= \frac{\sin \varphi' \cos \varphi'}{1 + \sin \varphi'} \end{aligned} \right\} \quad (4)$$

如用剪切破坏面上的应力来表示, 可写成

$$\Delta s = \Delta \sigma \cdot U \tan \varphi' \quad (5)$$

上海软土的有效内摩擦角 φ' 约等于 30° , 公式 (4) 和 (5) 可改写成

$$\Delta s = 0.289 \Delta \sigma_1 U \quad (4A)$$

或

$$\Delta s = 0.577 \Delta \sigma U \quad (5A)$$

利用能够量测孔隙水压力的三轴仪测定有效应力的抗剪强度进行稳定分析, 是比较先进

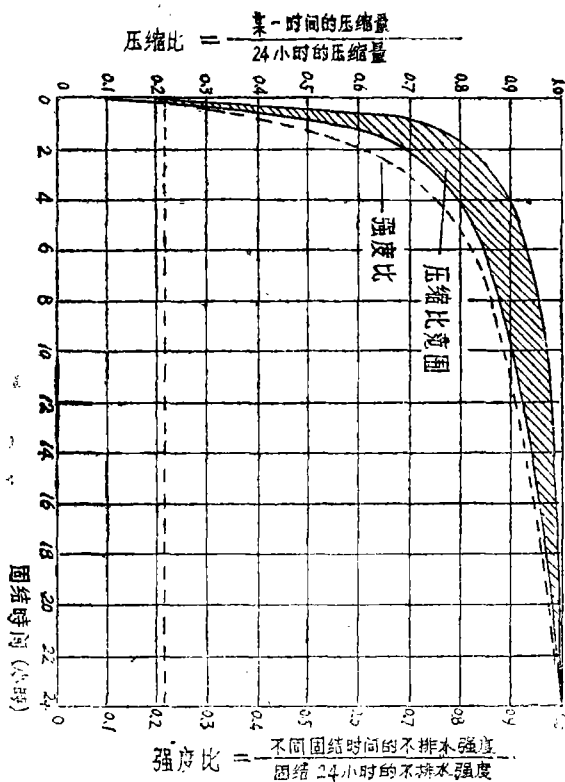


图 8 固结时间对压缩和强度的影响

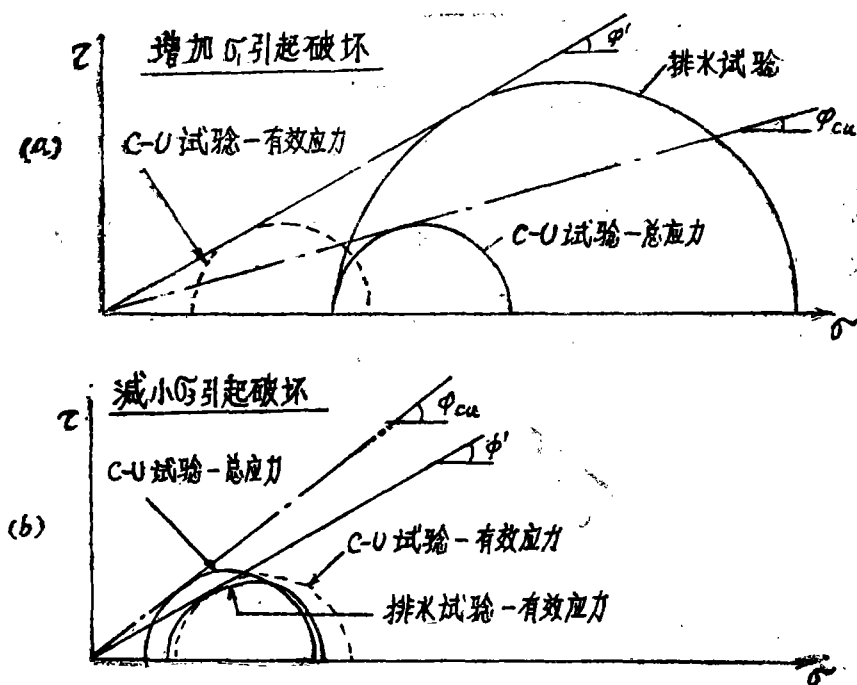


图 9 饱和粘土固结不排水试验的总应力及有效应力表示

的方法，因为孔隙水压力是反映了饱和软土的抗剪强度本质。但目前由于试验条件的限制，有时仍用总应力法进行设计，这时必须谨慎地考虑如何确定总应力强度参数 φ_{cu} 的数值，因为影响 φ_{cu} 的因素很多，容易造成较大的误差 [6]。

3. 关于固结不排水的总应力强度参数 φ_{cu} 的讨论

影响固结不排水的总应力强度参数 φ_{cu} 的因素大致有以下几方面。

固结时间的影响：对于高塑性的粘性土，这种影响尤其明显。在室内三轴试验中，常常可以发现孔隙压力指示器上已经看不出超孔隙水压力的数值，误认为试样已经完全固结；但把排水开关关闭以后，指示器上又会出现超孔隙水压力。这种现象可以持续相当长的时间，甚至达三十小时以上。如果不注意这个问题，残留的孔隙水压力就会影响试验的结果。图 8 是根据同济大学土工试验室部分资料整理的固结时间对压缩量和强度的影响。图中表示不同固结时间的压缩量与强度值对于固结 24 小时（作为标准）的数值之比，分别称为压缩比与强度比。从图中可以看出固结 4 小时的相对压缩量为 24 时的 80~90%，强度比仅为 75%。

应力路径的影响：在固结不排水试验的剪切过程中，孔隙水压力的变化与大小主应力的增量有关，即

$$\Delta u = B[\Delta\sigma_3 + A(\Delta\sigma_1 - \Delta\sigma_3)]$$

或

$$\Delta u = B\Delta\sigma_3 + AB(\Delta\sigma_1 - \Delta\sigma_3)$$

当 $\Delta\sigma_3 > \Delta\sigma_1$ 时，上式右边第二项成为负值，甚至可能使 Δu 成为负值。在固结不排水试验的剪切过程中，是不能反映孔隙水压力变化的，因此测得的强度参数会有较大的差别。图 9 表示在固结不排水试验中，当增加 σ_1 值与减小 σ_3 值导致破坏时得出的总应力参数 ϕ_{cu} 很不相同，但有效应力参数 ϕ' 相同 [6]。

三、稳定分析中的几个问题

在稳定分析中，有效应力分析法是通用的较好方法。有效应力强度参数 φ' 是不受应力路径影响比较稳定的指标。这种方法比较可靠。在用总应力法分析时，强度参数 φ_{cu} 的选择是一个十分复杂的问题。目前的常规的试验规程仅仅适用于中小型工程；对于大型工程，设计指标应该根据现场实际受力状态相适应的试验方法取得。如图 10 所示，A、B、C 三点的破坏型式是不同的，A 点的破坏型式相当于常规三轴试验；B 点的破坏是由于 σ_3 增加引起的；C 点又相当于单剪试验的破坏型式。所以在进行圆弧分析计算时，不仅要考虑到正常压密粘土的天然强度随深度增加的规律；而且要考虑到不同剪切区采用不同的试验方法。显然，在整个滑动面上采用常规试验一种指标是不合理的。

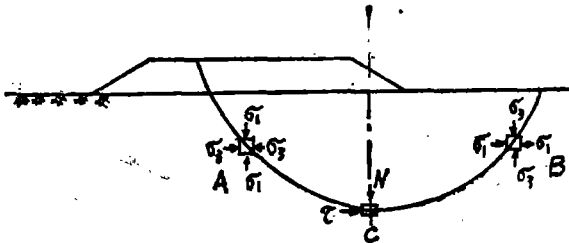


图 10 不同剪切区的破坏型式

有时为了计算方便,采用 $\varphi=0$ 法分析。但这种方法只能得出竣工时的安全系数,而有效应力法不仅能给出竣工时最小安全系数,还能得出竣工后安全系数的变化,最终得到长期稳定性的安全系数值。虽然在多数软粘土地基问题中,长期安全系数高于竣工时的数值,但是对于分级加荷,以及对于在施工过程中孔隙压力可能显著消散的情况,采用有效应力法分析是比较合理而且经济的。此外, $\phi=0$ 法只有在完全不排水的条件下才可以应用,在其他条件下这种方法在理论上是不合理的,在实践上也常导致极不合理的结论。

四、上海软土地基预压的一些经验

几十年来,利用预压的办法来提高软土地基承载力的工程不少。尤其是油罐工程的数量多,荷载面积大,有比较丰富的实测资料。它荷载明确,加荷卸荷可以任意控制,是研究软土地基固结及强度增长问题的典型性工程。现将上海某厂 22 台油罐充水预压的经验作一简单的分析。

1. 充水期油罐地基的沉降比

某厂位于上海东北角,油罐区的地质剖面如图 11 所示。除表层 4 米左右局部为黄浦江吹填土外,整个油罐区的土层分布是比较均匀的。土的物理力学性指标示于图中。

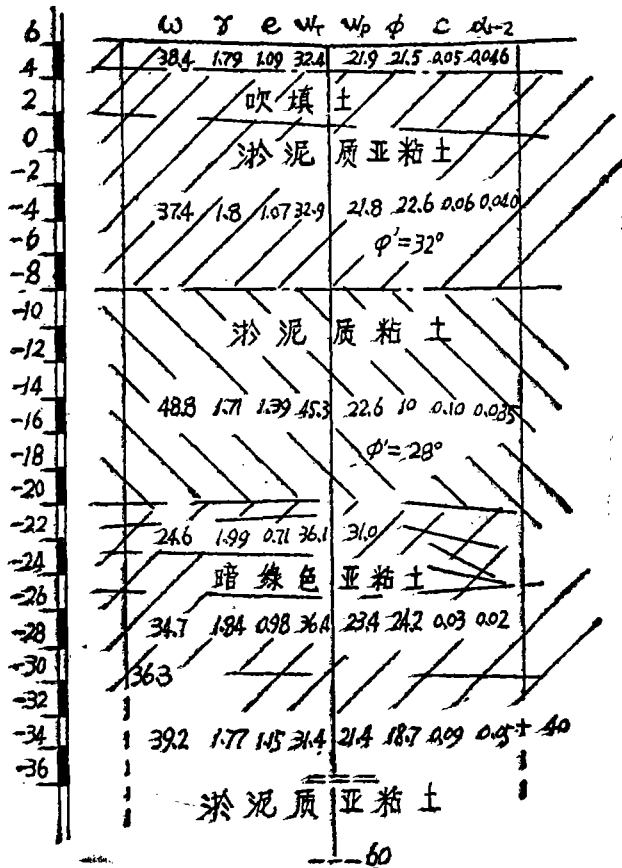


图 11 上海某厂油罐区地质剖面

考虑 22 台直径自 12.01 米至 40.65 米的油罐；荷载为 11.9 吨/米² 至 17.1 吨/米² 不等，其中荷载 11.2~11.9 吨/米² 的有 14 台，12.8~13.0 吨/米² 的 7 台，17.1 吨/米² 的一台。充水期为 40 天至 60 天，经过 4~9 年时间的沉降观测，绝大部分的沉降已趋于稳定，令沉降比 R 为充水期的实测沉降与稳定沉降（计算最终沉降值或实测推算最终沉降值）之比；22 台

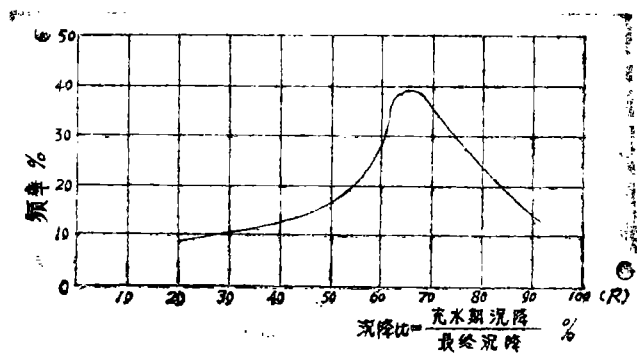


图 12 沉降比的频率曲线

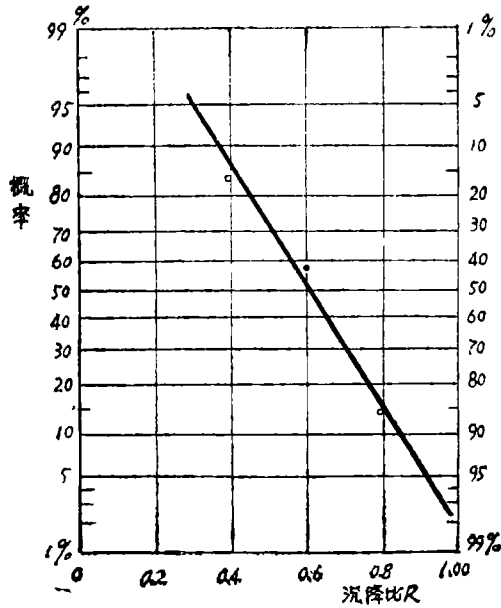


图 13 沉降比的概率分布

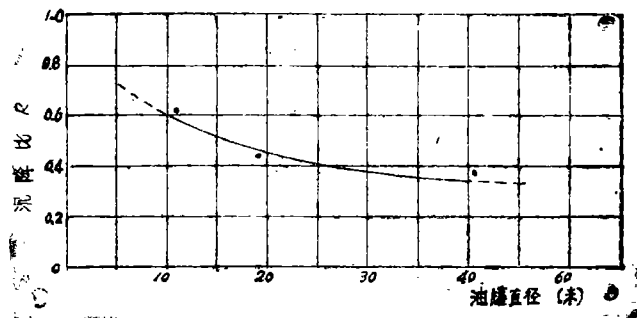


图 14 油罐直径与沉降比的关系

油罐的沉降比 R 的分布频率曲线如图 12 所示。可以看出, 有 58% 的油罐在充水期的沉降大于稳定沉降的 60%。如果把沉降比理解为地基的平均固结度, 那末 40~60 天的充水期内地基的平均固结度可达到 60%。

图 14 为沉降比 R 与油罐直径的关系。可以看出, 沉降比 R 随着油罐直径的增大而逐渐减小。例如 1050 号油罐, 直径为 40.65 米, 第一次充水自 70 年 8 月 18 日开始至 9 月 28 日共 40 天, 充水高度 8.94 米, 充水期实测沉降 37.16cm, 这一级荷载下计算最终沉降为 95.65cm; 因此充水期的沉降为最终沉降的 38.8%。

2. 从充水期实测孔隙水压力计算地基的固结度

在 1050 号油罐的地基中埋设了许多孔隙水压力测头, 见图 15。在第一次充水过程中, 荷载增量 Δp 与地基中各测点孔隙水压力的增量 Δu 以及各点的增量比 $\Delta u/\Delta p$ 列于表 2; 表 3 为第一次充水过程中, 在不同荷载等级的孔隙水压力与总荷载之比 \bar{B} 值。

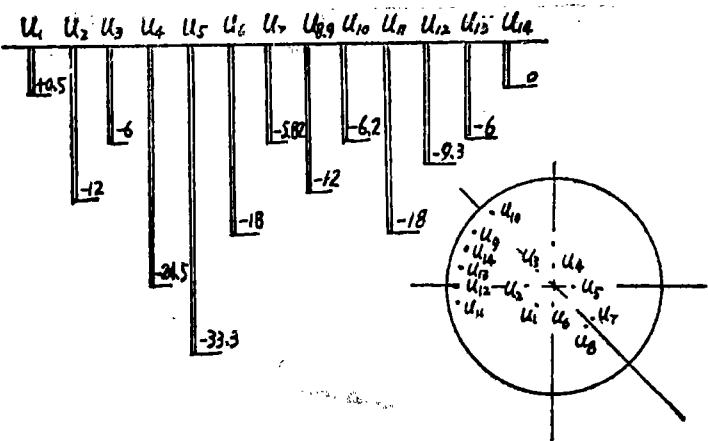


图 15 孔隙水测头埋设图

地基的固结度可近似地用 $U \approx (1 - \bar{B})$ 表示; 从表 3 可以看出, 在整个充水期内淤泥质亚粘土层的平均固结度约可达到 70%; 而淤泥质粘土层可达到 40%。这些数值均大于按沉降比 R 估算的地基平均固结度。这是由于根据实测沉降推算的最终沉降值中包括了一部分次固结变形, 因此按沉降比估算的固结度偏小了。

也可以根据表 2 的实测孔隙水压力值来估算加荷过程中地基土层的平均固结度。现以淤泥质粘土层为例, 油罐中心线下和边缘线下竖直剖面上孔隙水压力分布情况如图 16 所示; 这两个剖面上的平均固结度分别为 16.7% 和 28.4%。因此, 可以得到如图 17 所示整个淤泥质

第一次充水期

表 2

荷重增量 Δp 吨/米 ²	于泥质亚粘土层各测点的 Δu 值				于泥质粘土层各测点的 Δu 值				
	u_1	u_3	u_7	u_{10}	u_2	u_8	u_9	u_6	u_{11}
1.8	1.3	1.0	1.0	0.8	—	1.4	1.3	1.3	—
1.8	1.2	1.1	1.0	0.8	1.6	1.7	1.4	1.2	1.0
1.6	1.0	1.1	0.9	0.7	1.6	1.6	1.3	1.4	1.0
平均 $\frac{\Delta u}{\Delta p}$	0.65	0.60	0.55	0.45	0.95	0.9	0.75	0.75	1.6

荷 载* p 吨/米 ²	吹填土和于泥质亚粘土各点 $\bar{B} = \frac{u}{p}$					于泥质粘土各点的 $\bar{B} = \frac{u}{p}$ 值				
	u_1	u_3	u_7	u_{10}	平 均	u_2	u_8	u_9	u_6	平 均
5.55	0.35	0.30	0.30	0.25	0.30	0.55	0.50	0.50	0.55	0.55
2.35	0.30	0.30	0.30	0.25	0.30	0.65	0.60	0.60	0.60	0.60
8.95	0.25	0.30	0.30	0.25	0.30	0.70	0.70	0.65	0.65	0.65

* 加荷过程见图 20

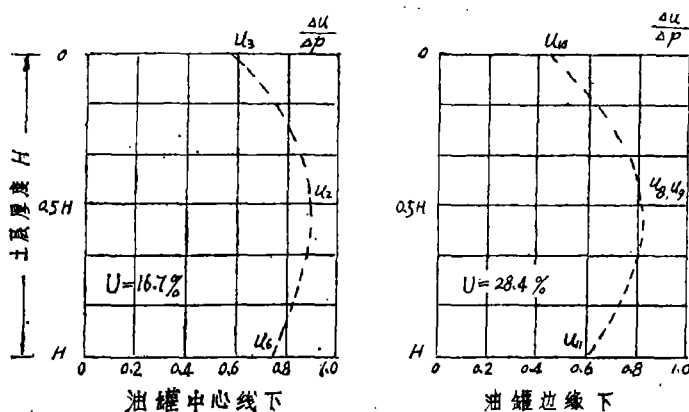


图 16 于泥质粘土层孔隙水压力分布

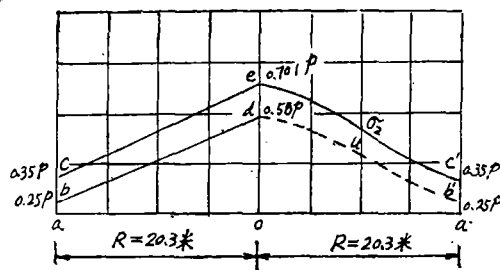


图 17 于泥质粘土层平均孔隙水压力分布图

粘土层的平均孔隙水压力分布情况。淤泥质粘土层的固结度可按式进行计算:

$$U = \frac{V_{acoc' a'} - V_{abdb' a'}}{V_{acoc' a'}} \times 100\%$$

体积 $V_{acoc' a'} = \frac{\pi}{4} \times 40.6^2 \times 0.35p + \frac{1}{3} \times \frac{\pi}{4} \times 40.6^2 \times (0.70 - 0.35)p$

$$= \frac{\pi}{4} \times 40.6^2 \times 0.47p$$

体积 $V_{abdb' a'} = \frac{\pi}{4} \times 40.6^2 \times 0.24p + \frac{1}{3} \times \frac{\pi}{4} \times 40.6^2 \times (0.58 - 0.25)p$

$$= \frac{\pi}{4} \times 40.6^2 \times 0.36p$$

$$U = \frac{\frac{\pi}{4} \times 40.6^2 \times 0.47p - \frac{\pi}{4} \times 40.6^2 \times 0.36p}{\frac{\pi}{4} \times 40.6^2 \times 0.47p} = 23.4\%$$

3. 加荷速率与平均固结度的关系

建筑物地基的平均固结度主要取决于地基的实际排水条件和荷载的增加速率；在一定的地基条件时，主要取决于加荷速率。图 18 表示二种加荷过程。固结理论的公式都是按理想（即瞬时）加荷过程推导得到的；实际上荷载总是经过一定时间逐渐施加的。图 19 表示不同加荷方式地基中某点的有效应力路径。如果荷载是瞬时施加，地基是不排水的，加荷结束时有效应力在 B 点；如果加荷速度非常缓慢，地基得到充分排水，则加荷结束时有效应力在 D 点。实际上地基是部分排水，有效应力路径必然处于 AB 和 AD 之间的 C 点。C 点落在 BD 线上哪一个位置，主要看加荷的时间和地基的渗透特性。

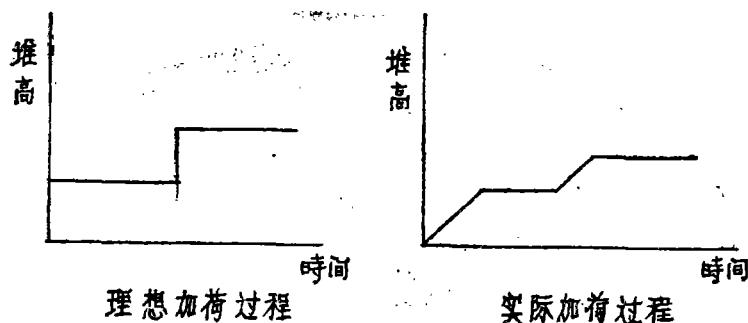


图 18 二种加荷过程

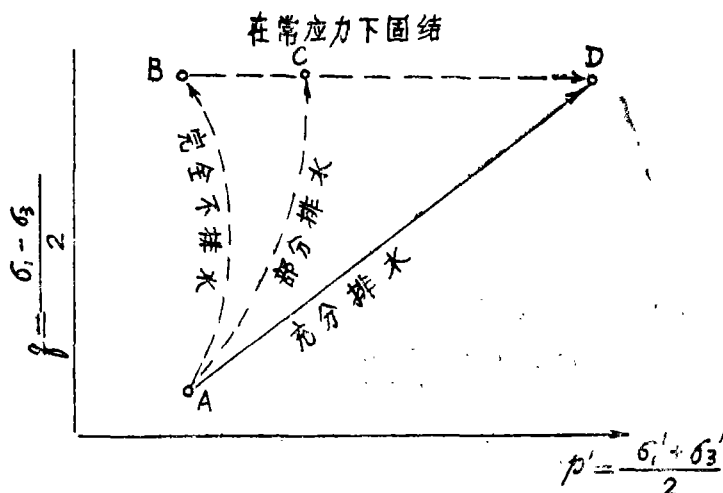


图 19 不同加荷方式的应力路径

图 20 表示 1050 号油罐第一次充水程序。通过上述计算可知，两天内增加到 1.8 吨/米²的荷载，淤泥质粘土的平均固结度可达到 23.4%；然而，自 8 月 18 日至 9 月 28 日四十天内加至 10.18 吨/米²（包括结构荷载）时，固结度可达 40%。由此可以得到加荷速率与平均固结度之间的关系，如图 21 所示。图中右边的曲线表示加荷速率与整个地基的平均固结度关系；

左边的曲线代表淤泥质粘土层的平均固结度。

在实际工程中，有时可能发生瞬时加荷的情况。但是，在只要保证所施加的荷载小于地基的极限承载力，那么，从图 22 可知，如果时间 t 相同，固结度 U_{OAB} 必然大于固结度 U_{OB} 。所以，只要有足够的恒压时间，瞬时加荷比缓慢加荷更为有利。

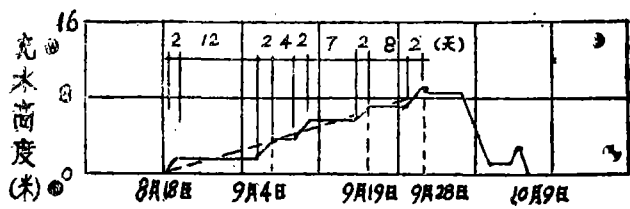


图 20 1050 号油罐第一次充水程序

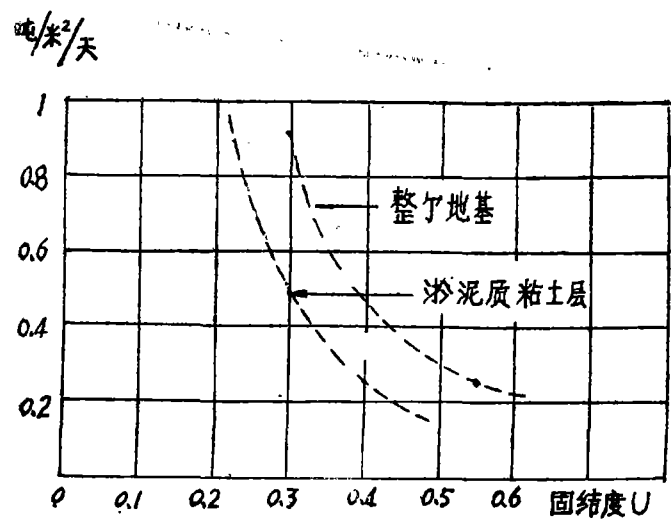


图 21 加荷速率与地基的固结度关系

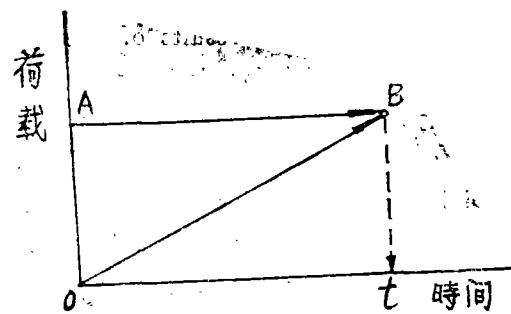


图 22 加荷方式对地基固结度的影响

本文在郑大同教授指导下完成，经俞调梅教授提出修改意见。文中有关资料由华东电力设计院、南京水科所、上海炼油厂设计室、交通部第一航务工程局设计研究院、同济大学土工试验室、上海勘察院等单位提供，特此致谢。

参 考 资 料

- [1] 同海大学地基教研室编 土力学及地基基础 1975 年。
- [2] 浙江大学地基教研室编 土力学 1973 年。
- [3] 同济大学地基教研室编 土的前期固结压力 1974 年。
- [4] 上海炼油厂等 在软弱地基上建大型油罐的经验, 1975 年。
- [5] 交通部第一航务工程局设计研究院等 上海其昌东楼码头驳岸压载试验及稳定分析报告。
- [6] 三轴试验与解决稳定问题的关系 粘性土抗剪强度译文集科学出版社 1975 年。
- [7] Wu. T. H: Soil Mechanics, 1966
- [8] Lambe, William. T: Stress Path Method, ASCE Vol. 93. No SM4, November 1967.
- [9] Lambe William. T: Methods of Estimating Settlement, ASCE Vol 90. SM, September, 1964, P43.
- [10] 土质工学会编 土质试验法 昭和44 年9 月
- [11] Skempton. A. W: The Pore Pressure Coefficients A. and B. Geotechnique, Vol. 4, 1954, P143.
- [12] 松尾稔, 河村邦夫: 软基上筑堤的施工控制图 南京水科所译, 1978 年9 月

Undrained Strength of Shanghai Soft Soils and Increase of Strength during Consolidation

Hu Zhong Xiong

Abstract

This paper is a tentative report of the results of strength tests on shanghai soft clays and silts, which may be useful for designers. It deals with following problems: (1) undrained strength of the soft soils, (2) increare of strength in the course of consolidation, (3) stability analysis problems and (4) experience from preloading the soils. A empirical formula is given for the strength-depth relationship of soils at 10 to 20 meters dcpth. analysis of pre-loading data of 22 oil tanks is also presented. It is suggested that for optimizing designs consideration should be given to rate of loading and rate of cansolidation in order to reduce construction cost.