

# 怎样做好土的三轴试验

黄一平

三轴试验能够根据工程实际,控制试样的排水、测定孔隙水压力,成为工程勘察中的重要技术手段。三轴试验已成一项常规试验项目,提供土的强度指标,并向其它测试指标延伸。其间,有相当多的试验人员在实践中遇到的问题是,操作过程**费工耗时,合格率低**。三轴试验费工耗时是显而易见的。除了使用程序控制(全自动)式三轴仪可以24小时连续运转外,规范的试验程序可压缩的效率有限;合格率则包含两重含意,一是成果中至少有3个应力圆有共同的包线,或与包线接近,二是测得的强度指标与土的性状相一致。经验告诉我们,**选好土样、规范操作**,是解决问题的有效办法。本文就这样一种认识,从土样制备、测试操作和成果分析几方面,讨论规程标准的要求。

## 一. 土样——从选样制备到饱和安装

根据土力学理论,土的强度指标不仅取决于它的**固结密度、排水条件、应力历史**,也和**试验参数**有关。首先就来分析与取土、制样工序相关的要求,中心是减少对原状土的结构扰动。

1. 粘性土的状态是以塑性表述。它综合反映了土的**粒度、湿度**和在一定应力条件下固结形成的**密度**。沉积土多成层状、各向异性。因此应从多方面鉴别土样的原状性。在制样时既要选择塑性相同,也要关注土的纵向剖面,使选取的试样层状结构一致;砂土因无法钻取原状结构不被扰动的样,制备试样的方法是取扰动的砂样,按初始孔隙比(或初始干密度)的控制要求,在成模筒内击实制作。

2. 试样的大小是由土中最大颗粒决定。对于粗颗粒土或夹有粗颗粒的粘性土，尤其要注意选择。按照三轴仪的国家标准，试样有大、中、小之分，试样高度为直径的 2~2.5 倍。大试样允许最大颗粒为直径的 20 mm，中、小试样则为 6.2mm、3.9mm。粘性土中夹有个别大颗粒，可以剔除后填平。

3. 同一土样的几个试样土质均匀、结构一致，是后续试验测得的剪应力与法向力成线性的前提。为此，最好是取同层土制备试样。以小试样为例，要求钻取的土样大于 $\phi 100$ ，再用分土器剖出 3 个样；若钻取土样过小，在同层土样中只能选取 1~2 试样。对于土质结构均匀的土层可用连续取土来弥补土量的不足；当遇到土质不均匀、或土体量不足时，只得制备一个试样，按多级加载的方法试验。

4. 在物理试验中，将土看作代表矿物颗粒的土粒和其间孔隙中的气体、水构成的三相体。而在常规的三轴试验，只适用于（土粒和水）两相体。这是缘于现阶段还缺乏孔隙中气体应力~应变的测试技术。即要求试样是饱和的。规范标准为此要求：

(1) 在试样制备中必须作饱和处理。饱和的方法有三：

**抽气饱和**——在与真空泵连接的容器内盛装试样，试样在接近负一个气压环境下，释放土中的空气。然后注入无气水后再恢复大气压力，容器中的水经过由负到正的大气压力作用下，渗入土内。按照土样的透水（气）性能确定抽气时间。这种方法可以根据容器大小，批量地对试样作饱和处理。

**水头饱和**——完成试样的安装，预加 20kpa 的周围压力。提高试

样底部量管的水位，降低试样顶部量管的水位，在水头差的压力下自下而上地排出孔隙中的气体，对试样产生渗透作用。直至注入的水与渗出的水等量为止。这种方法对低塑性土较合适。

**反压力饱和**——反压力饱和是当前最有效的饱和方法。反压力是相对于试样周围压力而言，在逐级递增的压力作用下置换孔隙中的气体，或压缩孔隙中的气体使其溶解于水。在反压力饱和过程中，始终保持反压力小于周围压力，试样结构才不被扰动；每增加一级压力，测一次孔隙水压力，当孔隙水压力增量与周围压力增量之比为 1 时，试样饱和。这种方法可以达到试样完全饱和。尽管如此其缺点也是明显的，一是需要增加一套压力控制装置，二是占用仪器时间长。因此生产性试验室很少采用。

上述饱和方法时常是综合运用，例如先作抽气饱和，试样安装后经过检测饱和度不达标，再使用水头饱和或反压力饱和。江南地带的地下水位较浅，土样多呈饱和状。从野外取样到室内制样各环节，注意保持土样的原状性十分重要。把制备好的试样置于水槽中保存。

(2)对于饱和土，其含水量不变体积也就不变。因此在不固结不排水试验中，应变过程试样的面积计算，就是基于这样的认识。同理，排出的孔隙水量等于试样体积的变量。由于在装样操作中常要注水排气，使得依量管读数算得的排出水量往往大于体积变量。因此以称取试验前后试样的质量，就非常必要。

5. 准确测试孔隙水压力，是三轴试验的一项重要技术。不仅要求试样是饱和的，还要求试样的安装操作来保证。孔隙水压力的测量

是依据静水力学的帕斯卡原理，通过水力连系把试样内的孔隙水压力引伸到压力测试装置上。为保证孔压能够灵敏传递和准确测试，不仅在安装试样时要使用无气水，还要对试样上下的透水石、周围与乳胶模间的缝隙，连接管路等所有衔接处，作彻底的排气操作，以提高水体的刚性。做好这一点要求试验者有操作经验和细致责任。

6. 为了缩短孔隙水压力的传输时间，加速排水，可在试样周围贴滤纸条。滤纸条的宽度约为试样直径的  $1/5 \sim 1/6$ ，上下与透水石相连。若要作反压力饱和，则滤纸条中间必须断开。滤纸覆盖的面积不大于试样表面积的 50%。

## 二、试验——从仪器调试到测试参数

1. 根据试验对排水的要求，选择组成测试系统的部件。

(1) 根据试样大小和测试要求配置压力室。按试样尺寸区分，有大（ $101 \times 200$ ）、中（ $61.8 \times 125$ ）、小（ $39.1 \times 80$ ）三种规格；按周围压力区分，有高（6Mpa）、中（ $>2$  Mpa）、低（ $< 2$ Mpa）之分。对压力室的检查要求各连接部件在额定压力下不泄漏；活塞杆提升后能在自重下从活塞套里自由落下。

(2) 压力控制系统是一种伺服稳压控制装置。试验中无论试样如何变化，始终要维持输出压力的恒定值。如果需要做反压力饱和时，就要配置两套稳压控制装置。以便经过排水管向试样施加恒定的反压力。整个系统须在试前用无气水做彻底的排气处理。

(3) 轴向应变控制系统与试验机一体。主要是控制轴向（大主应力）应变速率的机械装置，调速范围通常在  $0.0022 \sim 4.5$  mm/min。最大轴

向承受力须要与压力室的额定压力匹配，通常在 10-60kN 之间。

(4)测量系统随着计算机应用的普及，计量技术快速发展。各种先进的电测手段，全面取代传统的测量装置。对试验人员具有符合型技能的要求更为迫切。

#### a . 孔隙水压力测量装置

现在普遍用压力传感器取代零位指示器测试孔隙水压力。从压力室底座排水孔经孔压阀门、再连接传感器，组成管路通道。从试样安装到试验结束，保持通道不含空气。国标对通道水的刚性有明确规定，要求孔隙压力量测系统的体积因数小于  $1.5 \times 10^{-5} \text{cm}^3/\text{kpa}$ 。

(体积因数——孔隙压力系统在单位压力作用下的体积变化量)

对这一标准的直观解释是： $1.5 \text{mm}^3/100 \text{kpa}$  ( $=1.5 \times 10^{-5} \text{cm}^3/\text{kpa}$ )

#### b . 轴向力测量

采用电测后，力传感器逐渐取代测力环加位移传感器，作为轴向力的测量装置；水下荷重传感器是今后仪器改进的方向，因为它无须考虑活塞与轴套之间的摩擦影响因素。无论使用何种装置须选择量程相近、在校验期内的量具，可以减少测试误差。

#### c . 位移测量

现在大多采用位移传感器取代百分表，以适应电测和数据采集的需要。在程序控制（全自动）型仪器中，由于采用了步进电机驱动轴向应变，因此也可以精密计算轴向位移量。

#### d . 体积变化测量

传统的三轴仪使用双层体变管，细长型玻璃量管测量试样的体积

变化量；在数据采集的电测中，使用差压传感器；先进的程序控制（全自动）型仪器，采用精密数字活塞和高压电磁阀、高压快速接头组合的压力控制器，可以计算到 1%ml 的体变量。

(5)对透水石、各管路及连接部位作排气处理；选择符合规格的滤纸、乳胶膜、经过排气处理的蒸馏水备用。

## 2. 设置合理的试验参数

(1)周围压力系列（ $\sigma_3$ ）须按工程实际荷载设置。其中，最小级应略大于上覆土层自重压力下的侧压力，最大级应略大于实际承受的最大压力（上覆土自重压力加附加压力）下的侧压力。因此，需要计算上覆土体的自重压力，估算地基上部的附加压力，土的静止侧压力系数可以取经验值。

(2)轴向应变速率。原则上粉土、砂土可稍快，粘土要慢些。在实际操作中还将应变速率换算成轴向上升速率 mm/min:

UU 试验不测孔压，应变速率可稍快，取 0.5-1%/min（如  $h=80\text{mm}$  为 0.4-0.8mm/min）；CU' 试验要测孔压，为使试样底部的测值与上部孔压一致，要视土的粒度、密度选择相宜的应变速率。对一般粘性土较 UU 试验慢 1/10，即 0.04-0.08mm/min；CD 试验测的是土有效应力。要维持孔隙水压力为零，须选择很慢的应变速率，确保单位时间轴压增量产生的孔压得以消散。通常小于 0.012mm/min。

(3)试验终点的预设，对于程序控制十分必要。如按应力峰值判定，当峰值出现后，继续剪 3-5%的轴向应变结束；若无峰值出现，就按最大应变设定，按规范选择 15-20%结束试验。

(4)其它试验参数，要根据控制试验软件的设置而定。

3. 由于数据采集技术已经普及，操作人员只要做好试前的安装、调试，剩下的工作就交由程序控制完成。

(1)三轴试验是在周围压力不变的条件下，施加轴压。试样的面积随着轴向应变改变，因此试验零点是否存在虚假接触，不仅影响试样的应变，还影响试样的应力。在试样安装调试中力求克服虚假接触现象，对于变化直观的量表，按照目测调整零点；对于无法直观的量表则采用动态调整，即按应力应变曲线的变化确定。

(2)关于一个试样多级加载的三轴试验

多级加载三轴试验的原理是，首级围压下试验终止时，试样破坏面倾角形成、粘聚力  $C$  被克服，在后续各级围压 ( $\Delta \sigma_3$ ) 下的试验只是扩大破坏面，并不改变倾角。这一试验所需土样少，测试周期短，没有各试样间不均匀的弊端，应力随应变成线性增长规律好。因此受到许多试验人员的热衷选用。

但是，在试验中土的应变过程，并不都有应力峰值出现，就须从应变的要求来决定破坏点。对于每级加载测试中，在缺乏完整应力应变记录时决定试验终点，就成为掌控的关键。恰到好处的做法是，将要破坏还没破坏时终止轴压。而做到这点绝非易事，对于缺乏经验的操作者尤其如此；还有，分级加载是一种连续的试验。为了避免次级围压加后土样出现预应力状态，所加围压要大于前级大主应力极值。如果首级围压稍大，最终的围压会大大高于实际，甚至超出仪器的额定值，并难和“2. (1)”的要求一致；此外，还有方法的适用性、一

个试样的代表性等问题，以及学术上的其它不同意见，规范标准只限于无法切取多个试样的特殊情况下采用，并不建议取代常规方法。

多级加载三轴试验的操作要点是：

a. 首级围压下会经过较大轴向应变（5~10%）破坏面倾角形成。后续各级围压下的试验，只经历不大的轴向应变（2~5%）就达到或接近稳定的轴向应力。因此朱思哲\*认为，后续各级加载试验，可以适当降低应变速率，以便操作者有充分时间判断测试终点。

b. 前一级试验终点的试样高度和面积，就是后一级加载试验时的初始高度和面积。

c. 施加次级围压试验时有两种方式：

其一，不卸除前级试验终了时的轴向压力，直接施加下一级围压。待施加次级轴向压力之前，将稍有变化的轴向压力值调整至前级轴压终了时的读数。此法适用于蠕变变形小的砂土、密实粘土。

其二，前级试验终了时把轴向压力卸至零（试样与活塞脱离），再施加下一级围压。可防止前级轴向压力对试样产生的轴向蠕变。施加次级轴向压力时仍从零开始直到本级稳定值。此法适用于 CU、CD 试验，以及含水率大、密度低的软土。

d. 第一级围压不宜过大（如 50kpa），第二级和以后各级围压，应等于或大于前一级围压下破坏时的大主应力（ $\sigma_1$ ）。防止试样出现预应力现象。

e. 每级试验的终点，是多级加载三轴试验中难以掌控的标准。以下几种现象，可供终结本级轴压而转入下一级试验时参考：



- ※ 试样出现可见的滑动面；
- ※ 主应力差与应变关系曲线上，出现平缓或显示峰值；
- ※ **根据经验**，预先设定三级轴向应变的近似值：如 10%、15%、18%，或 16%、18%、20%；
- ※ 对于 CU 试验，最大有效主应力比 ( $\sigma'_1/\sigma'_3$ ) 的出现可作为加荷标准；
- ※ 在 CU 试验中也可在最大孔隙水压力出现作为加荷标准；
- ※ 在 CD 试验中，体积变化（趋于稳定）量可作为加荷标准；
- ※ 根据应力路径的测点趋于密集时，表明试样已接近或处于临界状态。

### 三、成果——从峰值判定到性状分析

1. 成果计算整理如今都有专门的软件处理。但是操作人员必须知道其内容和过程，以便给以必要的干预和修正。

(1) 试样高度与面积的校正计算，包括两部分：其一是试样固结后的高度和面积；其二是在轴压下各应变阶段的高度和面积。

由于试验中的“不固结”可理解为**不改变试样原来的有效应力**；试验中的“不排水”是指对**试样加压后不再发生固结**。因此

对于 UU 试验，试样在试前、试后的含水率不变，其体积也就不变。各应变阶段的面积就可以根据高度计算；同理，在不同围压下，试样原来的有效应力也未改变，只有孔隙水压力随着应力、应变的变化而改变。所以各级试验的剪应力并无变化。

在 CU、CD 试验中，经过排水固结后的试样，体积已经改变。根

据试样是在等向固结条件下产生的体积变化,认为**试样固结后的轴向应变和径向应变相同**。基于这种认识,就可以其**固结排水量**计算固结后的高度、面积。CU 在随后施加轴向应变中,试样含水率并不改变。其各应变阶段的高度、面积,就按 UU 试验的方法、根据固结后的高度和面积计算各应变阶段的高度和面积;而 CD 试验在施加轴向应变中,含水率随之改变,就须根据各应变阶段的体积变化量,推算其高度和面积。

由于试样两端所受到的束缚,受轴向压缩后呈鼓形状。为简便计算,以该应变下与试样等高、同体积圆柱体的截面积,作为鼓形试样的平均面积。

(2)计算轴压下的各应变  $\epsilon_i$  阶段的应力  $\sigma_i$ 。各应变  $\epsilon_i$  阶段的轴向力是实测的,再用该应变下的面积计算出相应的总应力  $\sigma_i$  (UU 试验),或有效应力  $\sigma'_i$  (CD 试验)。以及相应的偏应力。

(3)在 CU 试验中,如果实测孔隙水压力,须要分别计算各应变  $\epsilon_i$  阶段的总应力  $\sigma_i$  和有效应力  $\sigma'_i$ , 以及相应的偏应力。

(4)根据以上数据成果,分别绘制各种应力~应变曲线,其中的应力包括主应力差 ( $\sigma_1 - \sigma_3$ ), 有效主应力比 ( $\sigma'_1 / \sigma'_3$ ), 和孔隙水压力  $u$ 。根据应力~应变曲线的特征,可以粗略判断土的性质。正常固结粘土、粉

细砂的曲线近似双曲线型。这种类型的曲线称为加工硬化型曲线(如图 1);超固结粘土和密实砂所得的试验曲

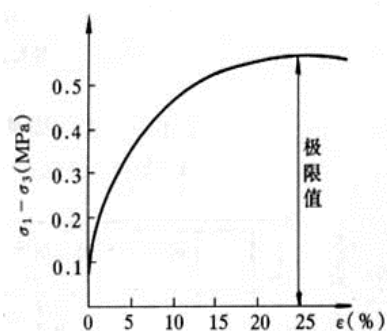
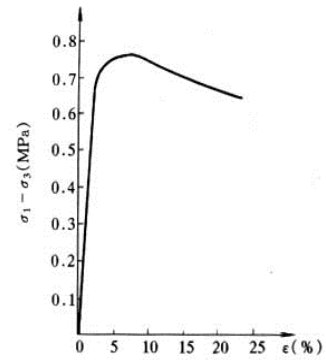


图 1

线具有峰值。主应力差超过峰值后逐渐下降,直至一极限值—土的残余强度。这种曲线性状称为加工软化类型曲线(如图 2)。应力~应变曲线的一个重要作用是为判定破坏点提供图形依据。



## 2. 判定破坏点是成果整理的关键

(1)应力应变曲线是判定破坏点的依据。

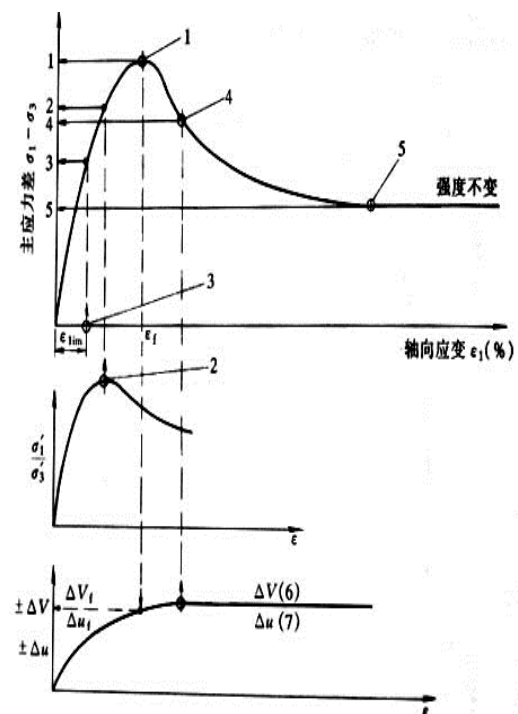
图 2

a. 峰值主应力差  $(\sigma_1 - \sigma_3)_f$  表明试样的结构达到了破坏。由于它容易确定, 往往成为首选的破坏标准(如图 3);

b. 在有效主应力比  $(\sigma'_1 / \sigma'_3)$  里, 考虑了孔隙水压力变化的因素, 因此最大有效主应力比  $(\sigma'_1 / \sigma'_3)_f$ , 是 CU 试验里判断破坏的重要标准。严重超固结的粘土在剪切时, 孔隙水压力发生短暂的升高后, 随着应变的增大而迅速下降。

$(\sigma'_1 / \sigma'_3)_f$  比  $(\sigma_1 - \sigma_3)_f$  出现得早(图 3); 正常固结土在达到  $(\sigma_1 - \sigma_3)_{\max}$  时, 孔隙水压力基本保持不变, 二者确定的结果相差不大。但是灵敏的软粘土, 轴向应变  $\epsilon_i$  往往很大, 以最大有效主应力比  $(\sigma'_1 / \sigma'_3)_f$  作为破坏标准较为方便;

c. 根据笔者的经验, 在低塑性土试验中如  $(\sigma'_1 / \sigma'_3)_f$  和



土的各种破坏标准

1—峰值; 2—最大主应力比; 3—极限应变; 4—临界值;  
5—残余值; 6—体积不变(排水); 7—孔隙压力不变(不排水)

图 3

$(\sigma_1 - \sigma_3)_f$  都难以判断时, 可以选择孔隙水压力  $u_{max}$  作为判断破坏的标准。按照有效应力原理, 当孔隙水压力达到最大时, 有效应力最小。

以  $u_{max}$  判定破坏是安全的;

d. 以应变的大小作为确定强度的标准, 即所谓极限应变。在常规试验中, 当应力应变曲线无峰值、无稳定值时, 以极限应变对应的主应力差作为取值标准, 规范中宽泛的取  $\varepsilon_i = 15\%$  (图 4)。

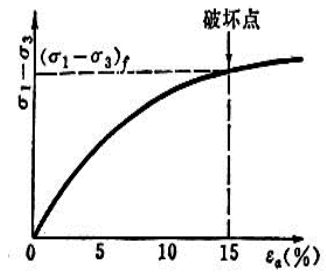


图 4

若与建筑物对结构的灵敏度要求相结合考虑取值, 更合理;

e. 临界值是按试样在剪切过程中, 其体积变化或孔隙压力达到稳定值, 取稳定值起始点相应的应力作为破坏标准。该标准综合考虑了体积、主应力和应变三者。由英国学者建议、我国土工前辈朱思哲教授介绍。

(2) 在  $(\sigma'_1 - \sigma'_3) / 2$  为纵坐标,  $(\sigma'_1 + \sigma'_3) / 2$  为横坐标, 绘制的有效应力路径曲线上, 破坏点也在一直线上。该直线与摩尔园相割, 直线与横坐标之间的夹角  $\alpha$ 、在纵坐标上的截距  $d$ , 可通过下式换算成内摩擦角  $\varphi'$  和凝聚力  $c'$ :

$$\varphi' = \sin^{-1} \tan \alpha \qquad c' = d / \cos \varphi'$$

详细推导见三轴试验相关理论知识图 9。此法也适用于推求总应力的  $\varphi_u$  与  $c_u$ , 或  $\varphi_{cu}$  与  $c_{cu}$ 。用应力路径分析试样的破坏点, 关键是要熟悉应力路径曲线的形态, 所反映土的应力状态。

## 2. 土的抗剪强度性状

常规三轴是用同一种加荷方式, 在不同排水条件下的试验。

天然沉积土的强度，除了受固结强度、排水条件的影响外，在一定程度上受它的**应力历史**的影响。上述基本认识对了解影响土抗剪强度的因素、研究粘性土强度的性状十分必要。

#### (1)砂土的性状

影响砂土抗剪强度的主要因素是初始孔隙比（或初始干密度），其次是**颗粒形状、表面糙率**和**级配**。松砂受剪时发生剪缩（体积减小）；紧砂受剪时开始稍有剪缩，继而因颗粒间的咬合作用发生剪胀（体积增加），但是这种剪胀趋势随着周围压力的增加而逐渐消失；在高周围压力下，不论砂土松紧如何，受剪时都将发生剪缩。

饱和砂土在低的周围压力下作不排水剪时，紧砂为了抵消受剪时的体积膨胀趋势，将产生负的孔隙水压力使有效应力增加。这就导致同一种砂土，在相同的初始周围压力下，CU 试验测得的有效应力强度比 CD 试验的高；反之，松砂为了抵消受剪时的体积压缩趋势，将产生正的孔隙水压力使有效应力减小，CU 试验测得的有效应力强度比 CD 试验的低。

由于砂土的渗透性强，在工程现场的受剪过程，无论加荷快慢，实际上都处于固结排水状态。一般说来，砂土的强度包线为通过坐标原点的直线。可表达为  $c=0$ ， $\tau_f = \sigma \operatorname{tg} \phi$ 。同一种砂土在相同的密度下，饱和时的内摩擦角比干燥时小  $2^\circ$  左右

#### (2)粘性土的性状

从天然土层中钻取的或人工制备的试样，总是具有一定的强度。如果从未发生过固结的饱和土，事实上其性状如同泥浆，有效应力等



量关系表达的含水率可能不变，但对应力的影响不容忽视。软土测试结果的影响尤其明显。有关专家建议试前先在天然土层有效压力（河海大学老师认为取有效压力的 85%左右）的作用下固结，以恢复原来的应力状态。

由于 UU 试验通常不测孔隙水压力而忽视了土样不饱和对试验成果的影响。欠饱和或不饱和的试样，试样孔隙中的气体，在压力作用下体积压缩或溶解于水中，导致孔隙体积减小、试样体积压缩、有效应力随着  $\sigma_3$  增大，不排水强度也随之增大。 $\sigma_3$  越大，则空隙水中溶解的气体越多，试样饱和度随之增大，包线逐渐平缓，因此摩尔圆包线呈曲线状。其次，偏应力依然按试样初始体积计算也会增大成果的误差。此时以直线表示的包线使  $\phi > 0$ 。

### b. 固结不排水 (CU) 试验

土的初始有效固结应力及其应力历史，对不排水抗剪强度的影响，图 6 (a) 中剪前初始有效固结应力与剪前初始孔隙比  $e$  的关系曲线中， $a \rightarrow b \rightarrow c \rightarrow d$  线段表示正常固结过程，当试样处在该线上，属正常固结状； $c \rightarrow e$  线段为卸荷回弹过程，当试样出在该线上，则属于超固结试样，它的前期固结压力

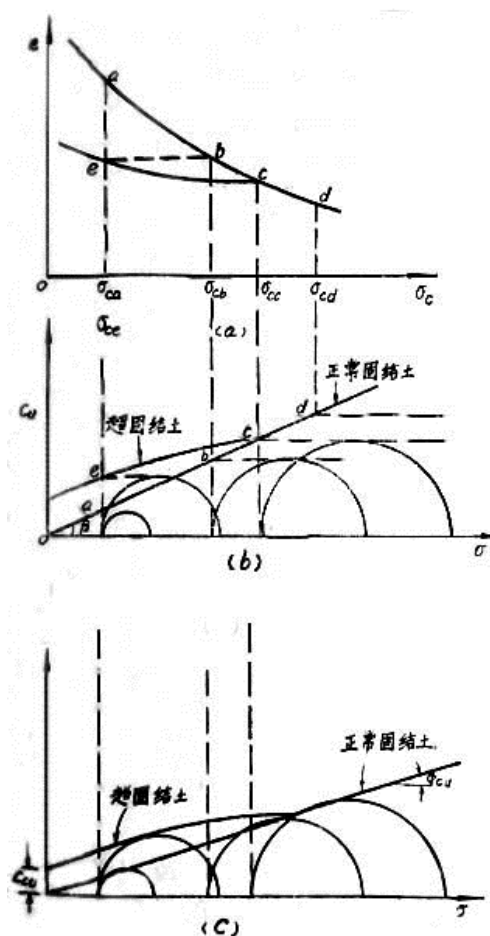


图 6

是  $\sigma_{cc}$ 。图 6 (b) 是以该线段上对应的压力，作为初始有效固结压力不，所得出的不排水强度  $C_u$ 。它随着有效固结压力的增加 ( $\sigma_{ca} < \sigma_{cb} < \sigma_{cc} < \sigma_{cd}$ ) 而增大 ( $a < b < c < d$ )。如果是 UU 试验，其强度包线分别为与摩尔圆相切得虚线；如果是 CU 试验，摩尔圆包线如图 6 (c) 所示。正常固结土因剪前的有效固结压力为零，其不排水强度亦为零，所以摩尔圆包线是通过坐标原点的直线。若 (第一个圆) 取超固结试样的强度，则摩尔圆包线不通过，并有在纵坐标 ( $\tau$ 轴) 上有  $C_u$  的截距。

超固结土因与前期固结压力  $\sigma_{cc}$  有关，当  $\sigma_3 < \sigma_{cc}$  时，在相同的固结压力下，比正常固结土有较小的剪前孔隙比，剪破时也就有较小的孔隙水压力 (甚至出现负值)，以致有较高的不排水强度 ( $e > a$ )，其强度包线则呈微弯的曲线，不通过坐标原点。在实际操作中，由于取样、制样对试样表面的扰动，引起应力的

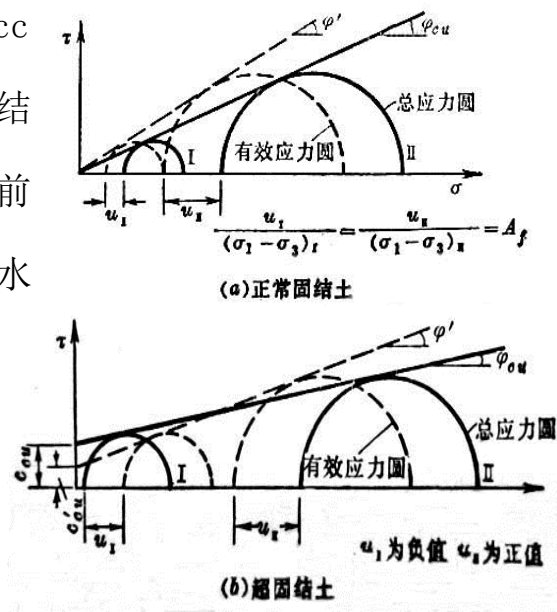


图 7

释放，即使原来是正常固结土也将成超固结状。其影响在一定程度上干扰了试验结果，使  $c$  略大于“0”；

正常固结或弱超固结试样受剪过程类似松砂——产生剪缩，在不排水条件下孔隙水压力将增加。剪破时的孔隙水压力为正值，有效摩尔圆在总应力圆的左边，有效强度包线亦通过坐标原点，即  $c' = c_u = 0$ 。总应力内摩擦角一般在  $10^\circ - 20^\circ$  之间，有效内摩擦角比总应力大一



倍左右；强超固结试样受剪过程类似紧砂——开始稍有剪缩，继而剪胀，在不排水条件下孔隙水压力先增加后减小，有时甚至减至负值。剪破时的孔隙水压力如果为负值，有效摩尔圆在总应力圆的右边。超固结土的摩尔包线在实用上也取直线，但不通过原点。其  $C' < C_{cu}$ ， $\phi' > \phi_{cu}$ 。如图 7。

天然土层应力  $P_c$  与试验周围压力  $\sigma_3$  的搭配，会影响试样在试验中所处的应力状态和试验成果。这里有三种情况：

当各试样的剪前有效固结压力  $\sigma_3$  均大于  $P_c$  时，试样都处于正常固结状态；

当各试样的剪前有效固结压力  $\sigma_3$  均小于  $P_c$  时，则试样都处在超固结状态下作试验，在相同的  $\sigma_3$  下比正常固结土有较大的抗剪强度；

如几个试样的剪前有效固结压力  $\sigma_3$  跨越  $P_c$  时，其中  $\sigma_3 > P_c$  的试样处于正常固结，摩尔圆包线如图 7a 那样通过坐标原点。而  $P_c > \sigma_3$  的试样处于超固结状态，摩尔圆包线是一条较平缓的曲线，且不过坐标原点（如图 7b）。此时内摩擦角比正常固结土小，粘聚力则大于零，且  $P_c$  越大  $C_{cu}$  就越大。

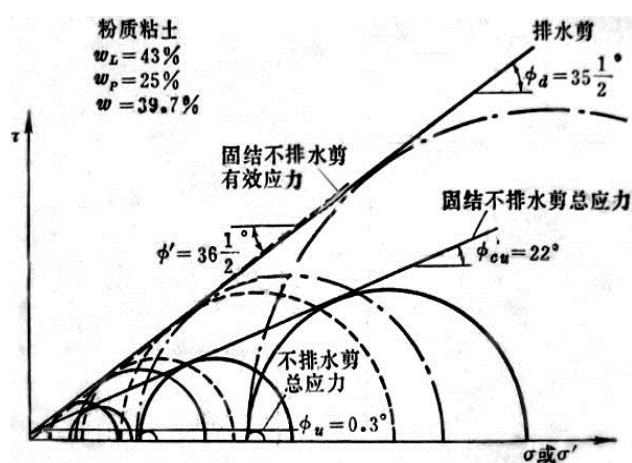
### c. 固结排水（C D）试验

饱和粘性土的固结排水剪试验，强度变化趋势与固结不排水试验相似。由于排水试验中始终保持孔隙水压力为零，故外加总应力就等于有效应力，总应力圆就等于有效应力圆，总应力包线就等于有效应力包线。正常固结土排水剪的包线也是通过原点的直线，即粘聚力  $c_d=0$ ，内摩擦角  $\phi_d$  随塑性指数变大而减小，其值约在  $20^\circ \sim 40^\circ$  之间；

超固结土排水剪的包线略弯曲，取近似直线后  $\phi_d$  比正常固结土的倾角小， $c_d$  则在 5~25kpa 附近。试样的前期固结压力越大， $c_d$  就越大。

为了保持孔隙水压力始终为零，试验时要选择极慢的剪切速率，每级测试周期要长达数天，甚至数星期。实用者认为 CD 的参数  $\phi_d$ 、 $c_d$  与 CU 的有效应力参数  $c'$ 、 $\phi'$  一致，可用后者代替费时、费工的前者。事实上 CU 试验过程中试样体积保持不变，和 CD 试验过程中体积变化，二者是有差别的。超固结土的  $\phi_d$ 、 $c_d$  常常略大于  $c'$ 、 $\phi'$ 。直剪仪也可用慢剪试验测得  $\phi_d$ 、 $c_d$ ，但数值偏大。有人根据经验认为，将直剪仪的  $\phi_d$ 、 $c_d$  各乘 0.9 的系数适宜。

图 8 为一土样实测范例。将同一种饱和粘性土用三种不同的方法试验，把试验结果汇总于同一坐标里，得出的总应力强度指标有显著的差别，然而，以有效应力强度表示的指标，则十分接近。



#### 四、结语

图 8

随着三轴试验的普及，全自动三轴仪的各项技术日臻完善。有人以为用它就“OK”了。如果使用者不了解三轴试验的原理，无法正确设置测试参数、分析测试结果。编写这篇短文的出发点，在于能够弥补某些方面的不足。