

# 土石坝边坡稳定分析中的总应力法

陈 祖 煜

(水利水电科学研究院)

有效应力法和总应力法是边坡稳定分析中常用的两种方法。但是，实践中却对总应力法的概念有着一些模糊的看法。为此，本文拟对总应力法的概念、强度指标确定及进行滑弧稳定计算的具体步骤等问题作一探讨。

对于透水的坝体或由砂砾、堆石构成的地基，其排水条件和孔隙水压力是很明确的，实践中对这部分材料总是使用其排水条件下的抗剪强度，按实际孔隙水压力进行有效应力法计算。而本文所讨论的问题，是泛指坝体或地基中透水性很小的粘性土。

## 一、粘性土的强度理论及强度指标

正确地理解粘性土的抗剪强度及其相应的强度指标，是进行总应力法稳定分析的关键。因此，有必要对这个问题作一简略的讨论。

在土的强度理论中，摩尔-库伦强度准则是为大家所熟悉的，其表达式为：

$$\tau_f = c' + \sigma' \operatorname{tg} \phi' \quad (1)$$

式中： $\tau_f$ ——破坏面上的剪应力；  
 $c'$ ——土的有效凝聚力；  
 $\sigma'$ ——破坏面上有效法向应力；  
 $\phi'$ ——土的有效内摩擦角。

随着对强度理论的深入研究，发现该准则存在着把某种土的抗剪强度只和法向应力联系起来的缺陷。事实上，不同固结历史和应力途径将会导致不同的抗剪强度。通过对处于正常固结状态和超固结状态两种土样的研究发现，在常规的三轴剪切试验中正常固结的土样在受剪过程中，体积不断压缩，破坏时应力应变曲线中没有明显的峰值，试样也没有明显的破坏面，只看到逐渐被压鼓的现象；而超固结的土在破坏时体积膨胀，应力应变曲线上有明显的

峰值，破坏的试样有明显的剪切面(见图1)。

图1(a)、(b)中A、B分别是土样在固结排水和固结不排水条件下按式(1)总结出来的强度包线。从中可看出，同样土的强度包线并不一样，正常固结的土的强度包线基本通过原点。这说明，式(1)中的 $c'$ 和 $\phi'$ 并非常数。

为了弄清这个问题，首先对一个处于三轴应力状态的土样进行研究。假定开始时，它的应力状态处于原始压缩曲线的A点[见图2(a)]，此时的 $\sigma'_1 = \sigma'_2 = \sigma'_3 = p'_c$  ( $\sigma'_1$ 、 $\sigma'_2$ 、

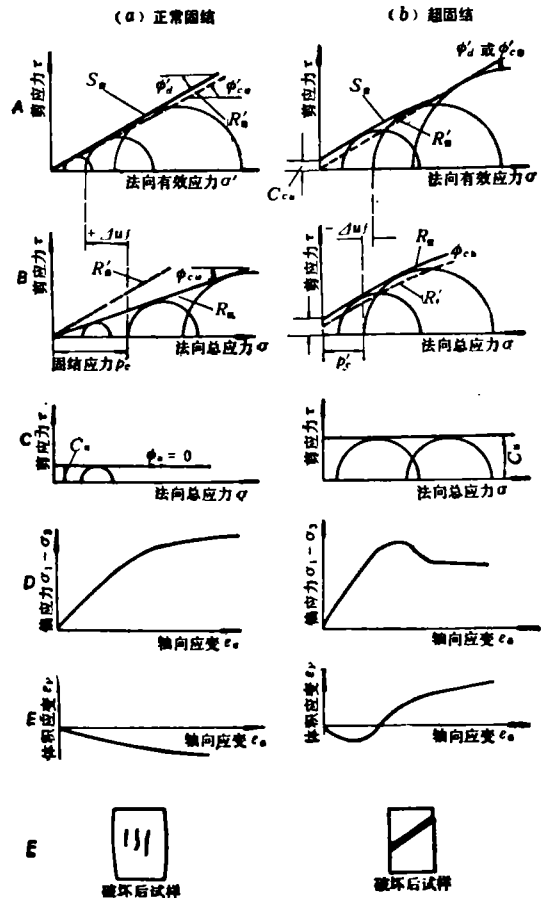


图1 正常固结和超固结土的强度和破坏特性

$\sigma'_i$ 分别为大、中、小主应力,  $p'_{c_i}$ 为平均固结应力)。用平均有效主应力 $p'$ 和偏应力 $q$ 代表土的应力状态, 即

$$p' = \frac{1}{3}(\sigma'_1 + 2\sigma'_3), \quad (2)$$

$$q = \sigma'_1 - \sigma'_3. \quad (3)$$

为了便于研究, 将原始压缩曲线上相应某一孔隙比的平均应力 $p'$ 定义为该孔隙比的等效固结应力 $p'_e$ 。例如, 土样经卸荷到C点, 孔隙比为 $e_1$ , 那么根据本定义, 土样的等效固结应力应是图2(a)中A点的相应 $p'$ 值, 即 $p'_e = p'_{c_1}$ 。

如果让该经过卸荷的土样在不排水条件下受剪, 则土样孔隙比仍然保持 $e_1$ , 经过应力途径CD最终到达D点破坏[见图2(b)]. 若不断地变化 $p'_{c_2}$ , 保证都卸荷到孔隙比为 $e_1$ , 然后进行不排水剪切, 把得到的破坏点D连起来, 就可得到破坏孔隙比为 $e_1$ 时土样超固结情况下的破坏强度线BE, 相应另一个破坏时的孔隙比 $e_2$ , 则可得到另一条与BE平行的强度线B'E'。这一组超固结土的强度线被称为伏斯列夫线。伏斯列夫线可用下式表示<sup>[1]</sup>, 即

$$q_r = c'_i + p' \operatorname{tg} \phi'_i, \quad (4)$$

式中:  $q_r$ ——破坏时的偏应力 $q$ 值;

$c'_i$ ——真有效凝聚力(该值与破坏时孔隙比 $e_i$ 有关);

$\phi'_i$ ——真有效摩擦角;

式中其它符号意义同前。

理论分析和实验资料表明,  $C'_i$ 与 $p'_e$ 成正比, 即

$$q_r = k p'_e + p' \operatorname{tg} \phi'_i, \quad (5)$$

式中:  $k$ ——比例系数;

其它符号意义同前。

对于正常固结土,  $p_e = p'$ , 故 $q_r = p'(k + \operatorname{tg} \phi'_i)$ , 表明正常固结土的强度线通过原点, 即图2(b)中的OQ线。因此, 正常固结土只是伏斯列夫强度理论中的一个特例。

根据伏斯列夫的强度理论, 土的抗剪强度不仅和材料本身性质及应力状态有关, 而且, 还和 $p_e$ 或土在破坏时的孔隙比有关。如果将式(5)

改写成 $\frac{q_r}{p'_e} = k + \frac{p'}{p'_e} \operatorname{tg} \phi'_i$ , 就可以看出,  $q_r/p'_e$ 和 $p'/p'_e$ 倒是存在着唯一的对应关系。这点不仅可以用帕利的一个试验<sup>[2]</sup>(见图3)证实, 而且, 从许多学者采用重塑土进行的大量试验中, 也可证明这一理论是基本符合实际的。

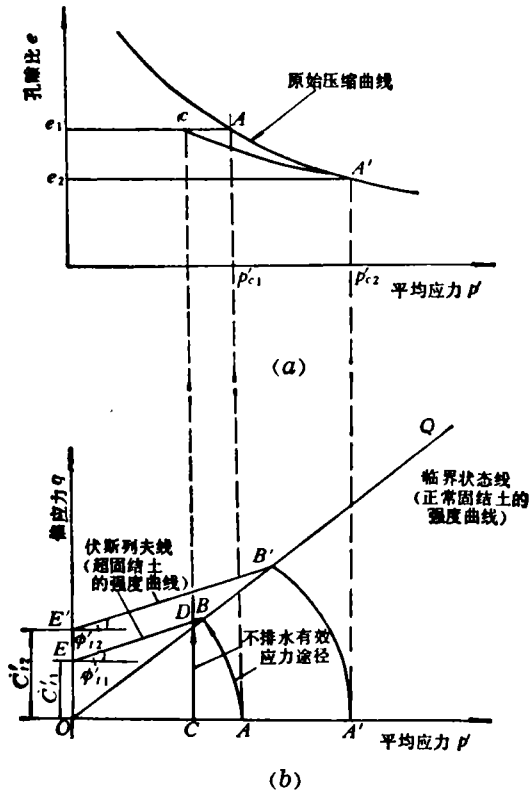


图2 正常固结和超固结土在不排水情况下的破坏

此时, 土样的孔隙比为 $e_1$ 。如果试样此时在不排水条件下破坏, 那么土样在孔隙比保持不变的条件下, 经历如图2(b)AB曲线所示的有效应力途径, 到达破坏点B。在这个过程中, 土样始终处于正常固结状态。如果土样是在一个较大的固结应力 $p'_{c_2}$ 下初始等向固结, 那么它最终在B'点破坏。把BB'等点连起来, 可以得到一个通过原点的正常固结土的强度线OQ, 通常称为临界状态线。若假定土样固结到 $p'_{c_2}$ 后, 等向卸荷到某点C, 使该土样仍然获得孔隙比 $e_1$ [见图2(a)], 那么土样处于超固结状态。

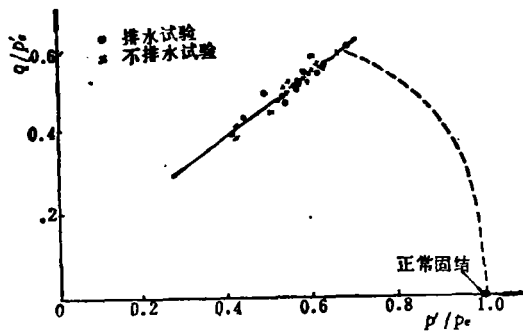


图3 超固结的土样在排水和不排水条件下到达破坏的点

虽然伏斯列夫理论比较全面地反映了影响抗剪强度的主要因素,但在使用时却存在着难于确定 $e_s$ 的困难。再加上这个理论基本上是在人工制备重塑土的试验资料基础上,没有考虑影响原位土的强度的种种复杂因素,例如重塑和扰动,各向异性,中主应力的影响等<sup>[3]</sup>,从工程观点看,仍带有近似性。因此,在实际工作中,广泛使用的仍是摩尔-库伦强度准则。不过,伏斯列夫理论为正确分析强度问题和理解总应力法概念提供了理论依据。

在设计中,用摩尔-库伦强度准则进行常规的剪切试验,整理得到的强度指标有以下几种:

- (1) 不固结不排水试验,即“Q剪”,相应的粘聚力和摩擦角指标分别为 $c_{uu}$ ,  $\phi_{uu}$ ;
- (2) 固结排水试验,即“S剪”,相应的粘聚力和摩擦角指标分别为 $c'_d$ ,  $\phi'_d$ ;
- (3) 固结不排水试验,即“R剪”,相应的粘聚力和摩擦角指标分别为 $c_{cu}$ ,  $\phi_{cu}$ ;
- (4) 测孔压的不固结或固结不排水试验,即“Q'”或“R'”,相应的有效粘聚力及有效摩擦角指标为 $c'_{qu}$ ,  $\phi'_{qu}$ 或 $c'_{cu}$ ,  $\phi'_{cu}$ 。

对上述试验的步骤和资料整理方法,可按土工试验规程<sup>[4]</sup>进行。

在总应力法中,要使用的是土的不排水强度,即“Q剪”和“R剪”的结果。

“Q剪”是模拟土石坝的防渗材料在施工期(非饱和状态)应力变化的试验。将试样制备成具有现场条件的含水量和干容重,然后在三轴应力条件下进行不排水剪切试验,按照摩

尔-库伦强度准则,以总应力为参数,总结强度指标 $c_{uu}$ ,  $\phi_{uu}$ ,

$$\tau_r = c_{uu} + \sigma \operatorname{tg} \phi_{uu}, \quad (6)$$

式中符号意义同前。

由于土是不饱和的,抗剪强度受孔隙气压、水压的影响,是十分复杂的问题,至今还不很清楚,式(6)在很大程度上带经验成份。

“R剪”是模拟饱和粘性土在荷载突然变化时的不排水强度。在三轴试验时,将饱和土在某一 $\sigma_3 = p'_c$ 条件下固结,然后关闭排水阀,不使排水,在 $\sigma_3$ 保持不变的条件下,增加 $\sigma_1$ 直至破坏,这样 $\sigma_1$ 增加了一个 $\Delta\sigma_1$ 。在 $\sigma$ 、 $\tau$ 坐标上,以 $p'_c$ 作为摩尔圆小主应力的位置, $\Delta\sigma_1$ 作为摩尔圆的直径作出该摩尔圆,如图4所示。对不同的 $p'_c$ 作一系列试验,连相应一系列摩尔圆的公切线 $A_1A_2$ ,这就是“R线”,[可参见图1(B)]。

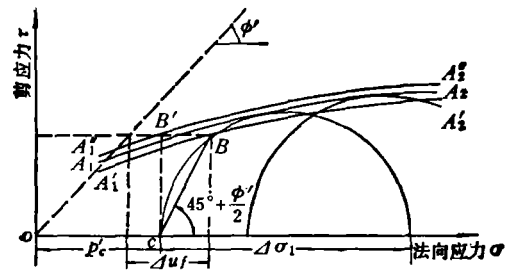


图4 “R线”的几种画法

但是,当 $p'_c$ 较小时,由于此时土样在超固结状态下破坏,有受剪膨胀的趋势,因而产生负压,结果该部分强度比排水剪(“S剪”)还大。美国陆军工程师团认为这种强度是不可靠的,还是采用较小的“S剪”强度为宜。这样就产生所谓“组合强度包线”,如图5中的折线ABC。如果把“R线”和“S线”的交点B相应的 $\sigma'_i$ 值为 $\sigma'_i$ ,把这种组合强度相应的粘聚力和摩擦角称为 $c_0$ 和 $\phi_0$ ,则有

$$\tau_r = c_0 + \sigma'_i \operatorname{tg} \phi_0, \quad (7)$$

式中 $\sigma'_i$ 是土在固结时的有效法向应力。在 $\sigma' < \sigma'_i$ 时, $c_0 = c'_d$ ,  $\phi_0 = \phi'_d$ ;在 $\sigma' > \sigma'_i$ 时, $c_0 = c_{cu}$ ,  $\phi_0 = \phi_{cu}$ 。

土的固结不排水强度指标还可以通过现场的十字板、旁压仪等试验手段测定,得到强度

$S_u$ 。从本质上看,也是属于“R剪”。 $S_u$ 的含义在第三节再讨论。

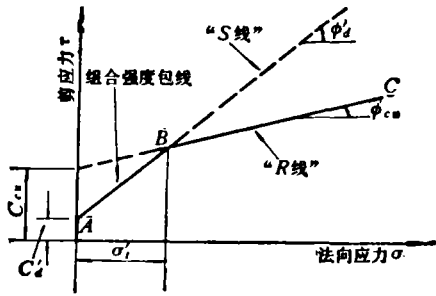


图 5 组合强度包线

## 二、总应力法的概念和粘性土的饱和和不排水强度

近代土力学发展的一个重要成果是确认影响土的强度的是土体内的有效应力而不是总应力。因此,通常需要通过试验、实测和理论分析,确定孔隙水压力,然后利用摩尔-库伦强度准则进行边坡稳定分析。

在边坡稳定分析中,孔隙水压力通常是由下面两种方法确定的:

1. 对于稳定渗流和半透水不可压缩的土(例如心墙坝上游半透水的砂壳)在库水位骤降时的情况,可以利用稳定或非稳定流的拉普拉斯方程,结合相应的边界条件,解出孔隙水压力的分布。

2. 对于可压缩、透水性小的土(主要是粘性土),在荷载发生突然变化时,由于孔隙中的水无法立即挤出,因而会产生超出最后稳定时的孔隙水压力。这类问题,本质上是固结现象,由于它涉及到土的非线性本构关系,目前还没有较成熟的理论分析方法,通常利用半经验公式  $\Delta u = B[\Delta\sigma_3 + A(\Delta\sigma_1 - \Delta\sigma_3)]$  来计算孔隙水压力。 $\Delta u$  为孔隙水压力由于  $\sigma_1$ 、 $\sigma_3$  增加了  $\Delta\sigma_1$ 、 $\Delta\sigma_3$  后而产生的增量。A、B 两个系数可通过室内不排水试验来模拟测定。因为这类问题荷载变化突然,土的渗透性又小,所以可以认为在外荷载变化时,其含水量是不变的。对于饱和土体, B 为 1.0。此类方法可用于土石坝施工期和库水位骤降期(包括地基问题中的边坡快速开挖和承载能力)。

上述第二类确定孔隙水压力的问题,归根到底,需要通过模拟现场土的固结历史和进入破坏的总应力途径的试验来测定破坏时的系数 A 和 B。在有效应力法中,再根据此值算出有效应力,确定强度。但是,试验到了这一步,土的抗剪强度已可测出,这样就可以直接把测到的强度用到滑弧稳定分析中去。这种在实验室或现场模拟实际土的应力历史和应力途径测定抗剪强度,直接使用这个强度进行稳定分析的方法,即称为总应力法。

但是,坝体内各点在运行的各阶段,总应力的变化过程实际上是难于准确地确定的,而且也不可能在实验室内对每一土单元,一一进行模拟来确定 A 和 B。因此,如果仅仅停留在这个地步,还是没有真正解决强度的问题。然而,对于饱和的粘性土在不排水条件下进入破坏,其强度却可以看作和进入破坏的总应力途径无关。

为了说明这一现象,现就某一饱和粘土地基中处于某一深度  $h$  的土单元进行研究(见图 6)。

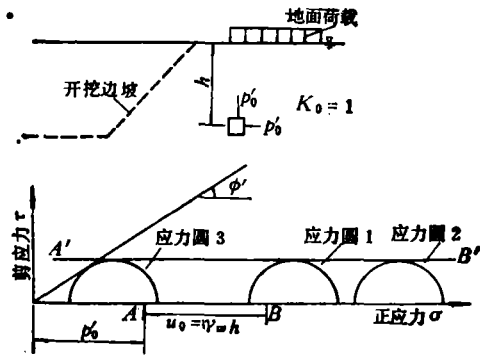


图 6 饱和粘性土的不排水强度

在初始状态,该单元的有效应力为  $\sigma'_1 = \sigma'_3 = p'_0$  (假设  $K_0 = 1$ ), 在  $\sigma$ 、 $\tau$  坐标上用 A 点表示;此时孔隙水压力为静水压力  $\gamma_w h$ , 总应力状态  $\sigma_1 = \sigma_3 = p'_0 + \gamma_w h$  可用 B 点代表。在三轴仪上,可以将原状土处于相同的  $\sigma'_1 = \sigma'_3 = p'_0$  条件下固结,来模拟现场的有效应力,并可加上反压力  $\gamma_w h$  来模拟初始孔隙水压力。

现在假定该土样在下面两种情况下达到破坏:

1. 边坡快速开挖(此时应力状态的总应力

圆如图6中应力圆1所示)。

2.地基表面突然增加一分布荷载(应力状态的总应力圆如图6的应力圆2所示)。

对于这样一种饱和粘性土在不排水情况下的破坏,不论是快速开挖还是地面加荷,土样只要达到破坏,其有效应力的变化都是一样的,其应力圆都是图6中的应力圆3。下面,用伏斯列夫理论来解释这一点:

由于土是充分饱和的,因此孔隙水压力系数  $B$  为 1。当  $\sigma_1$  和  $\sigma_3$  分别有一增量  $\Delta\sigma_1$  和  $\Delta\sigma_3$  时,孔隙水压力的增量  $\Delta u$  为  $\Delta\sigma_3 + A(\Delta\sigma_1 - \Delta\sigma_3)$ , 平均总应力的增量  $\Delta p$  为  $(\Delta\sigma_1 + 2\Delta\sigma_3)/3$ , 因此平均有效应力的增量  $\Delta p'$  为  $\Delta p - \Delta u$  即  $(\frac{1}{3} - A)(\Delta\sigma_1 - \Delta\sigma_3)$ , 当试样达到破坏时,土的平均有效应力为

$$p'_f = p'_0 + \left(\frac{1}{3} - A_f\right)(\Delta\sigma_1 - \Delta\sigma_3)_f, \quad (8)$$

式中:  $p'_f$ ——土样破坏时的平均有效应力;

$p'_0$ ——有效应力;

$A_f$ ——土样破坏时的  $A$  系数;

$(\Delta\sigma_1 - \Delta\sigma_3)_f$ ——土样破坏时的偏差应力。

由式(4)可知土在破坏时发挥的强度为

$$(\Delta\sigma_1 - \Delta\sigma_3)_f = \frac{c'_f + p'_0 \operatorname{tg} \phi'_f}{1 - \left(\frac{1}{3} - A_f\right) \operatorname{tg} \phi'_f}, \quad (9)$$

式中符号意义同前。

由于土在破坏过程中没有体积变化,故  $c'_f$  保持不变,由式(9)得知两种破坏情况有相同的  $(\Delta\sigma_1 - \Delta\sigma_3)_f$ , 即应力圆直径。进而还可以由式(8)得知两种破坏情况的平均有效应力也是一样的。所以,破坏时的有效应力的应力圆重合,都是应力圆3。

这样,就得到一个重要的结论,即饱和土体在不排水条件下破坏,其强度只取决于破坏前的固结应力(或孔隙比),而与进入破坏的总应力途径无关。如果把不同总应力途径下进入破坏的应力圆的公切线连起来,就是一条与

$\sigma$  坐标平行的水平线,如图6中的  $A'B'$  所示。这样的土就好像  $\phi = 0$ 。

针对饱和土的这一特点,在稳定分析中,可以采取以下步骤:

1.既然不排水强度和总应力途径无关,就没有必要在试验室里模拟现场真正的总应力途径(这一点实际上也是很难办到的)。只需要在试验中把土样固结到和现场相同的孔隙比,然后进行常规的不排水试验,即“ $R$ 剪”,得到的破坏时的应力圆直径,它就代表了土在现场可以发挥的强度。

2.既然已经获得了土的破坏时发挥的强度,就没有必要再使用摩尔—库伦强度准则式(1),只需直接用测得的强度进行滑弧稳定分析计算,即为对饱和粘性土的总应力分析法。

利用本节得到的结论,反过来分析一下第一节谈到的“ $R$ 线”的作法,就会发现:

1.在三轴试验中,给出的是破坏时应力圆的直径。但是,土实际上是在与小主应力成

$45^\circ + \frac{\phi'}{2}$  的面上发生破坏的。因此,真正发挥的强度是图4中  $B$  点所代表的。似乎将应力圆中相应  $B$  点的位置连线  $A'_1 A'_2$  比较公切线  $A_1 A_2$  更合理一些。这就是美国陆军工程师团关于“ $R$ 线”的作法。它和我国的规程不一样。但是,两种强度包线的位置比较接近。

2.  $A'_1 A'_2$  线的概念是,当固结应力在  $C$  点时(参见图4),其不排水强度是  $B$  点所代表的。可是在实际使用时,从来没有人绕过这样的弯,去作  $BC$  线,正确地查到其强度。因此,罗厄<sup>[5]</sup>、约翰逊<sup>[6]</sup>等人建议将  $B$  点平移到  $B'$ , 使  $B'C'$  垂直于横坐标。将不同固结应力下的  $B'$  连成一条新的“ $R$ 线”  $A'_1 A'_2$ 。约翰逊指出,强度会提高 15~20%。

截止到目前,研究的只是土样在  $\sigma'_1 = \sigma'_3$  的条件下固结的情况,实际上,坝体和地基的土一般是在  $K_0 = \sigma'_1 / \sigma'_3 \neq 1$  的条件下固结的。因此,在三轴仪上作  $K_0 \neq 1$  的试验更符合实际。对于这个问题,不少著作<sup>[5]、[6]</sup>都有过讨论,魏汝龙<sup>[7]</sup>还深入研究了土的受剪过程

主应力轴不断偏转的影响,认为不排水强度与总应力途径无关的结论不完全正确,并提出了修正的计算公式。

事实上,还可以列出一些常规试验和现有的强度理论在分析实际情况方面的不足之处。约翰逊<sup>[6]</sup>曾列表总结了各种误差因素。有些误差因素是相互抵消的。在目前的技术水平上,还只能容忍这些不精密之处。重要的是,设计者应对分析时使用的强度指标所包含的误差心中有数,这样,才能正确评定稳定分析的最终成果。

### 三、总应力法稳定分析的具体步骤

#### (一) 施工期

采用模拟现场试样的不固结、不排水试验得到的“Q剪”的总应力指标 $\phi_{uu}$ 、 $c_{uu}$ ,用式(6)计算土的强度。如上所述,由于对非饱和土的孔隙水压、气压和强度的认识并不充分,式(6)在很大程度上带有经验成分,但 $\phi_{uu}$ 、 $c_{uu}$ 一旦确定,稳定分析的具体步骤就和常规的方法一样了。

#### (二) 库水位骤降期

库水位骤降期,同时包括饱和地基的骤然加荷或边坡快速开挖的短期的稳定分析,可按下述步骤进行:

1.如果土的不排水强度 $S_u$ 是由现场通过十字板剪力仪、旁压仪等手段测得的,那么就不存在模拟土的固结历史的问题,测得的 $S_u$ 就是上面提到的饱和粘土的固结不排水强度。这种土被看作 $\phi=0$ , $c=S_u/2$ 的材料,按照常规条分法进行稳定分析。这种方法在边坡稳定分析中广泛使用,已为大家熟悉,故不赘述。

2.如果土的不排水强度是通过三轴固结不排水试验测得的“R剪”强度,那么,得到的是“S~R”组合强度包线(见图5)。抗剪强度由式(7)确定。

要确定总强度 $\tau_f$ ,必须知道土在水位骤降前的固结应力。美国陆军工程师团在确定 $\sigma'_c$ 时,先相应于骤降前的水位,进行一次条分法的稳定分析,得到相应的安全系数和沿滑弧面

的法向有效应力的分布,则这个有效应力就是 $\sigma'_c$ 。然后用式(7)确定在水位骤降情况下(如果发生破坏),在滑裂面上能发挥的强度 $\tau_f$ 。同时,再相应于骤降后的水位,用此 $\tau_f$ 进行一次稳定分析。注意,这个时候土的强度 $\tau_f$ 已经确定,和相应骤降后水位的滑弧面上的有效法向应力无关。因此,实际上将土看作是 $c=\tau_f$ , $\phi=0$ 进行稳定分析,得到水位骤降后稳定分析安全系数的最终成果。

美国陆军工程师团一直建议用组合强度包线。如果采用这一方法,上述确定骤降前的法向有效应力 $\sigma'_c$ 的计算还要分成两步。第一步,确定滑弧面上哪部分应该用“S剪”强度,哪部分应该用“R剪”强度;第二步,再根据调整好的强度指标,进行一次稳定分析,得到水位骤降前法向有效应力 $\sigma'_c$ 沿滑弧面的分布。

笔者已编成计算机程序来实现上述计算步骤,使用十分方便。该程序已用于湖南铁山水库大坝库水位骤降的边坡稳定分析。

#### (三) 地震期

地震荷载也是一种瞬时荷载,可以利用室内不排水的动三轴试验,测定 $c_{cu}$ 和 $\phi_{cu}$ 的总应力动指标,进行总应力法分析<sup>[9]</sup>。

### 四、结 语

1.土石坝坝体和地基内的孔隙水压力,在排水条件通畅的材料(如堆石和砂砾石)或在稳定渗流的情况下,容易确定。此时,不存在用总应力法进行边坡稳定分析的问题。

2.土石坝的地基和防渗体那部分压缩性大、透水性小的材料,在施工、库水位骤降、地震等情况下,由于荷载突变产生的孔隙水压(包括非饱和土的孔隙气压)是与土的压缩性和透水性有密切联系的,不能用建立在骨架不可压缩这一假设基础上的渗流拉普拉斯方程来确定。由于这个孔压难于确定,在实践中发展起来了模拟应力途径直接测定强度并据此进行稳定分析的总应力法。其中,饱和粘性土的总应力法比较成熟。

(下转第22页)

$$=0.7 \times 0.19 \times 30 = 3.99 \text{ 公斤/厘米}^2.$$

#### 四、结 语

通过试验资料的分析研究,提出以下几点粗浅的看法:

1.在考虑外水压力时,应首先查清地下水工建筑物沿线的水文地质条件。如沿线的地下水位,围岩岩石的裂隙性和透水性,节理倾向倾角,含水层的边界条件与补排关系,地下水的流态和衬砌混凝土的厚度及透水性等,以便为分析研究衬砌外水压力提供可靠的基本资料。

2.作用在衬砌上的外水压力与外水水头、围岩裂隙性态、衬砌结构型式等多种因素有关。仅以衬砌型式而言,如地下水工建筑物采用钢板衬砌,钢板的渗透性远远小于围岩的渗透性,则作用在衬砌上的外水压力等于外水全水头。假若衬砌混凝土是非常透水的,则可以认为衬砌上的外水压力几乎等于零。

3.作用在衬砌上的外水压力折减系数 $\beta$ 值与裂隙渗透系数 $k_f$ 和衬砌混凝土渗透系数 $k_c$ 比值 $k_f/k_c$ 的大小、裂隙平均宽度 $e$ 、裂隙间的距离 $b$ 有关,而且还与衬砌混凝土的厚度等因素有关。在衬砌混凝土厚度 $T$ 和 $k_f/k_c$ 比值一定时,

若裂隙的宽度 $e$ 越大、间距 $b$ 越小时,则 $\beta$ 值越大;反之 $\beta$ 值越小。

4.若 $k_f/k_c \geq 10^5$ 、 $e \geq 2$ 毫米时,则可以认为渗流作用水头在裂隙中的水头损失几乎可以不计,此时整个裂隙为一等势面;若 $k_f/k_c \leq 10^3$ 、 $e \leq 0.2$ 毫米时,则渗流作用水头基本上裂隙的渗流过程中损失掉了。这就是说,这时作用在衬砌上的外水压力 $q_0$ 等于 $\beta q_1$ ;若为断层破碎带或裂隙间距小于10厘米以下十分破碎的围岩情况时,当 $k'/k \geq 10^3$ ,则可认为外水全水头几乎全部作用在衬砌面上,而当 $k'/k \leq 1$ 时,则渗流作用水头基本上在渗流途中损失了,这时作用在衬砌上的外水压力 $q_0 = \beta q_1$ 。

5.若围岩裂隙发育强烈,而使外水压力过大,可对围岩裂隙进行灌浆处理,以减小裂隙的透水性能,降低 $\beta$ 值,从而增加衬砌的渗透稳定性。也可加设预应力锚杆来分担外水压力。

把围岩视为裂隙介质,围岩裂隙与外水压力及其折减系数之间的关系,今后尚需进行现场实际观测和理论方面的研究。

#### 参 考 文 献

Louis, C., Rock Hydraulics. Rock Mechanics, Edited By Muller, L., 1974

(上接第6页)

3.理论和试验证明,饱和粘性土在不排水情况下的抗剪强度可以看作唯一地由其固结后的孔隙比决定的。因此,可以不模拟土的受剪破坏的真实总应力途径,用常规的室内或室外不排水(快剪)试验确定这个强度。

4.在总应力法的稳定分析时,根据上面提出的指导思想,对现场十字板和室内三轴固结不排水试验成果,可分别采用 $\varphi=0$ 和美国陆军工程师团建议的方法进行分析。

#### 参 考 文 献

- [1] Hvorslev, M.J., Physical Components of Shear Strength of Saturated Clays. Research Conference on Shear Strength of Cohesive Soils, ASCE, 1960.
- [2] Parry, R.H.G., Triaxial Compression and

Extension Tests on Remolded Saturated Clay. Geotechnique, No.10, pp166—180, 1960.

- [3] 卞富宗,土的强度。水利电力出版社,1982.
- [4] 水利电力部,土工试验规程SDS01-79。水利电力出版社,1980年.
- [5] Lowe, J., Stability Analysis of Embankments. ASCE, JSMFD, Vol.93, No.SM4, 1967.
- [6] Johnson, S. J., Analysis and Design Relating to Embankments. Pro. of Conf. on Analysis and Design in Geotechnical Engineering, Vol.II, ASCE, 1974.
- [7] 魏汝龙,正常压密粘性土的原位不排水强度的计算和测定。水利学报,1984年第1期.
- [8] 美国陆军工程师团总工程师室,工程设计手册。1978年.
- [9] Seed, H. B., A Method for Earthquake Resistance Design of Earth Dams. ASCE, JSMFD, Vol.92, No.SM1, pp.13—41, 1966.