

## 第三章

# 地基变形计算



**学习目标** 从试验出发,分析土的压缩性并掌握土的压缩性指标的应用范围,利用第二章内容计算土中应力,熟练掌握地基最终变形的计算方法;熟悉土的渗透性和有效应力原理及固结理论,并能分析地基变形与时间的关系,能计算建筑物某时刻的沉降,为建筑物设计提供科学依据。

地基土体在建筑物荷载作用下会发生变形,建筑物基础亦随之沉降。如果沉降超过容许范围,就会导致建筑物开裂或影响其正常使用,甚至造成建筑物破坏。因此,在建筑物设计与施工时,必须重视基础的沉降与不均匀沉降问题,并将建筑物的沉降量控制在《规范》容许的范围内。

工程实例  
例:地基  
压缩工程  
实例

为了准确计算地基的变形量,必须了解土的压缩性。通过室内和现场试验,可求出土的压缩性指标,利用这些指标,可计算基础的最终沉降量,并可研究地基变形与时间的关系,求出建筑物使用期间某一时刻的沉降量或完成一定沉降量所需要的时间。

## 3.1 土的压缩性

### 3.1.1 基本概念

课件:土的  
压缩性及  
压缩试验

土体在外部压力和周围环境作用下体积减小的特性称为土的压缩性。土体体积减小包括三个方面:① 土颗粒发生相对位移,土中水及气体从孔隙中排出,从而使土孔隙体积减小;② 土颗粒本身的压缩;③ 土中水及封闭在土中的气体被压缩。在一般情况下,土受到的压力常在 100 ~ 600 kPa,这时土颗粒及水的压缩变形量不到全部土体压缩变形量的 1/400,可以忽略不计。因此,土的压缩变形主要是由于土体孔隙体积减小的缘故。

土体压缩变形的快慢取决于土中水排出的速度,排水速率既取决于土体孔隙通道的大小,又取决于土中黏粒含量的多少。对透水性大的砂土,其压缩过程在加荷后的较短时期内即可完成;对于黏性土,尤其是饱和软黏土,由于黏粒含量多,排水通道狭窄,孔隙水的排出速率很低,其压缩过程比砂性土要长得多。土体在外部压力下,压缩随时间增长的过程称为土的固结。由于是依赖于孔隙水压力变化而产生的固结,称为主固结。不依赖于孔隙水压力变化,在有效应力不变时,由于颗粒间位置变动引起的固结称为次固结。土的固结在土力学中是很复杂而又非常重要的课题。



微课:土的压  
缩性及侧限  
压缩试验

在相同压力条件下,不同土的压缩变形量差别很大,可通过室内压缩试验或现场荷载

试验测定。

### 3.1.2 压缩试验及压缩性指标

#### 1. 压缩试验

土的压缩性一般可通过室内压缩试验来确定,试验过程大致如下:先用金属环刀切取原状土样,然后将土样连同环刀一起放入压缩仪内(图 3-1),再分级加载。在每级荷载作用下压至变形稳定,测出土样稳定变形量后,再加下一级压力。一般土样加四级荷载,即 50 kPa、100 kPa、200 kPa、400 kPa,根据每级荷载下的稳定变形量,可以计算出相应荷载作用下的孔隙比。由于在整个压缩过程中土样不能侧向膨胀,这种方法又称为侧限压缩试验。

图片:  
压缩试验仪



动画:压缩固结试验

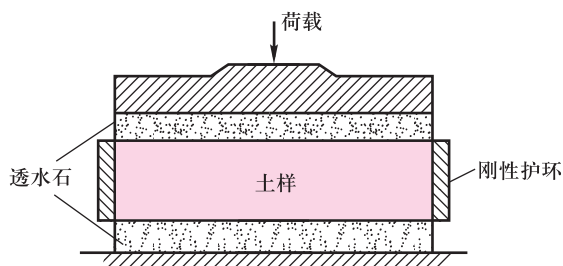


图 3-1 压缩仪的压缩容器简图

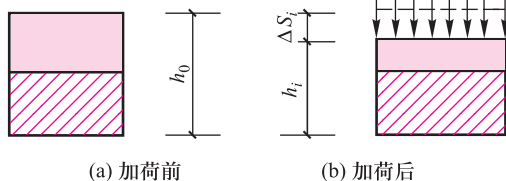


图 3-2 压缩试验土样变形示意图

设土样的初始高度为  $h_0$ (图 3-2a)、土样的断面面积为  $A$ (即压缩仪取样环刀的断面面积),此时土样的初始孔隙比  $e_0$  和土颗粒体积  $V_s$  可用下式表示:

$$e_0 = \frac{V_v}{V_s} = \frac{Ah_0 - V_s}{V_s}$$

式中: $V_v$ ——土中孔隙体积。

则土粒体积

$$V_s = \frac{Ah_0}{1+e_0} \quad (3-1)$$

压力增加至  $p_i$  时,土样的稳定变形量为  $\Delta S_i$ ,土样的高度  $h_i = h_0 - \Delta S_i$ (图 3-2b)。此时,土样的孔隙比为  $e_i$ ,土颗粒体积为:

$$V_{si} = \frac{A(h_0 - \Delta S_i)}{1+e_i} \quad (3-2)$$

由于土样是在侧限条件下受压缩,所以土样的截面面积  $A$  不变。假定土颗粒是不可压缩的,故  $V_s = V_{si}$ ,即

$$\frac{Ah_0}{1+e_0} = \frac{A(h_0 - \Delta S_i)}{1+e_i}$$

则

$$\Delta S_i = \frac{(e_0 - e_i) h_0}{1+e_0} \quad (3-3)$$

或

$$e_i = e_0 - \frac{\Delta S_i}{h_0} (1+e_0) \quad (3-4)$$



微课:单一土层一维压缩量计算

式中  $e_0 = (d_s \rho_w / \rho_d) - 1$ , 其中  $d_s$ 、 $\rho_w$ 、 $\rho_d$  分别为土粒的相对密度、水的密度和土样的初始干密度(即试验前土样的干密度)。

根据某级荷载下的稳定变形量  $\Delta S_i$ , 按式(3-4)即可求出该级荷载下的孔隙比  $e_i$ , 然后以横坐标表示压力  $p$ 、纵坐标表示孔隙比  $e$ , 可绘出  $e-p$  关系曲线, 此曲线称为压缩曲线(图 3-3a)。

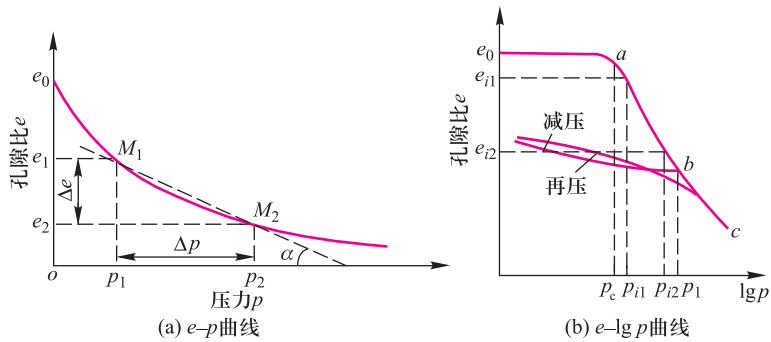


图 3-3 压缩曲线

## 2. 压缩系数 $a$ 和压缩指数 $C_c$

### (1) 压缩系数 $a$

从压缩曲线可见, 在侧限压缩条件下, 孔隙比  $e$  随压力的增加而减小。在压缩曲线上相应于压力  $p$  处的切线斜率  $a$ , 表示在压力  $p$  作用下土的压缩性:

$$a = -\frac{de}{dp} \quad (3-5)$$

式中的负号表示随着压力  $p$  增加, 孔隙比  $e$  减小。当压力从  $p_1$  增至  $p_2$ , 孔隙比由  $e_1$  减至  $e_2$ , 在此区段内的压缩性可用割线  $M_1M_2$  的斜率表示(图 3-3a)。设  $M_1M_2$  与横轴的夹角为  $\alpha$ , 则:

$$a = \tan \alpha = -\frac{\Delta e}{\Delta p} = \frac{e_1 - e_2}{p_2 - p_1} \quad (3-6a)$$

$a$  称为压缩系数。《规范》规定:  $p_1$  和  $p_2$  的单位用 kPa 表示,  $a$  的单位用  $\text{MPa}^{-1}$  (或  $\text{m}^2/\text{MN}$ ) 表示, 则上式可写为:

$$a = -1000 \frac{e_1 - e_2}{p_2 - p_1} \quad (3-6b)$$

从图 3-3a 可见,  $a$  大则表示在一定压力范围内孔隙比变化大, 说明土的压缩性高。不同的土压缩性变化是很大的。就同一种土而言, 压缩曲线的斜率也是变化的, 当压力增加时, 曲线的直线斜率  $a$  将减小。一般对研究土中实际压力变化范围内的压缩性, 均以压力由原来的自重应力  $p_1$  增加到外荷载作用下的土中应力  $p_2$  (自重应力与附加应力之和) 时土体显示的压缩性为代表。在工程应用中, 取土的压力变化范围为  $p_1 = 100 \text{ kPa}$ ,  $p_2 = 200 \text{ kPa}$ 。对应的土的压缩系数用  $a_{1-2}$  表示, 利用  $a_{1-2}$  可评价土的压缩性高低。

$a_{1-2} < 0.1 \text{ MPa}^{-1}$  时, 属低压缩性土;

$0.1 \text{ MPa}^{-1} \leq a_{1-2} < 0.5 \text{ MPa}^{-1}$  时, 属中压缩性土;

$a_{1-2} \geq 0.5 \text{ MPa}^{-1}$ 时,属高压缩性土。

### (2) 压缩指数 $C_c$

根据压缩试验资料,如果横坐标采用对数值,可绘出  $e-\lg p$  曲线(图 3-3b),从图中可以看出, $e-\lg p$  曲线的后半段接近直线。它的斜率称为压缩指数,用  $C_c$  表示:

$$C_c = \frac{e_{i1} - e_{i2}}{\lg p_{i2} - \lg p_{i1}} \quad (3-7)$$

压缩指数越大,土的压缩性越高,一般  $C_c > 0.4$  时属高压缩性土; $C_c < 0.2$  时为低压缩性土; $C_c = 0.2 \sim 0.4$  时属中等压缩性土。 $e-\lg p$  曲线除了用于计算  $C_c$  之外,还用于分析研究土层固结历史对沉降计算的影响,这里不作赘述。

### 3. 压缩模量 $E_s$

土的压缩模量  $E_s$  是指在完全侧限条件下,土的竖向应力增量与应变增量  $\varepsilon_z$  的比值。它与一般材料的弹性模量的区别在于:① 土在压缩试验时,不能侧向膨胀,只能竖向变形;② 土不是弹性体,当压力卸除后,不能恢复到原来的位置。除了部分弹性变形外,还有相当部分是不可恢复的残余变形。

在压缩试验过程中,在  $p_1$  作用下至变形稳定时,土样的高度为  $h_1$ ,此时土样的孔隙比为  $e_1$ (图 3-4)。当压力增至  $p_2$ ,待土样变形稳定,其稳定变形量为  $\Delta S$ ,此时土样的高度为  $h_2$ ,相应的孔隙比为  $e_2$ ,根据式(3-3)可得:

$$\Delta S = \frac{e_1 - e_2}{1 + e_1} h_1 \quad (3-8)$$

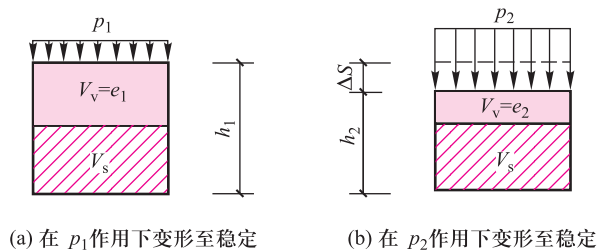


图 3-4 压缩过程中土样变形示意图

根据  $E_s$  的定义及式(3-8)可得:

$$E_s = \frac{\sigma_z}{\varepsilon_z} = \frac{\Delta p_z}{\frac{\Delta S}{h_1}} = \frac{p_2 - p_1}{\frac{e_1 - e_2}{1 + e_1}} = \frac{1 + e_1}{a} \quad (3-9)$$

式中: $\Delta p_z$ ——土的竖向应力增量;

$\varepsilon_z$ ——土的竖向应变增量。

土的压缩模量  $E_s$  是表示土压缩性高低的又一个指标,从上式可见, $E_s$  与  $a$  成反比,即  $a$  越大, $E_s$  越小,土越软弱。

一般  $E_s < 4 \text{ MPa}$  属高压缩性土, $E_s = 4 \sim 15 \text{ MPa}$  属中等压缩性土, $E_s > 15 \text{ MPa}$  为低压缩性土。

应当注意,这种划分与按压缩系数划分不完全一致,因为不同的土其天然孔隙比是不

相同的。

#### 4. 变形模量 $E_0$

土的变形模量  $E_0$  是土体在无侧限条件下的应力增量与应变增量的比值, 可以由室内侧限压缩试验得到的压缩模量求得, 也可通过静荷载试验确定。

(1) 由室内试验测定的  $E_s$  推求  $E_0$

土样在侧限压缩试验时, 由于受到压缩仪容器侧壁的阻挡(如图 3-5 所示, 假定器壁的摩擦力为零), 在铅直方向的压力作用下, 试样中的正应力为  $\sigma_z$ , 由于试样的受力条件和土体中自重引起的应力完全相同, 属轴对称问题。

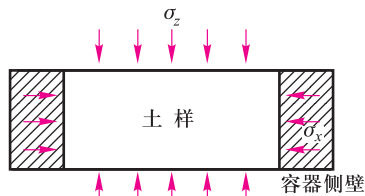


图 3-5 容器中土样受力示意图

按室内侧限压缩试验测定的压缩模量  $E_s$  计算变形模量的公式如下:

$$E_0 = \beta \frac{\sigma_z}{\varepsilon_z} = \beta E_s \quad (3-10)$$

式中  $\beta = \left(1 - \frac{2\mu^2}{1-\mu}\right)$ ,  $\mu$  为泊松比。应该说明: 上式只是  $E_0$  与  $E_s$  之间的理论关系。实际上室内侧限压缩试验与现场土体受力情况是不完全一致的, 如: ① 室内压缩试验的土样一般受到的扰动较大(尤其是低压缩性土体); ② 现场受荷情况与室内压缩试验的加荷速率也不对应; ③ 土的泊松比不易精确测定。因此, 要得到能较好地反映土的压缩性的指标, 应在现场进行静荷载试验。

(2) 由静荷载试验确定  $E_0$

土的变形模量除由压缩试验确定外, 还可通过现场原位测试求出, 如利用静荷载试验等方法测定土的变形与应力之间的近似比例关系, 利用弹性力学公式反算地基土的变形模量  $E_0$ 。

静荷载试验装置一般由加荷装置、反力装置及观测装置三大部分组成。加荷装置由荷载板(承压板)、千斤顶组成; 反力装置由地锚或堆载组成; 观测装置包括百分表、固定支架等。

在试验过程中, 由逐级增加的荷载测定相应的荷载板的稳定沉降量。根据试验结果, 按一定比例以压力  $p$  为横坐标, 稳定沉降量  $S$  为纵坐标, 可绘出压力与变形 ( $p-S$ ) 关系曲线(图 3-6)。此时, 可以采用弹性力学公式来反求地基土的变形模量  $E_0$ , 计算公式为

$$E_0 = \omega(1-\mu^2) \frac{pb}{S} \quad (3-11)$$

式中:  $E_0$ ——地基土的变形模量, MPa;

$\omega$ ——荷载板形状系数, 方形板取 0.88, 圆形板取 0.79;

$\mu$ ——土的泊松比;

$b$ ——荷载板宽度或直径, mm。

按现场静荷载试验确定的土体变形模量  $E_0$  比按  $\beta E_s$  计算值更能反映土体压缩性质。

只有当土体为软土时,二者才比较接近,对于坚硬土  $E_0$  可能是  $\beta E_s$  的几倍。因此,对于重要建筑物,最好采用现场荷载试验确定  $E_0$  值。现场荷载试验还具有下列优点:① 压力影响深度可达 1.5~2 倍的荷载板直径,试验成果能反映较大一部分土的压缩性质;② 对土体的扰动程度比钻孔取样、室内测试要小得多;③ 荷载板下土体受力与实际工程情况一致。但存在的缺点也是显而易见的,如工作量大、费时、不经济,所规定的沉降稳定标准也带有很大的近似性,特别对于软黏土,由于土的渗透系数小,难以测定稳定变形量。虽然测定深度达到 1.5~2 倍的荷载板直径,但对于深层土仍显不足。对于深层土,目前可采用螺旋板深层荷载试验、旁压试验和触探试验进行测试(参阅有关书籍)。

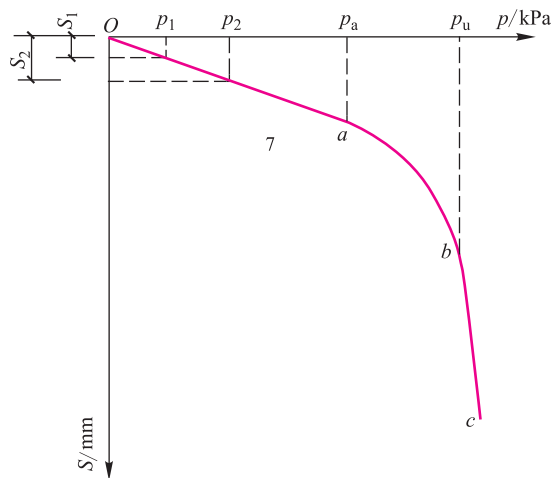


图 3-6 荷载试验  $p-S$  曲线

### 3.1.3 土的回弹与再压缩性质

根据室内侧限压缩试验不仅可以得到逐级加荷的压缩曲线,也可以得到逐级卸荷的回弹曲线,如图 3-7 所示,这两条曲线并不重合,这说明土的变形由两部分组成,卸荷后能恢复的部分称为弹性变形,不能恢复的部分称为塑性变形。如果卸荷后重新逐级加荷,则可以得到再压缩曲线。从  $e-p$  曲线及  $e-\lg p$  曲线均可看到,压缩曲线、回弹曲线、再压缩曲线都不重合,只有再次加荷超过卸除荷载之后,再压缩曲线才趋于压缩曲线的延长线。从图中可看到:回弹曲线和再压缩曲线构成一滞后环,这是土体并非完全弹性体的又一表征;压缩曲线的斜率大于再压缩曲线的斜率。

当有些基坑开挖量很大、开挖时间较长时,就可能造成基坑土的回弹,因此在预估这种基础的沉降时,应该考虑到因回弹产生的沉降量增加。

在计算地基变形量时,相同的附加应力产生的变形不同,往往是由于土的压缩性质不同。由图 3-7 可看到,对于同一种土同一压力  $p$  值可以得到不同的孔隙比  $e$ ,这说明孔隙比的变化不仅与荷载有关,还与土体受荷载的历史(即应力历史)有关。

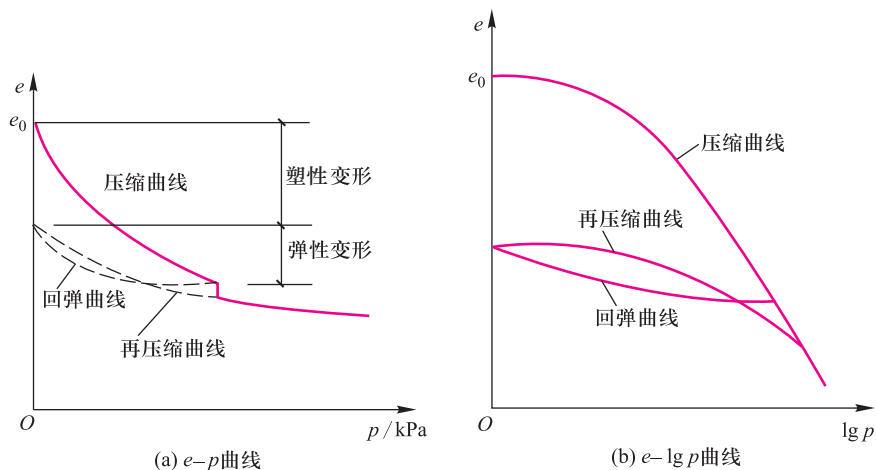


图 3-7 回弹再压缩曲线

## 3.2 地基最终变形计算

地基最终变形计算是建筑物地基基础设计的重要内容,目前,地基最终变形计算常用室内土的压缩试验成果来进行。由于室内压缩试验具有侧限条件,所以该计算未考虑侧向变形的影响。

本节介绍的方法是求地基变形完全稳定后基础的最终沉降量。计算地基最终变形的的方法较多,以下主要阐述计算地基最终变形的单向压缩分层总和法、规范法。

课件: 分层总和法计算总沉降量

### 3.2.1 单向压缩分层总和法

在荷载作用下,地基最终变形计算常用单向压缩分层总和法进行。所谓单向压缩,是指只计算地基土铅直向的变形,不考虑侧向变形,并以基础中心点的沉降代表基础的沉降量。

#### 1. 计算公式

在荷载  $p_1$  作用下,土体已压缩稳定,试样高度为  $h_1$ ,孔隙比为  $e_1$ ,试样截面面积为  $A_1$ ,现在荷载由  $p_1$  增加到  $p_2$ ,荷载增量  $\Delta p = p_2 - p_1$ ,在荷载  $p_2$  的作用下,土样压缩稳定后的高度为  $h_2$ ,孔隙比为  $e_2$ ,截面面积为  $A_2$ ,因为试验是在侧限条件下进行的,所以  $A_1 = A_2$ ,如图 3-8 所示。

设压缩前的颗粒体积  $V_s = 1$ ,则  $V_v = e_1, V = 1 + e_1$ ,试样内颗粒的总体积为

$$\frac{1}{1+e_1} A_1 h_1 \quad (3-12)$$

同理可得压缩后颗粒体积为

$$\frac{1}{1+e_2} A_2 h_2 \quad (3-13)$$

在压缩过程中,颗粒不可压缩,因此:

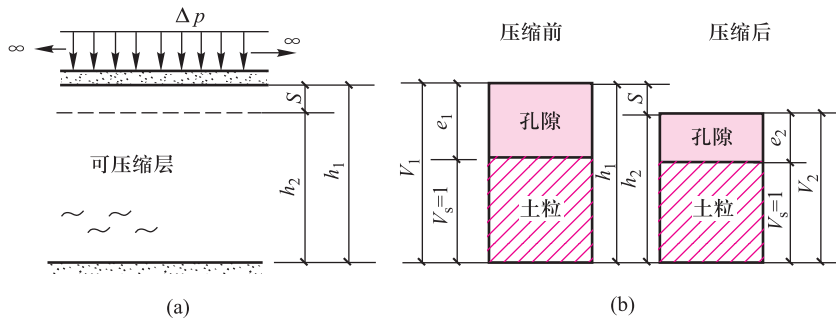


图 3-8 土的侧限压缩示意图

$$\frac{1}{1+e_1}A_1h_1 = \frac{1}{1+e_2}A_2h_2$$

$$h_2 = \frac{1+e_2}{1+e_1}h_1$$

因为  $h_1 - h_2 = S$ , 所以

$$S = h_1 - h_2 = h_1 - \frac{1+e_2}{1+e_1}h_1 = \frac{e_1 - e_2}{1+e_1}h_1 \quad (3-14)$$

将  $-\Delta e = a\Delta p$  代入上式得

$$S = \frac{a}{1+e_1}\Delta p h_1 \quad (3-15)$$

将  $E_s = \frac{1+e_1}{a}$  代入上式得

$$S = \frac{\Delta p}{E_s}h_1 \quad (3-16)$$

将地基土在压缩范围内划分成若干薄层,按式(3-14)计算每一薄层的变形量,然后叠加即得地基变形量

$$S = S_1 + S_2 + \dots + S_n = \sum_{i=1}^n \frac{e_{1i} - e_{2i}}{1 + e_{1i}}h_i \quad (3-17)$$

以上各式中: $e_1$ ——由薄压缩土层顶面和底面处自重应力的平均值  $\sigma_{cz}$  (即  $p_1$ ) 从压缩曲线上查得的相应的孔隙比;

$e_2$ ——由薄压缩土层顶面和底面处自重应力平均值与附加应力平均值(即  $\Delta p$ )之和(即  $p_2$ )从压缩曲线上查得的相应的孔隙比;

$a$ ——土的压缩系数;

$E_s$ ——土的压缩模量;

$\Delta p$ ——薄压缩土层顶面和底面的附加应力平均值, kPa;

$e_{1i}$ ——第  $i$  层土的自重应力平均值  $\frac{\sigma_{czi} + \sigma_{cz(i-1)}}{2}$  (即  $p_{1i}$ ) 对应的压缩曲线上的孔隙比;

$\sigma_{czi}$ 、 $\sigma_{cz(i-1)}$ ——第  $i$  层土底面、顶面处的自重应力, kPa;



微课:分层总和法计算总沉降量

$e_{2i}$ ——第  $i$  层自重应力平均值与附加应力平均值之和对应的压缩曲线上的孔隙比;

$h_i$ ——第  $i$  层土的厚度, m。

## 2. 计算步骤

### (1) 将土分层

将基础下的土层分为若干薄层, 分层的原则是: ① 不同土层的分界面; ② 地下水位处; ③ 应保证每薄层内附加应力分布线近似于直线, 以便较准确地求出分层内附加应力平均值, 一般可采用上薄下厚的方法分层; ④ 每层土的厚度应小于基础宽度的 0.4 倍。

### (2) 计算自重应力

按计算公式  $\sigma_{cz} = \sum_{i=1}^n \gamma_i h_i$  计算出铅直自重应力在基础中心点沿深度  $z$  的分布, 并按一定比例将其绘于  $z$  深度线的左侧。

注意: 若开挖基坑后土体不产生回弹, 自重应力从地面算起; 地下水位以下采用土的浮重度计算。

### (3) 计算附加应力

计算附加应力在基底中心点处沿深度  $z$  的分布, 按一定比例绘在  $z$  深度线右侧。注意: 附加应力应从基础底面算起。

### (4) 受压层下限的确定

从理论上讲, 在无限深度处仍有微小的附加应力, 仍能引起地基的变形。考虑到在一定的深度处, 附加应力已很小, 它对土体的压缩作用已不大, 可以忽略不计。因此, 在实际工程计算中, 可采用基底以下某一深度  $z_n$  作为基础沉降计算的下限深度。

工程中常以下式作为确定  $z_n$  的条件

$$\sigma_{zn} \leq 0.2 \sigma_{czn} \quad (3-18)$$

式中:  $\sigma_{zn}$ ——深度  $z_n$  处的铅直向附加应力, kPa;

$\sigma_{czn}$ ——深度  $z_n$  处的铅直向自重应力, kPa。

即在深度  $z_n$  处, 自重应力应该超过附加应力的 5 倍以上, 其下的土层压缩量可忽略不计。但是, 当  $z_n$  深度以下存在较软的高压缩土层时, 实际计算深度还应加大, 对软黏土应该加深至  $\sigma_{zn} \leq 0.1 \sigma_{czn}$ 。

### (5) 计算各分层的自重应力、附加应力平均值

在计算各分层自重应力平均值与附加应力平均值时, 可将薄层底面与顶面的计算值相加除以 2 (即取算术平均值)。

### (6) 确定各分层压缩前后的孔隙比

由各分层平均自重应力、平均自重应力与平均附加应力之和在相应的压缩曲线上查得初始孔隙比  $e_{1i}$ 、压缩稳定后的孔隙比  $e_{2i}$ 。

### (7) 计算地基最终变形量

$$S = \sum_{i=1}^n \frac{e_{1i} - e_{2i}}{1 + e_{1i}} h_i$$

### (8) 检验地基最终变形计算精度

详见规范法。

**例 3-1** 某一矩形基础,底面尺寸为  $5\text{ m}\times 20\text{ m}$ ,中心荷载为  $F=18\,800\text{ kN}$ ,基础埋置深度为  $d=3\text{ m}$ 。地基第一层土厚  $8\text{ m}$ ,土的重度  $\gamma_1=16\text{ kN/m}^3$ ;第二层土厚  $6\text{ m}$ ,土的重度  $\gamma_2=20\text{ kN/m}^3$ 。压缩试验数据如表 3-1 所示,试求基础中心点的沉降量。

表 3-1 压缩试验数据

$p_i/\text{kPa}$		50	100	200	400
$e_i$	第一层土	0.983	0.952	0.907	0.810
	第二层土	0.803	0.792	0.770	0.739

**解:**(1) 确定分层厚度

根据分层原则,每薄层土的厚度  $h_i \leq 0.4b = 0.4 \times 5\text{ m} = 2\text{ m}$ 。第一层土厚度为  $h_1 = 8\text{ m} - 3\text{ m} = 5\text{ m}$ ,可划分为 3 层,第一薄层取  $1\text{ m}$ ,其他两薄层均取  $2\text{ m}$ ;第二层土厚度为  $h_2 = 6\text{ m}$ ,可划分为 3 层,每薄层均取  $2\text{ m}$ 。

(2) 计算自重应力

自重应力从天然地面算起, $z$  的取值自基础底面算起。基础底面中心点以下计算点的自重应力计算结果如表 3-2 所示。

表 3-2 自重应力计算结果

$z/\text{m}$	分层厚度 $h_i/\text{m}$	土的重度 $\gamma_i/(\text{kN/m}^3)$	$\gamma_i h_i/\text{kPa}$	$\sigma_{cz}/\text{kPa}$
0	3	16	48	48
1	1	16	16	64
3	2	16	32	96
5	2	16	32	128
7	2	20	40	168
9	2	20	40	208
11	2	20	40	248

(3) 计算附加应力

① 计算基底压力

$$p = \frac{F+G}{bl} = \frac{18\,800 + 100 \times 3 \times 20}{100} \text{ kPa} = 248 \text{ kPa}$$

② 计算基底附加压力

$$p_0 = p - \gamma d = (248 - 16 \times 3) \text{ kPa} = 200 \text{ kPa}$$

③ 计算基础中点下地基中各个计算点的附加应力

用角点法计算,附加应力从基础底面算起。过基底中点将荷载面四等分,计算边长分别为  $l=10\text{ m}$ , $b=2.5\text{ m}$ ,基础中心点下地基中各计算点附加应力的计算结果如表 3-3 所示。

表 3-3 附加应力计算结果

$z/m$	$z/b$	$l/b$	$\alpha_c$	$\sigma_z (=4\alpha_c p_0)/\text{kPa}$
0	0	4	0.250	200.0
1	0.4	4	0.244	195.2
3	1.2	4	0.188	150.4
5	2.0	4	0.135	108.0
7	2.8	4	0.100	80.0
9	3.6	4	0.076	60.8
11	4.4	4	0.060	48.0

(4) 计算各分层土的变形量

由压缩试验资料,根据  $S_i = \frac{e_{1i} - e_{2i}}{1 + e_{1i}} h_i$  计算各分层土的变形量,计算结果如表 3-4 所示。

表 3-4 分层土变形量计算结果

土层分层编号	$h_i/\text{cm}$	平均自重应力 $\sigma_{cz}/\text{kPa}$	平均附加应力 $\sigma_z/\text{kPa}$	$(\sigma_{cz} + \sigma_z)/\text{kPa}$	$e_1$	$e_2$	$S_i/\text{cm}$
1	100	56	197.6	253.6	0.979	0.881	4.95
2	200	80	172.8	252.8	0.964	0.881	8.45
3	200	112	129.2	241.2	0.947	0.887	6.16
4	200	148	94.0	242.0	0.781	0.756	2.81
5	200	188	70.4	258.4	0.773	0.761	1.35
6	200	228	54.4	282.4	0.766	0.757	1.02

(5) 计算基础中心点的沉降量

总沉降量为  $S = \sum S_i = (4.95 + 8.45 + 6.16 + 2.81 + 1.35 + 1.02) \text{ cm} = 24.74 \text{ cm}$ 。

例 3-2 某建筑物地基中的应力分布及土的压缩曲线如图 3-9 和图 3-10 所示,试计算第二层土的变形量。

解:(1) 计算第二层土的自重应力平均值

$$\sigma_{cz} = \frac{24.7 + 34.2}{2} \text{ kPa} = 29.45 \text{ kPa} = p_1$$

(2) 计算第二层土的附加应力平均值

$$\sigma_z = \frac{52.0 + 35.0}{2} \text{ kPa} = 43.5 \text{ kPa} = \Delta p$$

(3) 平均自重应力与平均附加应力之和

$$\sigma_{cz} + \sigma_z = 29.45 \text{ kPa} + 43.5 \text{ kPa} = 72.95 \text{ kPa} = p_2$$

(4) 查压缩曲线求  $e_1, e_2$

$$e_1 = 0.945, e_2 = 0.882$$

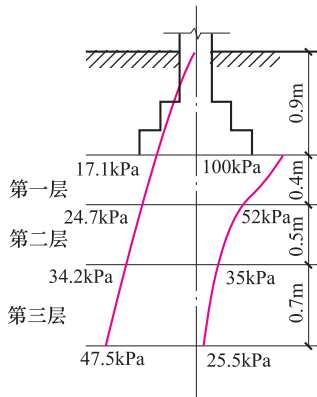


图 3-9 例 3-2 应力分布图

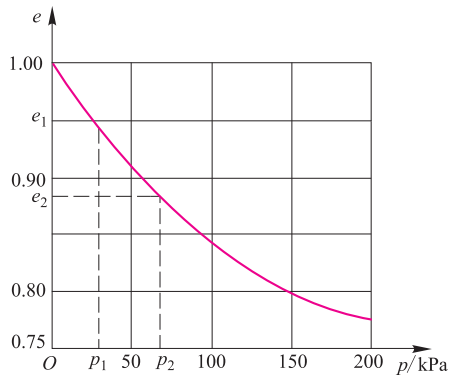


图 3-10 例 3-2 压缩曲线

(5) 计算第二层的变形量

$$S_2 = \frac{e_1 - e_2}{1 + e_1} h_2 = \frac{0.945 - 0.882}{1 + 0.945} \times 500 \text{ mm} = 16.20 \text{ mm}$$

### 3.2.2 规范法

《规范》推荐的基础最终变形量计算方法,是由单向压缩分层总和法推导出的一种简化形式,目的在于减少繁重的计算工作,如附加应力计算等。因此,它仍然是采用侧限条件下的压缩试验获得的压缩性指标。在单向压缩分层总和法中,计算一薄层的附加应力平均值是采用薄层顶面和底面附加应力的算术平均值,规范法采用平均附加应力系数计算。该方法还规定了计算深度的标准,提出了基础沉降计算的修正系数,使计算结果与基础实际沉降更趋一致。另外,规范法对建筑物基础埋置较深的情况,提出了考虑开挖基坑时地基土的回弹,施工时又产生再压缩所造成的变形量的计算方法。

在推导计算公式时,设想地基是均质的,在侧限条件下土的压缩模量不随深度变化,由式(3-16)知:

$z_i$  深度范围内土体的变形量为

$$S_i = \frac{\Delta p_i}{E_s} z_i \quad (3-19)$$

$z_{i-1}$  深度范围内土体的变形量为

$$S_{i-1} = \frac{\Delta p_{i-1}}{E_s} z_{i-1} \quad (3-20)$$

$h_i = z_i - z_{i-1}$  范围内土的变形量为

$$S'_i = S_i - S_{i-1} = \frac{\Delta p_i}{E_s} z_i - \frac{\Delta p_{i-1}}{E_s} z_{i-1} \quad (3-21)$$

以上各式中: $\Delta p_i$ —— $z_i$  深度范围附加应力平均值, kPa;

$\Delta p_{i-1}$ —— $z_{i-1}$  深度范围附加应力平均值, kPa。

令  $\Delta p_i = \bar{\alpha}_i p_0$ 、 $\Delta p_{i-1} = \bar{\alpha}_{i-1} p_0$ ，则式(3-21)可写成

$$S'_i = \frac{p_0}{E_s} (\bar{\alpha}_i z_i - \bar{\alpha}_{i-1} z_{i-1}) \quad (3-22)$$

式中： $S'_i$ ——第  $i$  层土变形量，mm；

$E_s$ ——土的压缩模量，MPa；

$p_0$ ——基底附加压力，kPa；

$\bar{\alpha}_i$ 、 $\bar{\alpha}_{i-1}$ ——对应  $z_i$ 、 $z_{i-1}$  深度的平均附加应力系数。对于矩形基底铅直均布荷载，由  $l/b$ 、 $z/b$  查表 3-5 (条形基底  $l/b$  取 10)， $l$  为基础长边， $b$  为基础短边，对于矩形基底铅直三角形分布荷载由  $l/b$ 、 $z/b$  查表 3-6， $b$  为荷载变化边；

$z_i$ 、 $z_{i-1}$ ——基础底面至第  $i$  层底面和  $i-1$  层底面的距离，m。

对于成层土，公式可改写成

$$S' = \sum_{i=1}^n \frac{p_0}{E_s} (\bar{\alpha}_i z_i - \bar{\alpha}_{i-1} z_{i-1}) \quad (3-23)$$

平均附加应力系数  $\bar{\alpha}$  表的制作原理为：按式(3-16)计算第  $i$  层土的变形量

$$S_i = \frac{\bar{\sigma}_{zi}}{E_{si}} h_i \quad (3-24)$$

式中： $\bar{\sigma}_{zi}$ ——第  $i$  层土的平均附加应力， $\bar{\sigma}_{zi} h_i$  表示第  $i$  层土的附加应力面积，如图 3-11 中所示的  $cdfe$ 。

由图可见：

$$A_{cdfe} = A_{abfe} - A_{abdc}$$

式中： $A_{cdfe}$ —— $cdfe$  的面积；

$A_{abfe}$ —— $abfe$  的面积；

$A_{abdc}$ —— $abdc$  的面积。

令

$$A_{abfe} = p_0 z_i \bar{\alpha}_i$$

$$A_{abdc} = p_0 z_{i-1} \bar{\alpha}_{i-1}$$

因此

$$\bar{\alpha}_i = \frac{A_{abfe}}{p_0 z_i}, \bar{\alpha}_{i-1} = \frac{A_{abdc}}{p_0 z_{i-1}}$$

由  $z_i$  深度范围的附加应力面积  $A_{abfe}$ ，除以基底附加应力  $p_0$ ，再除以深度  $z_i$ ，即可制成平均附加应力系数表格(表 3-5、表 3-6)供查用。因此，《规范》称此方法为应力面积法。

表 3-5 矩形基底铅直均布荷载作用角点下的平均铅直向附加应力系数  $\bar{\alpha}$

$l/b$ $z/b$	1.0	1.2	1.4	1.6	1.8	2.0	2.4	2.8	3.2	3.6	4.0	5.0	10.0
0.0	0.250 0	0.250 0	0.250 0	0.250 0	0.250 0	0.250 0	0.250 0	0.250 0	0.250 0	0.250 0	0.250 0	0.250 0	0.250 0
0.2	0.249 6	0.249 7	0.249 7	0.249 8	0.249 8	0.249 8	0.249 8	0.249 8	0.249 8	0.249 8	0.249 8	0.249 8	0.249 8

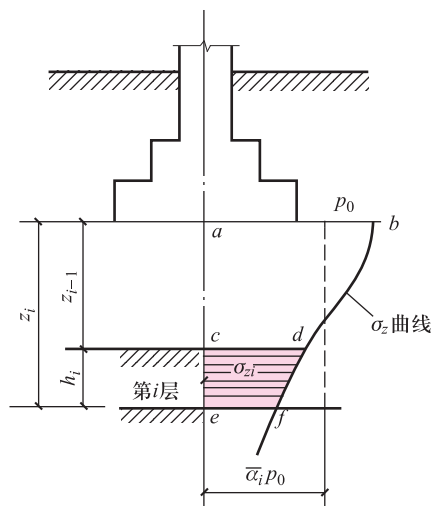


图 3-11 平均附加应力系数的物理意义

续表

$l/b$ $z/b$	1.0	1.2	1.4	1.6	1.8	2.0	2.4	2.8	3.2	3.6	4.0	5.0	10.0
0.4	0.247 4	0.247 9	0.248 1	0.248 3	0.248 4	0.248 5	0.248 5	0.248 5	0.248 5	0.248 5	0.248 5	0.248 5	0.248 5
0.6	0.242 3	0.243 7	0.244 4	0.244 8	0.245 1	0.245 2	0.245 4	0.245 5	0.245 5	0.245 5	0.245 5	0.245 5	0.245 6
0.8	0.234 6	0.237 2	0.238 7	0.239 5	0.240 0	0.240 3	0.240 7	0.240 8	0.240 9	0.240 9	0.241 0	0.241 0	0.241 0
1.0	0.225 2	0.229 1	0.231 3	0.232 6	0.233 5	0.234 0	0.234 6	0.234 9	0.235 1	0.235 2	0.235 2	0.235 3	0.235 3
1.2	0.214 9	0.219 9	0.222 9	0.224 8	0.226 0	0.226 8	0.227 8	0.228 2	0.228 5	0.228 6	0.228 7	0.228 8	0.228 9
1.4	0.204 3	0.210 2	0.214 0	0.216 4	0.219 0	0.219 1	0.220 4	0.221 1	0.221 5	0.221 7	0.221 8	0.222 0	0.222 1
1.6	0.193 6	0.200 6	0.204 9	0.207 9	0.209 9	0.211 3	0.213 0	0.213 8	0.214 3	0.214 6	0.214 8	0.215 0	0.215 2
1.8	0.184 0	0.191 2	0.196 0	0.199 4	0.201 8	0.203 4	0.205 5	0.206 6	0.207 3	0.207 7	0.207 9	0.208 2	0.208 4
2.0	0.174 6	0.182 2	0.187 5	0.191 2	0.193 8	0.195 8	0.198 2	0.199 6	0.200 4	0.200 9	0.201 2	0.201 5	0.201 8
2.2	0.165 9	0.173 7	0.179 3	0.183 3	0.186 2	0.188 3	0.191 1	0.192 7	0.193 7	0.194 3	0.194 7	0.195 2	0.195 5
2.4	0.157 8	0.165 7	0.171 5	0.175 7	0.178 9	0.181 2	0.184 3	0.186 2	0.187 3	0.188 0	0.188 5	0.189 0	0.189 5
2.6	0.150 3	0.158 3	0.164 2	0.168 6	0.171 9	0.174 5	0.177 9	0.179 9	0.181 2	0.182 0	0.182 5	0.183 2	0.183 8
2.8	0.143 3	0.151 4	0.157 4	0.161 9	0.165 4	0.168 0	0.171 7	0.173 9	0.175 3	0.176 3	0.176 9	0.177 7	0.178 4
3.0	0.136 9	0.144 9	0.151 0	0.155 6	0.159 2	0.161 9	0.165 8	0.168 2	0.169 8	0.170 8	0.171 5	0.172 5	0.173 3
3.2	0.131 0	0.139 0	0.145 0	0.149 7	0.153 3	0.156 2	0.160 2	0.162 8	0.164 5	0.165 7	0.166 4	0.167 5	0.168 5
3.4	0.125 6	0.133 4	0.139 4	0.144 1	0.147 8	0.150 8	0.155 0	0.157 7	0.159 5	0.160 7	0.161 6	0.162 8	0.163 9
3.6	0.120 5	0.128 2	0.134 2	0.138 9	0.142 7	0.145 6	0.150 0	0.152 8	0.154 8	0.156 1	0.157 0	0.158 3	0.159 5
3.8	0.115 8	0.123 4	0.129 3	0.134 0	0.137 8	0.140 8	0.145 2	0.148 2	0.150 2	0.151 6	0.152 6	0.154 1	0.155 4
4.0	0.111 4	0.118 9	0.124 8	0.129 4	0.133 2	0.136 2	0.140 8	0.143 8	0.145 9	0.147 4	0.148 5	0.150 0	0.151 6
4.2	0.107 3	0.114 7	0.120 5	0.125 1	0.128 9	0.131 9	0.136 5	0.139 6	0.141 8	0.143 4	0.144 5	0.146 2	0.147 9
4.4	0.103 5	0.110 7	0.116 4	0.121 0	0.124 8	0.127 9	0.132 5	0.135 7	0.137 9	0.139 6	0.140 7	0.142 5	0.144 4
4.6	0.100 0	0.107 0	0.112 7	0.117 2	0.120 9	0.124 0	0.128 7	0.131 9	0.134 2	0.135 9	0.137 1	0.139 0	0.141 0
4.8	0.096 7	0.103 6	0.109 1	0.113 6	0.117 3	0.120 4	0.125 0	0.128 3	0.130 7	0.132 4	0.133 7	0.135 7	0.137 9
5.0	0.093 5	0.100 3	0.105 7	0.110 2	0.113 9	0.116 9	0.121 6	0.124 9	0.127 3	0.129 1	0.130 4	0.132 5	0.134 8
5.2	0.090 6	0.097 2	0.102 6	0.107 0	0.110 6	0.113 6	0.118 3	0.121 7	0.124 1	0.125 9	0.127 3	0.129 5	0.132 0
5.4	0.087 8	0.094 3	0.099 6	0.103 9	0.107 5	0.110 5	0.115 2	0.118 6	0.121 1	0.122 9	0.124 3	0.126 5	0.129 2
5.6	0.085 2	0.091 6	0.096 8	0.101 0	0.104 6	0.107 6	0.112 2	0.115 6	0.118 1	0.120 0	0.121 5	0.123 8	0.126 6
5.8	0.082 8	0.089 0	0.094 1	0.098 3	0.101 8	0.104 7	0.109 4	0.112 8	0.115 3	0.117 2	0.118 7	0.121 1	0.124 0

续表

$l/b$ $z/b$	1.0	1.2	1.4	1.6	1.8	2.0	2.4	2.8	3.2	3.6	4.0	5.0	10.0
6.0	0.080 5	0.086 6	0.091 5	0.095 7	0.099 1	0.102 1	0.106 7	0.110 1	0.112 6	0.114 6	0.116 1	0.118 5	0.121 6
6.2	0.078 3	0.084 2	0.089 1	0.093 2	0.096 6	0.099 5	0.104 1	0.107 5	0.110 1	0.112 0	0.113 6	0.116 1	0.119 3
6.4	0.076 2	0.082 0	0.086 9	0.090 9	0.094 2	0.097 1	0.101 6	0.105 0	0.107 6	0.109 6	0.111 1	0.113 7	0.117 1
6.6	0.074 2	0.079 9	0.084 7	0.088 6	0.091 9	0.094 8	0.099 3	0.102 7	0.105 3	0.107 3	0.108 8	0.111 4	0.114 9
6.8	0.072 3	0.077 9	0.082 6	0.086 5	0.089 8	0.092 6	0.097 0	0.100 4	0.103 0	0.105 0	0.106 6	0.109 2	0.112 9
7.0	0.070 5	0.076 1	0.080 6	0.084 4	0.087 7	0.090 4	0.094 9	0.098 2	0.100 8	0.102 8	0.104 4	0.107 1	0.110 9
7.2	0.068 8	0.074 2	0.078 7	0.082 5	0.085 7	0.088 4	0.092 8	0.096 2	0.098 7	0.100 8	0.102 3	0.105 1	0.109 0
7.4	0.067 2	0.072 5	0.076 9	0.080 6	0.083 8	0.086 5	0.090 8	0.094 2	0.096 7	0.098 8	0.100 4	0.103 1	0.107 1
7.6	0.065 6	0.070 9	0.075 2	0.078 9	0.082 0	0.084 6	0.088 9	0.092 2	0.094 8	0.096 8	0.098 4	0.101 2	0.105 4
7.8	0.064 2	0.069 3	0.073 6	0.077 1	0.080 2	0.082 8	0.087 1	0.090 4	0.092 9	0.095 0	0.096 6	0.099 4	0.103 6
8.0	0.062 7	0.067 8	0.072 0	0.075 5	0.078 5	0.081 1	0.085 3	0.088 5	0.091 2	0.093 2	0.094 8	0.097 6	0.102 0
8.2	0.061 4	0.066 3	0.070 5	0.073 9	0.076 9	0.079 5	0.083 7	0.086 9	0.089 4	0.091 4	0.093 1	0.095 9	0.100 4
8.4	0.060 1	0.064 9	0.069 0	0.072 4	0.075 4	0.077 9	0.082 0	0.085 2	0.087 8	0.089 8	0.091 4	0.094 3	0.098 8
8.6	0.058 8	0.063 6	0.067 6	0.071 0	0.073 9	0.076 4	0.080 5	0.083 6	0.086 2	0.088 2	0.089 8	0.092 7	0.097 3
8.8	0.057 6	0.062 3	0.066 3	0.069 6	0.072 4	0.074 9	0.079 0	0.082 1	0.084 6	0.086 6	0.088 2	0.091 2	0.095 9
9.2	0.055 4	0.059 9	0.063 7	0.067 0	0.069 7	0.072 1	0.076 1	0.079 2	0.081 7	0.083 7	0.085 3	0.088 2	0.093 1
9.6	0.053 3	0.057 7	0.061 4	0.064 5	0.067 2	0.069 6	0.073 4	0.076 5	0.078 9	0.080 9	0.082 5	0.085 5	0.090 5
10.0	0.051 4	0.055 6	0.059 2	0.062 2	0.064 9	0.067 2	0.071 0	0.073 9	0.076 3	0.078 3	0.079 9	0.082 9	0.088 0
10.4	0.049 6	0.053 3	0.057 2	0.060 1	0.062 7	0.064 9	0.068 6	0.071 6	0.073 9	0.075 9	0.077 5	0.080 4	0.085 7
10.8	0.047 9	0.051 9	0.055 3	0.058 1	0.060 6	0.062 8	0.066 4	0.069 3	0.071 7	0.073 6	0.075 1	0.078 1	0.083 4
11.2	0.046 3	0.050 2	0.053 5	0.056 3	0.058 7	0.060 6	0.064 4	0.067 2	0.069 5	0.071 4	0.073 0	0.075 9	0.081 3
11.6	0.044 8	0.048 6	0.051 8	0.054 5	0.056 9	0.059 0	0.062 5	0.065 2	0.067 5	0.069 4	0.070 9	0.073 8	0.079 3
12.0	0.043 5	0.047 1	0.050 2	0.052 9	0.055 2	0.057 3	0.060 6	0.063 4	0.065 6	0.067 4	0.069 0	0.071 9	0.077 4
12.8	0.040 9	0.044 4	0.047 4	0.049 9	0.052 1	0.054 1	0.057 3	0.059 9	0.062 1	0.063 9	0.065 4	0.068 2	0.073 9
13.6	0.038 7	0.042 0	0.044 8	0.047 2	0.049 3	0.051 2	0.054 3	0.056 8	0.058 9	0.060 7	0.062 1	0.064 9	0.070 7
14.4	0.036 7	0.039 8	0.042 5	0.044 8	0.046 8	0.048 6	0.051 6	0.054 0	0.056 1	0.057 7	0.059 2	0.061 9	0.067 7
15.2	0.034 9	0.037 9	0.040 4	0.042 6	0.044 6	0.046 3	0.049 2	0.051 5	0.053 5	0.055 1	0.056 5	0.059 2	0.065 0
16.0	0.033 2	0.036 1	0.038 5	0.040 7	0.042 5	0.044 2	0.046 9	0.049 9	0.051 1	0.052 7	0.054 0	0.056 7	0.062 5
18.0	0.029 7	0.032 3	0.034 5	0.036 4	0.038 1	0.039 6	0.042 2	0.044 2	0.046 0	0.047 5	0.048 7	0.051 2	0.057 0
20.0	0.026 9	0.026 2	0.031 2	0.033 0	0.034 5	0.035 9	0.038 3	0.040 2	0.041 8	0.043 2	0.044 4	0.046 8	0.052 4

表 3-6 矩形基底铅直三角形分布荷载作用角点下的平均铅直向附加应力系数  $\bar{\alpha}$

$z/b$	0.2		0.4		0.6		0.8		1.0	
	1	2	1	2	1	2	1	2	1	2
0.0	0.000 0	0.250 0	0.000 0	0.250 0	0.000 0	0.250 0	0.000 0	0.250 0	0.000 0	0.250 0
0.2	0.011 2	0.216 1	0.014 0	0.230 8	0.014 8	0.233 3	0.015 1	0.233 9	0.015 2	0.234 1
0.4	0.017 9	0.181 0	0.024 5	0.208 4	0.027 0	0.215 3	0.028 0	0.217 5	0.028 5	0.218 4
0.6	0.020 7	0.150 5	0.030 8	0.185 1	0.035 5	0.196 6	0.037 6	0.201 1	0.038 8	0.203 0
0.8	0.021 7	0.127 7	0.034 0	0.164 0	0.040 5	0.178 7	0.044 0	0.185 2	0.045 9	0.188 3
1.0	0.021 7	0.110 4	0.035 1	0.146 1	0.043 0	0.162 4	0.047 6	0.170 4	0.050 2	0.174 6
1.2	0.021 2	0.097 0	0.035 1	0.131 2	0.043 9	0.148 0	0.049 2	0.157 1	0.052 5	0.162 1
1.4	0.020 4	0.086 5	0.034 4	0.118 7	0.043 6	0.135 6	0.049 5	0.145 1	0.053 4	0.150 7
1.6	0.019 5	0.077 9	0.033 3	0.108 2	0.042 7	0.124 7	0.049 0	0.134 5	0.053 3	0.140 5
1.8	0.018 6	0.070 9	0.032 1	0.099 3	0.041 5	0.115 3	0.048 0	0.125 2	0.052 5	0.131 3
2.0	0.017 8	0.065 0	0.030 8	0.091 7	0.040 1	0.107 1	0.046 7	0.116 9	0.051 3	0.123 2
2.5	0.015 7	0.053 8	0.027 6	0.076 9	0.036 5	0.090 8	0.042 9	0.100 0	0.047 8	0.106 3
3.0	0.014 0	0.045 8	0.024 8	0.066 1	0.033 0	0.078 6	0.039 2	0.087 1	0.043 9	0.093 1
5.0	0.009 7	0.028 9	0.017 5	0.042 4	0.023 6	0.047 6	0.028 5	0.057 6	0.032 4	0.062 4
7.0	0.007 3	0.021 1	0.013 3	0.031 1	0.018 0	0.035 2	0.021 9	0.042 7	0.025 1	0.046 5
10.0	0.005 3	0.015 0	0.009 7	0.022 2	0.013 3	0.025 3	0.016 2	0.030 8	0.018 6	0.033 6

$z/b$	1.2		1.4		1.6		1.8		2.0	
	1	2	1	2	1	2	1	2	1	2
0.0	0.000 0	0.250 0	0.000 0	0.250 0	0.000 0	0.250 0	0.000 0	0.250 0	0.000 0	0.250 0
0.2	0.015 3	0.234 2	0.015 3	0.234 3	0.025 3	0.234 3	0.015 3	0.234 3	0.015 3	0.234 3
0.4	0.028 8	0.218 7	0.028 9	0.218 9	0.029 0	0.219 0	0.029 0	0.219 0	0.029 0	0.219 1
0.6	0.039 4	0.203 9	0.039 7	0.204 3	0.039 9	0.204 6	0.040 0	0.204 7	0.040 1	0.204 8
0.8	0.047 0	0.189 9	0.047 6	0.190 7	0.048 0	0.191 2	0.048 2	0.191 5	0.048 3	0.191 7
1.0	0.051 8	0.176 9	0.052 8	0.178 1	0.053 4	0.178 9	0.053 8	0.179 4	0.054 0	0.179 7
1.2	0.054 6	0.164 9	0.056 0	0.166 6	0.056 8	0.167 8	0.057 4	0.168 4	0.057 7	0.168 9
1.4	0.055 9	0.154 1	0.057 5	0.156 2	0.058 6	0.157 6	0.059 4	0.158 5	0.059 9	0.159 1
1.6	0.056 1	0.144 3	0.058 0	0.146 7	0.059 4	0.148 4	0.060 3	0.149 4	0.060 9	0.150 2
1.8	0.055 6	0.135 4	0.057 8	0.138 1	0.059 3	0.140 0	0.060 4	0.141 3	0.061 1	0.142 2
2.0	0.054 7	0.127 4	0.057 0	0.130 3	0.058 7	0.132 4	0.059 9	0.133 8	0.060 8	0.134 8
2.5	0.051 3	0.110 7	0.054 0	0.113 9	0.056 0	0.116 3	0.057 5	0.118 0	0.058 6	0.119 3

续表

$z/b$	1.2		1.4		1.6		1.8		2.0	
	1	2	1	2	1	2	1	2	1	2
3.0	0.047 6	0.097 6	0.050 3	0.100 8	0.052 5	0.103 3	0.054 1	0.105 2	0.055 4	0.106 7
5.0	0.035 6	0.066 1	0.038 2	0.069 0	0.040 3	0.071 4	0.042 1	0.073 4	0.043 5	0.074 9
7.0	0.027 7	0.049 6	0.029 9	0.052 0	0.031 8	0.054 1	0.033 3	0.055 8	0.034 7	0.057 2
10.0	0.020 7	0.035 9	0.022 4	0.037 9	0.023 9	0.039 5	0.025 2	0.040 9	0.026 3	0.040 3

与单向压缩分层总和法相同,地基变形计算深度用符号  $z_n$  表示,规定  $z_n$  应满足下列条件:由该深度向上取计算厚度  $\Delta z$  ( $\Delta z$  由基础宽度  $b$  查表 3-7 确定) 所得的计算变形量  $\Delta S'_n$  应小于等于  $z_n$  深度范围内总的计算变形量  $S'$  的 2.5%, 即应满足下式要求:

表 3-7  $\Delta z$  值 表

基础宽度 $b/\text{cm}$	$\leq 2$	2~4	4~8	$> 8$
$\Delta z/\text{m}$	0.3	0.6	0.8	1.0

$$\Delta S'_n \leq 0.025 \sum_{i=1}^n S'_i \quad (3-25)$$

若  $z_n$  以下存在软弱土层时,还应向下继续计算,至软弱土层中  $\Delta S'_n$  满足上式为止。

式(3-25)中  $S'_i$  包括相邻建筑的影响,可按应力叠加原理,采用角点法计算。当无相邻建筑物荷载影响,基础宽度在 1~30 m 范围内时,基础中心点的沉降计算深度可按下式计算:

$$z_n = b(2.5 - 0.4 \ln b) \quad (3-26)$$

式中: $b$ ——基础宽度,  $\ln b$  为  $b$  的自然对数。

在计算深度范围内存在基岩时,  $z_n$  可取至基岩表面;存在较厚的坚硬黏性土,其孔隙比小于 0.5、压缩模量大于 50 MPa 时,以及存在较厚的密实砂卵石层,其压缩模量大于 80 MPa 时,  $z_n$  可取至该层土表面。

根据大量沉降观测资料与式(3-23)计算结果比较发现:对较紧密的地基土,公式计算值较实测沉降值偏大;对较软弱的地基土,按公式计算得出的沉降值偏小。这是由于在公式推导过程中做了某些假定,有些复杂情况在公式中得不到反映:如使用弹性力学公式计算弹塑性地基土的应力,将三向变形假定为单向变形,非均质土层按均质土层计算等。因此,《规范》对式(3-23)用乘以经验系数的方法进行修正,即

$$S = \psi_s \sum_{i=1}^n \frac{p_0}{E_s} (\bar{\alpha}_i z_i - \bar{\alpha}_{i-1} z_{i-1}) \quad (3-27)$$

式中: $\psi_s$ ——沉降计算经验系数,可按当地沉降观测资料和经验确定,也可以按表 3-8 确定;

$n$ ——地基沉降计算深度  $z_n$  范围内所划分的土层数。

表 3-8 沉降计算经验系数  $\psi_s$ 

$\bar{E}_s/\text{MPa}$	2.5	4.0	7.0	15.0	20.0
基底附加压力					
$p_0 \geq f_{ak}$	1.4	1.3	1.0	0.4	0.2
$p_0 \leq 0.75f_{ak}$	1.1	1.0	0.7	0.4	0.2

表 3-8 中,  $f_{ak}$  为地基承载力特征值(见第四章);  $\bar{E}_s$  为沉降计算深度范围内土体压缩模量的当量值,按下式计算:

$$\bar{E}_s = \frac{\sum A_i}{\sum \frac{A_i}{E_{si}}} \quad (3-28)$$

式中:  $A_i$ ——第  $i$  层土平均附加应力系数沿该土层厚度的积分值;

$E_{si}$ ——第  $i$  层土的压缩模量。

表 3-5、表 3-6 均为矩形基底角点下的平均附加应力系数表。若计算荷载作用面(基底面)中心或任意点的平均附加应力时,仍可按前面章节讲述的叠加法计算;梯形荷载仍可分为均布荷载与三角形分布荷载进行计算。

当建筑物地下室基础埋置较深时,应考虑开挖基坑时地基土的回弹,建筑物施工时又产生地基土再压缩的状况,该部分沉降量可按式:

$$S_c = \psi_c \sum_{i=1}^n \frac{p_{zc}}{E_{ci}} (z_i \bar{\alpha}_i - z_{i-1} \bar{\alpha}_{i-1}) \quad (3-29)$$

式中:  $S_c$ ——考虑回弹影响的地基变形量;

$\psi_c$ ——考虑回弹影响的沉降计算经验系数,  $\psi_c = 1.0$ ;

$p_{zc}$ ——基坑底面以上土的自重压力, kPa, 地下水位以下应扣除浮力;

$E_{ci}$ ——土的回弹再压缩模量,按《土工试验方法标准》

(GB/T 50123—1999)进行试验,根据在土的自重压力下退至零的回弹量确定(图 3-12)。

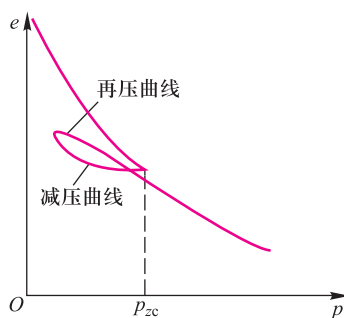


图 3-12 土的回弹再压缩模量

**例 3-3** 已知两相邻单独基础,基底底面尺寸均为  $2\text{ m} \times 3\text{ m}$ ,埋深  $1.5\text{ m}$ ,中心荷载  $F = 1\ 200\text{ kN}$ ,  $f_{ak} = 280\text{ kPa}$ ,其他资料如图 3-13 所示。求两个基础中心点的沉降量。

**解:**(1) 先求基底压力

$$p = \frac{F+G}{A} = \frac{1\ 200+2 \times 3 \times 1.5 \times 20}{2 \times 3} \text{ kPa} = 230\text{ kPa}$$

(2) 求基底附加应力

$$p_0 = p - \gamma d = 230\text{ kPa} - 18 \times 1.5\text{ kPa} = 203\text{ kPa}$$

两个基础完全相同,只计算一个基础中心点的沉降即可。

由图 3-13 还可看出:基础 I 下土层受基础 I 和基础 II 的荷载共同作用,即要考虑相邻基础的影响。

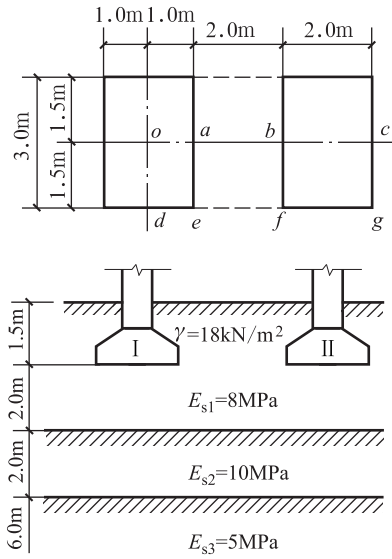


图 3-13 例 3-3 图

(3) 计算过程列成表 3-9。

表 3-9 例 3-3 计算表

$z_i/m$	基础 I			基础 II 的影响			$\bar{\alpha}_i$	$z_i \bar{\alpha}_i / m$	$\frac{z_i \bar{\alpha}_i - z_{i-1} \bar{\alpha}_{i-1}}{m}$	$E_{si} / MPa$	$S'_i / mm$	$\sum_{i=1}^n S'_i / mm$	$\frac{\Delta S'_n}{\sum_{i=1}^n S'_i}$
	$\frac{l}{b}$	$\frac{z_i}{b}$	$\bar{\alpha}_i$	$\frac{l}{b}$	$\frac{z_i}{b}$	$\bar{\alpha}_i$							
0	$\frac{1.5}{1.0} = 1.5$	0		$\frac{5.0}{1.5} = 3.3$ $\frac{3.0}{1.5} = 2.0$	0		0						
2	1.5	2.0	$4 \times 0.1894 = 0.7576$	3.3 2.0	1.3	$2 \times (0.225 - 0.223) = 0.004$	0.7616	1.523	1.523	8	38.6	38.6	
4	1.5	4.0	$4 \times 0.1271 = 0.5084$	3.3 2.0	2.7	0.0144	0.5228	2.091	0.568	10	11.5	50.1	
8	1.5	8.0	$4 \times 0.0738 = 0.2952$	3.3 2.0	5.3	0.0214	0.3166	2.533	0.442	5	17.9	68.0	
7.7	1.5	7.7	$4 \times 0.0762 = 0.3048$	3.3 2.0	5.1	0.0226	0.3274	2.521	0.012	5	0.48		$\frac{0.48}{68.0} = 0.007$

考虑到基底以下 4 m 处有较弱土层, 试取  $z_n = 8 m$ , 从  $z_n$  底面处向上取计算厚度 0.3 m (按表 3-7 查), 该土层变形量 (查计算表 3-9) 为 0.48 mm, 则

$$\frac{\Delta S'_n}{\sum_{i=1}^n S'_i} = \frac{0.48}{68.0} = 0.007 < 0.025$$

符合地基沉降计算深度的规定,故取  $z_n = 8 \text{ m}$ 。

(4) 求  $z_n$  范围内土层压缩模量当量值  $\bar{E}_s$

$$\bar{E}_s = \frac{\sum_{i=1}^n A_i}{\sum_{i=1}^n \frac{A_i}{E_{si}}} = \frac{\sum_{i=1}^n p_0(z_i \bar{\alpha}_i + z_{i-1} \bar{\alpha}_{i-1})}{\sum_{i=1}^n \frac{p_0(z_i \bar{\alpha}_i + z_{i-1} \bar{\alpha}_{i-1})}{E_{si}}} = \frac{p_0(1.523 + 0.568 + 0.442)}{p_0\left(\frac{1.523}{8 \text{ MPa}} + \frac{0.568}{10 \text{ MPa}} + \frac{0.442}{5 \text{ MPa}}\right)} = 7.56 \text{ MPa}$$

(5) 求沉降计算修正系数

$$\frac{p_0}{f_{ak}} = \frac{203}{280} = 0.725 < 0.75$$

查表 3-8 得  $\psi_s = 0.68$ 。

(6) 求基础 I 的最终沉降量

$$S = \psi_s S' = 0.68 \times 68 \text{ mm} = 46.24 \text{ mm}$$

## 3.3 土的渗透性与渗透变形

### 3.3.1 土的渗透性

土体属于多孔介质,土孔隙中的水在水头差作用下,便会发生流动。如图 3-14 所示的水闸,上下游水位不同时,上游的水就在水头差作用下,通过地基土的孔隙而流向下游。又如在水位较高的建筑场地开挖基坑,地下水在水头差作用下,也会发生这种现象。在水头差的作用下,水透过土中孔隙流动的现象称为渗透或渗流。而土能被水透过的性能称为土的渗透性。

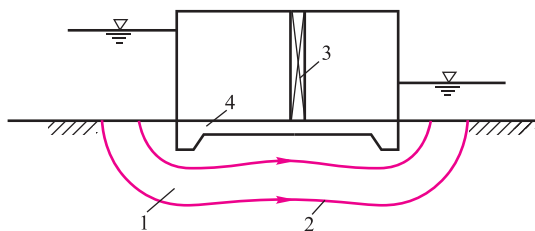


图 3-14 渗透示意图

1—透水地基;2—渗透水流线;3—闸门;4—闸底板

### 3.3.2 达西定律

工程中常见的土(黏性土、粉土及砂土)孔隙较小,因而水在其中流动时,流速一般均很

课件:土的渗透性和达西定律



微课:土的渗透性和达西定律



动画:水闸闸基渗流

小,其渗流多属层流(流速很大的水流属紊流)。通过图 3-15 所示的试验装置研究砂土的渗透性,可以得到如下的关系式:

$$v = ki = k \frac{h}{L} \quad (3-30)$$

或

$$v = \frac{Q}{At} \quad (3-31)$$

式中: $v$ ——渗透速度,cm/s;

$Q$ ——渗透水量,cm<sup>3</sup>;

$i$ ——水力梯度或称水力坡降, $i = \frac{h}{L}$ ;

$h$ ——水头差,cm;

$L$ ——渗透路径长度,cm;

$A$ ——试样截面积,cm<sup>2</sup>;

$t$ ——渗流时间,s;

$k$ ——渗透系数,即水力梯度为 1 时的渗透速度,cm/s。

式(3-30)称为**渗透定律**,表明水在土中的渗透速度与水力梯度成正比例关系。这一定律是达西(H. Darcy)首先提出的,故**又称达西定律**。

砂土的渗透速度与水力梯度间的关系线,是通过坐标原点的直线,如图 3-16 所示。

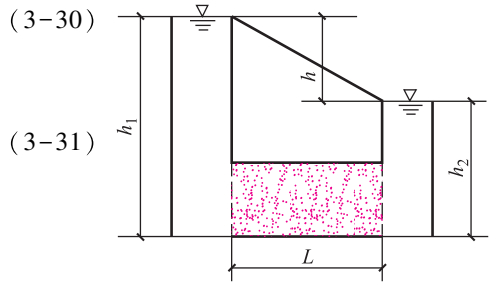


图 3-15 渗透试验示意图

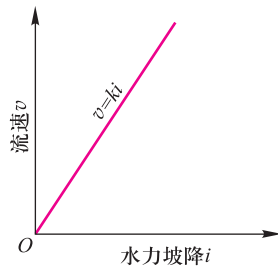


图 3-16 砂土的  $v-i$  关系曲线

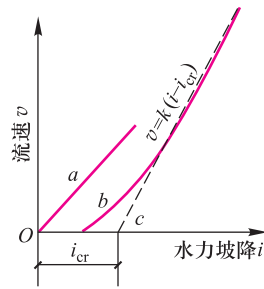


图 3-17 黏性土的  $v-i$  关系曲线

国内外研究者曾认为:密实黏土中孔隙全部或大部分充满薄膜水时,黏土渗透性就具有特殊的性能。对于砂性较重及密实度较低的黏土,其渗透规律与达西定律相符,如图 3-17 中通过坐标原点的直线  $a$  所示。至于密实黏土,由于受薄膜水的阻碍,其渗透规律与达西定律不符,如图 3-17 中的曲线  $b$  所示。当水力梯度较小时,渗透速度与水力梯度不成线性关系,甚至不发生渗流。只有当水力梯度达到一定值时,克服了薄膜水的阻力后,水才开始流动。通常将曲线  $b$  简化为直线  $c$ ,截距  $i_{cr}$  称为黏土的起始水力梯度。在实际渗流时,只有水力梯度大于起始水力梯度时,水才能通过土体的孔隙流动。

近年来的研究结果倾向于黏土中不存在起始水力梯度。因而在后面的章节中研究土中各种渗流理论仍采用式(3-30)。

对于粗颗粒土(如砾石、卵石等)中的渗流,只有在水力梯度很小、流速不大时才属层流,遵从达西定律;否则属紊流,渗透流速与水力梯度之间不再是直线关系,如图 3-18 所



动画:渗透系数测试

示。由层流变为紊流的临界流速  $v_{cr}$  为  $0.3 \sim 0.5 \text{ cm/s}$ 。还应指出：水在土中渗透，并不是通过土体的整个截面，仅是通过土粒间的孔隙，所以达西定律中的渗透速度只是假想的平均速度。因此，水在土中的实际平均流速要比达西定律求得的价值大得多。它们之间的大致关系为

$$v' = \frac{1+e}{e} v = \frac{v}{n} \quad (3-32)$$

式中： $v$ ——达西定律求得的平均渗透速度；

$v'$ ——实际平均渗透速度；

$e$ 、 $n$ ——分别为土的孔隙比、孔隙率。

式(3-32)的所谓平均流速仍不是土体孔隙中的真正平均流速，因为土的孔隙通道并非直道，而是弯弯曲曲不规则的曲道。由于土中孔隙的大小和形状极为复杂，尚难确定通过孔隙的真正流速，所以在工程中都采用达西定律计算的平均流速。

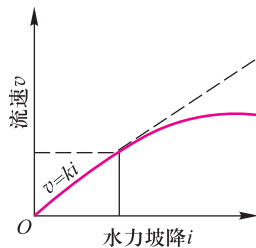


图 3-18 砾石的  $v-i$  关系曲线

### 3.3.3 渗透力

水在土的孔隙中流动时，将会产生水头损失。而这种水头损失是因为水在土的孔隙中流动时，作用在土粒上的拖曳力而引起的，由渗透水流作用于单位土体内土粒上的拖曳力称为渗透力。

下面通过试验观察水在土体孔隙中流动时的一些现象。图 3-19 中圆筒容器 1 中装有均匀的砂土，厚度为  $L$ ，容器底部由管子与供水容器 2 相通，当两个容器的水面保持齐平时，无渗流发生；若容器 2 逐渐提升，由于水头差  $h$  逐渐增大，容器 2 内的水便从底部透过砂层从容器 1 的顶部边缘不断溢出，当水头差  $h$  达到某一高度时，便会发现砂土表面出现类似沸腾的现象，这种现象称为流土。

上述现象说明水在土的孔隙中流动时，确有沿水流方向的渗透力存在。

如图 3-19 所示，设试样截面积为  $A$ ，渗透进口（试样底面）与出口（试样顶面）的水头差为  $h$ ，说明水流在流经试样长度  $L$  过程中，土粒对水流的阻力所引起的水头损失为  $h$ 。土粒对水流的阻力为

$$F = \gamma_w h A \quad (3-33)$$

根据力的平衡条件，渗透作用于试样上的总渗透力  $J$  应和试样中土粒对水流的阻力  $F$  大小相等，方向相反，即

$$J = F = \gamma_w h A \quad (3-34)$$

渗透作用于单位土体的力为

$$j = \frac{J}{AL} = \frac{\gamma_w h A}{AL} = \gamma_w i \quad (3-35)$$

渗透力  $j$  的作用方向与渗流方向一致，大小与水力梯度  $i$  成正比， $j$  是体积力，单位为  $\text{kN/m}^3$ 。

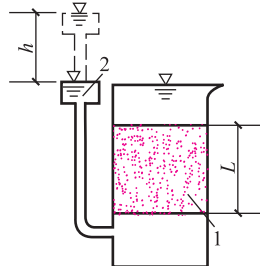


图 3-19 流土试验示意图

课件：渗透力



微课：渗透力

### 3.3.4 渗透变形

大量的研究和实践均表明,渗透失稳可分为流土与管涌两种基本类型。

#### 1. 流土及临界水力梯度

流土通常指在渗流作用下,黏性土或无黏性土体中某一范围内的颗粒或颗粒群同时发生移动的现象,如图 3-20a 所示。流土发生在水流出溢口处,不发生在土体内部。在开挖基坑时常遇到的所谓流砂现象均属流土的类型。

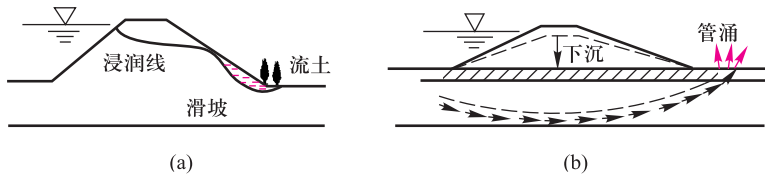


图 3-20 渗透变形示意图

流土的临界水力梯度  $i_{cr}$  为濒临发生流土的水力梯度。根据力的平衡关系通过计算得

$$j = i_{cr} \gamma_w = \gamma'$$

$$i_{cr} = \frac{\gamma'}{\gamma_w} = \frac{\gamma_{sat} - \gamma_w}{\gamma_w} = \frac{d_s - 1}{1 + e} \quad (3-36)$$

式中:  $d_s$ ——土粒比重;

$e$ ——土的孔隙比;

$\gamma_{sat}$ ——土的饱和重度;

$\gamma_w$ ——水的重度。

防止发生流土的允许水力梯度为  $[i] = \frac{i_{cr}}{F_s}$ ,  $F_s$  为安全系数,一般取 2.0~2.5。

#### 2. 管涌及临界水力梯度

管涌是指在渗透力作用下,无黏性土中的细小颗粒通过粗大颗粒的孔隙,发生移动或被水流带出,导致土体内形成贯通的渗流通道的现象,在水流出溢口或土体内部均有可能发生,如图 3-20b 所示。

由于黏性土土粒间具有黏聚力,颗粒连接较紧,不易发生管涌。

产生管涌的水力条件比较复杂,我国科学家在总结前人经验的基础上,经过研究,得出了发生管涌的临界水力梯度  $i_{cr}$  的简化经验公式

$$i_{cr} = \frac{d}{\sqrt{\frac{k}{n^3}}} \quad (3-37)$$

式中:  $d$ ——被冲动的细粒粒径, cm;

$k$ ——土的渗透系数, cm/s;

$n$ ——土的孔隙率。

防止发生管涌的允许水力梯度为  $[i] = \frac{i_{cr}}{F_s}$ ,  $F_s$  为安全系数,一般取 1.5~2.0。

课件:渗透  
变形



微课:渗透  
变形

### 3.4 饱和黏性土的单向渗透固结理论

前面研究了地基最终变形的计算理论和方法,由于土体在压力作用下要经历一定的时间才能完成全部压缩变形而达到基本稳定,因此本节主要讨论变形与时间的关系,并介绍其计算方法。

#### 3.4.1 有效应力原理

前面在介绍土体的自重应力时,只考虑了土中某单位面积上的平均应力。实际上,饱和土是由土颗粒和孔隙水组成的两相体,如图 3-21a 所示。当荷载作用于饱和土体时,这些荷载是由土颗粒和孔隙水共同承担的。通过土粒接触点传递的粒间应力称为有效应力,通过孔隙水传递的应力为静孔隙水压力,习惯上称为孔隙水压力。



微课:有效应力原理

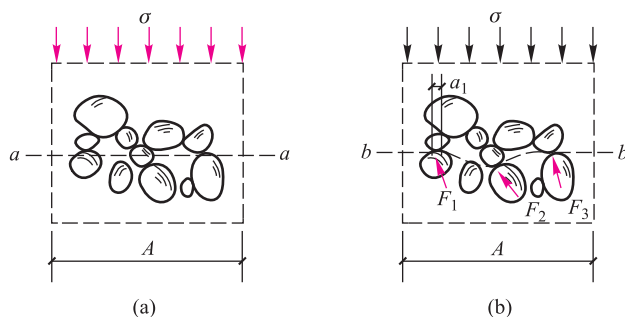


图 3-21 土体截面上力的传递示意图

取饱和土单元体中任一水平断面,如图 3-21b 所示。横截面面积为  $A$ ,应力  $\sigma$  等于该单元体以上土、水自重或外荷,通常把这个应力称为总应力。在  $b-b$  截面上,作用在孔隙面积上的孔隙水压力为  $u$ ,作用在各个颗粒接触面上的各力分别为  $F_1, F_2, \dots$ ,相应各接触面积为  $A_1, A_2, \dots$ ,各力的铅直向分量之和  $\sum F_{vi} = F_{v1} + F_{v2} + \dots$ ,可得平衡方程式如下:

$$\sigma = \frac{\sum F_{vi}}{A} + \frac{(A - \sum A_i)u}{A}$$

或

$$\sigma = \sigma' + \left(1 - \frac{\sum A_i}{A}\right)u \quad (3-38)$$

$\sum A_i$  为所求平面内颗粒的接触面积,试验表明,颗粒间接触面积甚微,可以忽略不计。于是,式(3-38)可简化为

$$\sigma = \sigma' + u \quad (3-39)$$

或

$$\sigma' = \sigma - u \quad (3-40)$$

由此得出结论:饱和土中任意点的总应力  $\sigma$  总是等于有效应力  $\sigma'$  与孔隙水压力  $u$  之和,这就是著名的有效应力原理,是由太沙基(K. Terzaghi)于 1925 年首先提出的。

### 3.4.2 太沙基渗压模型

太沙基为研究土的固结问题提出了一维渗压模型来模拟现场土层中一点的固结过程,如图3-22所示。它由圆筒、开孔的活塞板、弹簧及筒中充满的水组成。活塞板上的小孔模拟土的孔隙,弹簧模拟土的颗粒骨架,筒中水模拟孔隙中的水。把土颗粒承担的应力称为有效应力,用 $\sigma'$ 表示;由外荷在孔隙水中引起的压力称为超静水压力,用 $u$ 表示。

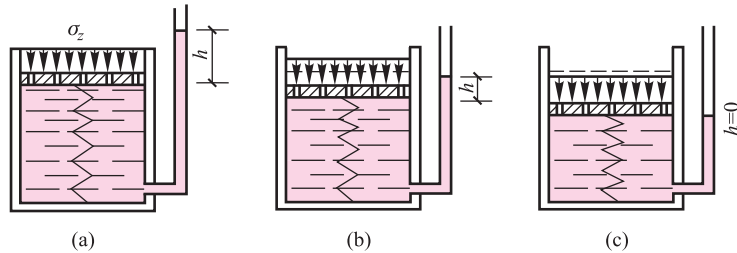


图 3-22 太沙基饱和土一维(单向)渗压模型

当活塞板上没有外荷载作用时,测压管中的水位与圆筒中的静水位齐平,没有超静水压力,筒中水不会通过活塞板上小孔流出,说明土中未出现渗流。而当活塞板上作用一压力 $\sigma$ 时,在荷载作用的瞬时,筒中水来不及排出,弹簧无变形,说明弹簧没受力,那么外荷产生的压力只能由孔隙水承担,超静水压力 $u = \sigma$ ,测压管中的水位升高,升高水头为

$$h = \frac{u}{\gamma_w} \quad (3-41)$$

在超静水压力作用下,筒中水通过活塞板上的小孔向外挤出,筒内水的体积减小,活塞随之下沉,继而弹簧发生变形,承担了部分外荷,超静水压力减小,孔隙水不再承担全部应力。此时,应力由弹簧(颗粒骨架)和孔隙水共同承担, $\sigma = \sigma' + u$ 。

随着时间的增长,筒中的水不断挤出,筒内水体积逐渐减小,弹簧变形增大,承担更多的外荷,而孔隙水承担的超静水压力越来越小。当筒内水承担的超静水压力消散为零时,活塞停止下沉,弹簧(颗粒骨架)承担全部应力,即 $\sigma = \sigma'$ ,而超静水压力 $u = 0$ ,渗流过程终止。这一过程即为固结过程。

由上述分析可知,土层的排水固结过程是土中孔隙水压力消散、有效应力增长的过程,即两种应力的相互转换过程。这个过程可表述如下:

- 荷载施加瞬间: $t = 0, u = \sigma, \sigma' = 0, \sigma = \sigma' + u$ ;
- 渗流过程中: $0 < t < \infty, u \neq 0, \sigma' \neq 0, \sigma = \sigma' + u$ ;
- 渗流终止时: $t = \infty, u = 0, \sigma' = \sigma, \sigma = \sigma' + u$ 。

### 3.4.3 土层固结过程中的应力转换

上述渗压模型,说明了土中一点的应力随时间的转化过程。现用图3-23所示的多层渗压模型研究饱和土层固结过程中的应力变化规律。图3-23a为饱和黏土层在均布荷载 $p$ 作用下的固结情况;图3-23b为相应情况的多层渗压模型。该模型由多层开孔的活塞板、弹簧和容器中的水组成。模型的各层分别表示不同的土层;弹簧仍然模拟土骨架;筒中水模拟土层中的孔隙水;活塞板上的小孔模拟土层中的孔隙;模型不同深度处的测压管中水

位变化情况可以反映土层在固结过程中超静水压力的变化过程。

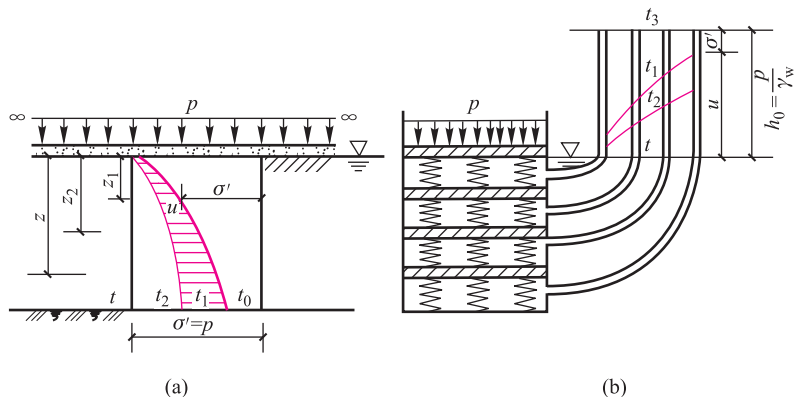


图 3-23 土层固结的渗压模型

荷载施加之前,测压管中的水位相同,且与筒中的静水位齐平,说明水中的超静水压力为零,没有渗流发生。在施加荷载瞬间,即  $t=0$  时,筒中水来不及排出,活塞板没有产生下沉,弹簧不会发生变形,因此弹簧没有受力,外荷全部由孔隙水承担。各测压管中的水位都升高了  $h_0=p/\gamma_w$ ,表明在土层任何深度处,超静水压力相同,即

$$u_1 = u_2 = u_3 = u_4 = p = \sigma$$

而有效应力

$$\sigma'_1 = \sigma'_2 = \sigma'_3 = \sigma'_4 = 0$$

在超静水压力  $u$  作用下,模型筒内的水将随时间由下向上通过活塞板上的小孔逐渐排出,各测压管中的水位也随之下降。上层水由于渗径短,易排出,所以超静水压力下降比较快;下层土渗径长,超静水压力下降较慢,因此,下层土的测压管水位上升高度较上层大。若将同一时间各测压管中的水面连接起来,可得到图 3-23b 所示的曲线。在孔隙水排出的同时,弹簧按各层排出水量的多少产生相应的变形,并承担部分荷载,各点均满足  $\sigma' + u = p = \sigma$  的条件。这个过程说明了土层的固结过程是孔隙水压力向颗粒转移变成有效应力的过程。

随时间延长,孔隙水排出,孔隙水压力逐渐减小,测压管水位降低,最终又恢复到与静水位齐平。此时,渗流终止,弹簧支撑的活塞板不再下沉,弹簧承担了全部应力,超静水压力消散为零,即超静水压力完全转换给了颗粒,变成了有效应力,即

$$u_1 = u_2 = u_3 = u_4 = 0$$

$$\sigma'_1 = \sigma'_2 = \sigma'_3 = \sigma'_4 = p = \sigma$$

#### 3.4.4 饱和土的单向渗透固结理论

通过上述分析已了解到地基的变形是随时间  $t$  而增长的,要确定饱和黏性土层在渗透固结过程中任意时间的变形,通常采用太沙基提出的一维(单向)渗透固结理论进行计算。该理论对无限大均布荷载作用、孔隙水主要沿铅直向渗流是适用的。

图 3-24 所示的土层情况属单向渗透固结,图中表示厚度为  $H$  的饱和黏土层的顶面是透水的,而底面是不透水的不可压缩层。该饱和黏土层在自重作用下已压缩稳定,属正常

固结土,在透水面上一次施加的连续均布荷载  $p_0$  引起土层固结。单向渗透固结理论的假定条件为:



微课:渗透固结微分方程

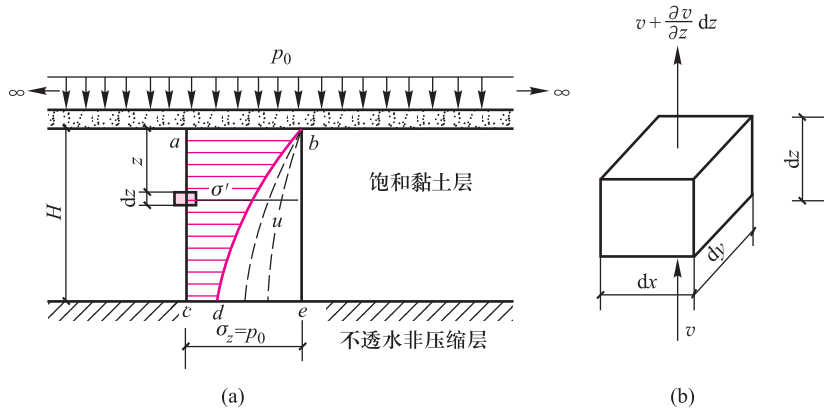


图 3-24 饱和黏性土的固结过程



动画:固结理论单面排水

- ① 土是均质、各向同性和完全饱和的。
- ② 土粒和孔隙水都是不可压缩的;土的压缩速率取决于孔隙中水的排出速度。
- ③ 土中铅直向附加应力沿水平面是无限均布的,土的压缩和渗流都是一维的。
- ④ 渗流为层流,服从于达西定律。
- ⑤ 固结过程中,渗透系数  $k$  与压缩系数  $a$  为常数。
- ⑥ 荷载为一次瞬时施加。

由图 3-33 中  $\sigma$ 、 $u$  的分布曲线及前面的分析已知,土中有效应力和超静水压力是深度  $z$  和时间  $t$  的函数,即

$$\sigma' = f(z, t) \quad (3-42)$$

$$u = F(z, t) \quad (3-43)$$

当  $t=0$  时(加荷瞬时),图 3-24 中  $bd$  与  $ac$  线重合,  $\sigma' = f(z, t) = 0$  及  $u = F(z, t) = \sigma_z$ ,即全部附加应力都由孔隙水承担;当  $t = \infty$  时,  $bd$  线与  $be$  线重合,  $\sigma' = f(z, t) = \sigma_z$  及  $u = F(z, t) = 0$ ,即全部附加应力都由土骨架承担。

在饱和土层顶面下  $z$  深度处取一微分体,如图 3-24b 所示,微分体的体积  $V = dx dy dz$ ,微分体孔隙体积为  $V_v = \frac{e}{1+e} dx dy dz$ ,微分体土颗粒体积为  $V_s = \frac{1}{1+e} dx dy dz$ ,  $V_s$  在固结过程中保持不变。

在某一时刻,单元体底面和顶面的渗透速度为  $v$  和  $v + \frac{\partial v}{\partial z} dz$ ,则在  $dt$  时间内,微分体水量变化为

$$\left[ v - \left( v + \frac{\partial v}{\partial z} dz \right) \right] dx dy dt = - \frac{\partial v}{\partial z} dx dy dz dt \quad (3-44)$$

在  $dt$  时间内单元体体积变化量为

$$\frac{\partial V}{\partial t} dt = \frac{\partial (V_s + V_v)}{\partial t} dt = \frac{\partial V_v}{\partial t} dt = \frac{\partial \left( \frac{e}{1+e} dx dy dz \right)}{\partial t} dt = \frac{1}{1+e} dx dy dz \frac{\partial e}{\partial t} dt \quad (3-45)$$



动画:固结理论双面排水

根据渗流连续条件,在相同时间段内,孔隙水量的变化与体积变化是相同的,因此式(3-44)与式(3-45)相等:

$$\frac{\partial v}{\partial z} = -\frac{1}{1+e} \cdot \frac{\partial e}{\partial t} \quad (3-46)$$

由压缩系数  $a = -\frac{de}{dp}$ , 得

$$de = -adp = -ad\sigma'$$

若在固结过程中土体所受外荷不变,根据有效应力原理  $\sigma' + u = \sigma_z$ , 得

$$de = -ad(\sigma_z - u) = adu \quad (3-47)$$

$$\frac{\partial e}{\partial t} = a \frac{\partial u}{\partial t} \quad (3-48)$$

根据达西定律:

$$v = ki = -k \frac{\partial h}{\partial z} \quad (3-49)$$

式中负号是因为流速与  $z$  轴反方向。

因为  $h = u/\gamma_w$ , 故

$$v = -\frac{k}{\gamma_w} \cdot \frac{\partial u}{\partial z} \quad (3-50)$$

或

$$\frac{\partial v}{\partial z} = -\frac{k}{\gamma_w} \cdot \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} \quad (3-51)$$

将式(3-48)和式(3-51)代入式(3-46)可得

$$-\frac{k}{\gamma_w} \cdot \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} = -\frac{a}{1+e} \cdot \frac{\partial u}{\partial t} \quad (3-52)$$

或

$$\frac{\partial u}{\partial t} = \frac{k(1+e)}{a\gamma_w} \cdot \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} \quad (3-53)$$

则得

$$\frac{\partial u}{\partial t} = C_v \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} \quad (3-54)$$

式中:  $C_v$ ——土的铅直向固结系数,  $C_v = \frac{k(1+e)}{a\gamma_w}$ ,  $m^2/\text{年}$ 。

式(3-54)为饱和黏性土单向渗透固结微分方程。

图 3-24 所示的开始固结时的附加应力分布情况,即初始条件;土层顶面、底面的排水条件,即边界条件。

当  $t=0$  和  $0 \leq z \leq H$  时,  $u = p_0$ ;

当  $0 < t < \infty$  和  $z=0$  时,  $u=0$ ;

当  $0 < t < \infty$  和  $z=H$  时,  $\frac{\partial u}{\partial z} = 0$ , 在不透水层顶面,超静水压力的变化率为零;

当  $t = \infty$  和  $0 \leq z \leq H$  时,  $u = 0$ 。

利用分离变量法求得式(3-54)的特解如下:

$$u_{z,t} = \frac{4}{\pi} p_0 \sum_{m=1}^{\infty} \frac{1}{m} \sin \frac{m\pi z}{2H} \exp\left(-\frac{m^2 \pi^2}{4} T_v\right) \quad (3-55)$$

式中:  $u_{z,t}$ ——某一时刻, 深度  $z$  处的超静水压力, kPa。

$m$ ——正整奇数(1, 3, 5, ...)。

$T_v$ ——时间因数,  $T_v = \frac{C_v t}{H^2}$ , 量纲为一。

$H$ ——土层最远排水距离, m。单面排水时, 取土层厚度; 双面排水时土层中心点排水距离最远, 故取土层厚度之半, 即  $H/2$ 。

有了孔隙水压力随时间  $t$  和深度  $z$  变化的函数解, 据此可以求得基础在任一时间的沉降量。此时, 通常用到地基的固结度这一指标, 地基的固结度是指地基固结的程度。它是地基在一定压力下, 经某段时间产生的变形量  $S_t$  与地基最终变形量  $S$  的比值。其表达式为

$$U_t = \frac{S_t}{S}$$

或

$$S_t = U_t S \quad (3-56)$$

式中:  $S_t$ ——基础在某一时刻  $t$  的沉降量;

$S$ ——基础最终沉降量。

地基最终变形量  $S$  的计算已在前文中论述。经过时间  $t$  产生的变形量  $S_t$  取决于地基中的有效应力  $\sigma'_t$ , 所以

$$S_t = \frac{a}{1+e} \int_0^H \sigma'_t dz = \frac{a}{1+e} \int_0^H (\sigma_z - u_{z,t}) dz = \frac{a}{1+e} (\sigma_z H - \int_0^H u_{z,t} dz) \quad (3-57)$$

式中:  $u_{z,t}$ ——深度  $z$  处某一时刻的超静水压力;

$\sigma_z$ ——深度  $z$  处的附加应力。

在连续均布荷载  $p_0$  作用下,  $\sigma_z = p_0$ 。当  $\frac{a}{1+e}$  为常量时, 经过时间  $t$  的固结度为

$$U_t = \frac{S_t}{S} = \frac{p_0 H - \int_0^H u_{z,t} dz}{p_0 H} = 1 - \frac{\int_0^H u_{z,t} dz}{p_0 H} \quad (3-58)$$

将式(3-55)代入式(3-58), 可得

$$U_t = 1 - \frac{8}{\pi^2} \sum_{m=1}^{\infty} \frac{1}{m^2} \exp\left(-\frac{m^2 \pi^2}{4} T_v\right) \quad (3-59)$$

或

$$U_t = 1 - \frac{8}{\pi^2} \left[ \exp\left(-\frac{\pi^2}{4} T_v\right) + \frac{1}{9} \exp\left(-\frac{9\pi^2}{4} T_v\right) + \dots \right] \quad (3-60)$$

上式中括号内的级数收敛很快, 当  $U_t > 30\%$  时, 近似取第一项可满足要求, 即

$$U_t = 1 - \frac{8}{\pi^2} \exp\left(-\frac{\pi^2}{4} T_v\right) \quad (3-61)$$



微课: 固结度的计算

由此可见,固结度  $U_t$  仅为时间因数  $T_v$  的函数,即

$$U_t = f(T_v) \quad (3-62)$$

由时间因数  $T_v$  和  $C_v$  的定义可知,只要土的物理力学性质指标  $k$ 、 $a$ 、 $e$  和土层厚度  $H$  为已知, $U_t$  与  $t$  的关系就可求得。

地基固结度基本表达式中的  $U_t$  值视地基产生固结情况不同而有所区别。因而式(3-62)所示关系也随之而变。所谓“情况”,是指地基所受压缩应力分布和排水条件两个方面。图3-24所示的地基中压缩应力沿深度没有变化,而且只有一面排水,这种情况称为情况0。

原则上,可根据其他固结情况下具体初始和边界条件,对式(3-54)求解。例如,当压缩应力随深度呈三角形分布时,称为情况1,其初始条件为:当  $t=0$  时,  $0 \leq z \leq H$ ,  $u = \frac{\sigma_{z1}z}{H}$ , 可求得

$$U_{t1} = 1 - \frac{32}{\pi^3} \sum_{m=1}^{\infty} \frac{(-1)^{m-1}}{(2m-1)^3} \exp \left[ - (2m-1)^2 \frac{\pi^2}{4} T_v \right] \quad (3-63)$$

上式级数收敛得更快,实际上一般也可只取级数的第一项,即得

$$U_{t1} = 1 - \frac{32}{\pi^3} \exp \left( - \frac{\pi^2}{4} T_v \right) \quad (3-64)$$

因为渗透系数  $k$  与压缩系数  $a$  均假设为常数,在某种分布图形的压缩应力作用下,任一历时均质土层的变形,相当于该应力分布图形各组成部分在同一历时所引起的变形的代数和,即在固结过程中的有效应力或孔隙水压力分布图形可用叠加原理确定。例如,当压缩应力随深度呈倒三角形分布时,称为情况2,其任一历时所产生的变形量  $S_{t2}$ ,应等于情况0和情况1在相同历时所产生的变形量之差,即

$$\begin{aligned} S_{t2} &= S_{t0} - S_{t1} \\ U_{t2} S_2 &= U_{t0} S_0 - U_{t1} S_1 \\ U_{t2} \frac{\sigma_z H}{2E_s} &= U_{t0} \frac{\sigma_z H}{E_s} - U_{t1} \frac{\sigma_z H}{2E_s} \end{aligned}$$

于是可得

$$U_{t2} = 2U_{t0} - U_{t1} \quad (3-65)$$

同理,情况3和情况4的土层固结度,均可利用情况0和情况1的固结度来表示

$$U_t = \frac{2\alpha U_{t0} + (1-\alpha) U_{t1}}{1+\alpha} \quad (3-66)$$

式中:  $\alpha = \frac{\sigma_{z0}}{\sigma_{z1}} = \frac{\text{透水面的压缩应力(附加应力)}}{\text{不透水面的压缩应力(附加应力)}}$

以上推导了适用于饱和黏性土中附加应力为不同分布情况下的固结度  $U_t$  与时间因数  $T_v$  的关系。为便于应用,现将几组  $U_t-T_v$  关系曲线绘于图3-25中。

从图中可看出,在不同情况下的  $\alpha$  值如下:

情况0:  $\alpha = 1$  (如前所述);

情况1:  $\alpha = 0$ , 相当于大面积新填土,自重应力引起的固结;

情况2:  $\alpha = \infty$ , 相当于土层很厚,基底面积很小的情况;

情况3:  $0 < \alpha < 1$ , 相当于自重应力作用下,土层尚未固结完毕,又在地面上施加荷载(如

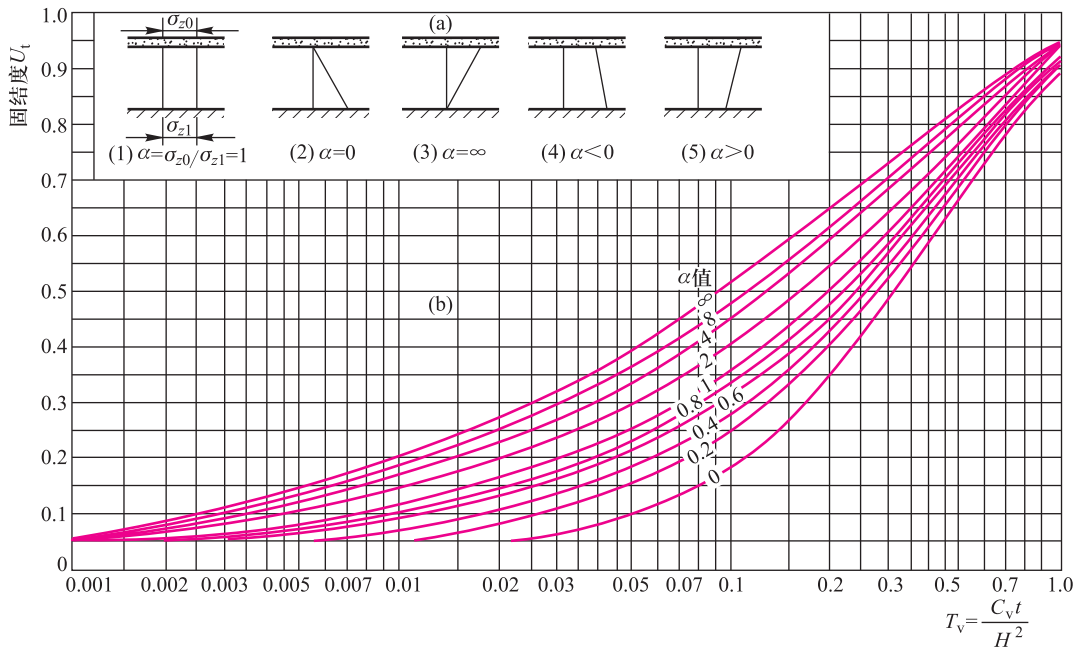


图 3-25  $U_1-T_v$  关系曲线

建房、筑路等)；

情况 4:  $1 < \alpha < \infty$ ，与情况 2 相近，只是在不透水层面的附加应力大于零。

以上均为单面排水情况。如固结土层上下面均有排水砂层，即属双面排水，其固结度均按情况 0 计算。但应注意：时间因数  $T_v = \frac{C_v t}{H^2}$  中的  $H$  应以土层厚度的一半，即  $H/2$  代替。

**例 3-4** 某饱和黏土层厚度为 10 m，在连续均布荷载  $p_0 = 120$  kPa 作用下固结。土层的初始孔隙比  $e_0 = 1.0$ ，压缩系数  $a = 0.3 \text{ MPa}^{-1}$ ，压缩模量  $E_s = 6.0 \text{ MPa}$ ，渗透系数  $k = 0.018 \text{ m/年}$ ，土层单面排水，分别计算：(1) 加荷一年时的沉降量；(2) 沉降量为 156 mm 所需要的时间。

**解：**(1) 求  $t = 1$  年的沉降量

附加应力沿深度均匀分布

$$\sigma_z = p_0 = 120 \text{ kPa}$$

黏土层的最终沉降量为

$$S = \frac{\sigma_z}{E_s} H = \frac{120}{6000} \times 10 \text{ m} = 0.2 \text{ m} = 200 \text{ mm}$$

铅直向固结系数

$$C_v = \frac{k(1+e)}{a\gamma_w} = \frac{0.018(1+1.0)}{0.3 \times 10} \times 1000 \text{ m}^2/\text{年} = 12 \text{ m}^2/\text{年}$$

时间因数

$$T_v = \frac{C_v t}{H^2} = \frac{12 \times 1}{10^2} = 0.12$$

查图 3-25,  $\alpha = \frac{\sigma_{z0}}{\sigma_{z1}} = 1$  (情况 0), 相应的固结度  $U_t = 0.39$ 。

固结时间 1 年的沉降量

$$S_t = U_t S = 0.39 \times 200 \text{ mm} = 78 \text{ mm}$$

(2) 求沉降量为 156 mm 所需时间

$$U_t = \frac{S_t}{S} = \frac{156}{200} = 0.78$$

查图 3-25,  $\alpha = 1$ , 相应的时间因数  $T_v = 0.53$ , 由  $T_v = \frac{C_v t}{H^2}$ , 得

$$t = \frac{T_v H^2}{C_v} = \frac{0.53 \times 10^2}{12} \text{ 年} = 4.42 \text{ 年}。$$

## 3.5 建筑物沉降观测与地基变形容许值

建筑物的荷载作用在地基上将产生附加应力, 致使土体产生变形, 引起基础沉降。如沉降较小, 不会影响建筑物的正常使用, 也不会引起建筑物的开裂或破坏, 这是容许的。相反, 则会引起建筑物的开裂、倾斜甚至破坏, 或影响建筑物的正常使用, 这是地基设计必须予以充分考虑的问题。

但是, 在地基设计中所用到的地基变形量往往是通过理论计算得到的数值, 尽管在使用时进行了经验修正, 但仍与实际的地基变形情况有所差异。因此, 对某些建筑物必须进行系统的沉降观测, 并规定相应的地基变形容许值, 以确保建筑物的正常使用。

### 3.5.1 建筑物的沉降观测

建筑物的沉降观测能反映地基变形的实际情况及地基变形对建筑物的影响程度。因此, 系统的沉降观测资料是验证地基基础设计是否正确, 分析地基事故以及判别施工质量的重要依据, 也是确定建筑物地基的容许变形值的重要资料。此外, 通过对沉降计算值与实际观测值的对比, 还可以了解现行沉降计算方法的准确性, 以便改选或发展更符合实际的沉降计算方法。

对高层建筑物, 重要的、新型的或有代表性的建筑物, 形式特殊或构造上、使用上对不均匀沉降有严格限制的建筑物, 大型高炉、平炉, 大型筒式钢制油罐以及软弱地基或基础下有故河道、池塘、暗浜的建筑物, 需进行系统的沉降观测。

通常水准基点的设置以保证其稳定可靠为原则, 并不少于两个, 宜设置在坚实的土层上, 离观测的建筑物 30~80 m 的范围之内妥加保护, 使水准基点不受外界影响与损害。在一个观测区内, 水准基点不应少于三个。观测点的布置应能全面反映建筑物基础的沉降, 并根据建筑物的规模、形式和结构特征及建筑场地的工程地质和水文地质条件等确定, 要求便于施测和不易遭到损坏。观测点宜设在下列各处:

① 建筑物的四周角点、中点和转角处, 沿建筑物周边每隔 10~20 m 可设一点。

- ② 沉降缝的两侧,新建与原有建筑物连接处的两侧和伸缩缝的任一侧。
- ③ 宽度大于 15 m 的建筑物内部承重墙(柱)上,同时宜设在纵横轴线上。
- ④ 重型设备基础和动力基础的四角。
- ⑤ 有相邻荷载影响处。
- ⑥ 受振源振动影响的区域。
- ⑦ 基础下有暗浜等处。
- ⑧ 框架结构的每个或部分柱基上。
- ⑨ 沿阀片或箱形基础的周边和纵横轴线上。
- ⑩ 筒式钢制油罐基础沿周边每隔 10 m 设一点,并均匀对称布置。

为取得较完整的资料,要求在灌筑基础时开始施测,施工期的观测可根据施工进度确定,如民用建筑每加高一层应观测一次;工业建筑物在不同荷载阶段分别进行观测。竣工后,前三个月每月测一次,以后根据沉降速率每 2~6 个月测一次,至沉降稳定为止。沉降稳定标准可采用半年沉降量不超过 2 mm。遇地下水位升降、打桩、地震、洪水淹没现场等情况,应及时观测。当建筑物突然出现严重裂缝或大量沉降时,应连续观测建筑物的沉降量。

### 3.5.2 地基变形容许值

为了保证建筑物的正常使用,必须使地基变形值不大于地基变形容许值。在地基基础设计中,一般针对各类建筑物的结构特点、整体刚度及使用要求的不同,计算地基变形的某一特征,验算其是否超过相应的容许值。

地基变形容许值的确定涉及的因素很多,它除了要考虑各类建筑物对地基不均匀沉降反应的敏感性及结构强度储备等有关情况外,还与建筑物的具体使用要求有关。《规范》根据建筑物的类型、变形特征,将地基变形容许值进行了规定,见表 3-10。

表 3-10 建筑物的地基变形容许值

变 形 特 征	地 基 土 类 别	
	中、低压缩性土	高压缩性土
砌体承重结构基础的局部倾斜	0.002	0.003
工业与民用建筑相邻柱基的沉降差		
(1) 框架结构	0.002 <i>l</i>	0.003 <i>l</i>
(2) 砖石墙填充的边排柱	0.000 7 <i>l</i>	0.001 <i>l</i>
(3) 当基础不均匀沉降时不产生附加应力的结构	0.005 <i>l</i>	0.005 <i>l</i>
单层排架结构(柱距为 6 m)柱基的沉降量/mm	(120)	200
桥式吊车轨面的倾斜(按不调整轨道考虑)		
纵向	0.004	
横向	0.003	
多层和高层建筑基础的倾斜 $H_g \leq 24$ m	0.004	
$24$ m $< H_g \leq 60$ m	0.003	

续表

变形特征	地基土类别	
	中、低压缩性土	高压压缩性土
$60\text{ m} < H_g \leq 100\text{ m}$	0.0025	
$H_g > 100\text{ m}$	0.002	
体型简单的高层建筑基础的平均沉降量/mm	200	
高耸结构基础的倾斜 $H_g \leq 20\text{ m}$	0.008	
$20\text{ m} < H_g \leq 50\text{ m}$	0.006	
$50\text{ m} < H_g \leq 100\text{ m}$	0.005	
$100\text{ m} < H_g \leq 150\text{ m}$	0.004	
$150\text{ m} < H_g \leq 200\text{ m}$	0.003	
$200\text{ m} < H_g \leq 250\text{ m}$	0.002	

注:1. 本表数值为建筑物地基实际最终变形允许值。

2. 有括号者仅适用于中压缩性土。

3.  $l$  为相邻柱基中心距离, mm;  $H_g$  为自室外地面起算的建筑物高度, m。

4. 倾斜指基础倾斜方向两端的沉降差与其距离的比值。

5. 局部倾斜指砌体承重结构沿纵向 6~10 m 内基础两点的沉降差与其距离的比值。

地基变形容许值按变形特征分为:

① 沉降量——指基础中心点的沉降量。

② 沉降差——指相邻单独基础沉降量的差值。

③ 倾斜——指单独基础倾斜方向两端的沉降差与其距离的比值,如图 3-26 所示,倾斜值  $\tan \theta = (S_2 - S_1) / b$ 。

④ 局部倾斜——指砌体承重结构沿纵墙 6~10 m 之内基础两点的沉降差与其距离的比值,如图 3-27 所示,砌体基础的局部倾斜  $\delta = (S_2 - S_1) / L$ 。

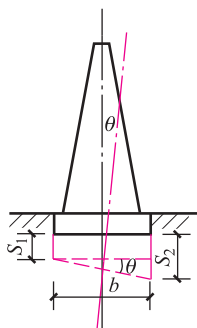


图 3-26 高耸构筑物基础的倾斜

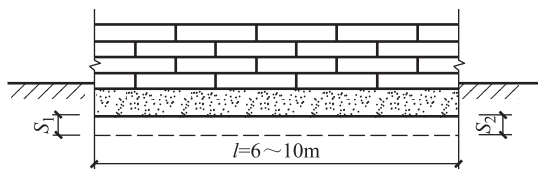


图 3-27 砌体承重结构基础的局部倾斜

实践证明,由于地基不均匀、荷载差异很大或体型复杂等因素引起的地基变形,对砌体承重结构基础应由局部倾斜控制;对框架结构和单层排架基础应由相邻两柱基的沉降差控制;对多层或高层建筑结构基础和高耸结构基础应由倾斜值控制。

## 小结

### 1. 最终沉降量的计算

① 土的压缩性指标——压缩系数、压缩模量等。

② 最终沉降量的计算方法：

a. 概念清晰的分层总和法。

b. 简便实用、计算结果更接近实际的规范法。

### 2. 土的渗透性与渗透变形

① 土的渗透性：在水头差的作用下，水透过土孔隙流动的现象称为渗流；而土能被水透过的性能称为土的渗透性。

② 达西定律：层流状态下，水在土中的渗透速度与水力梯度成正比，即  $v=ki$ 。

③ 渗透力是一种体积力，其作用方向与渗流方向一致，其表达式为  $j=\gamma_w i$ 。

④ 渗透变形有两种基本类型，即流土与管涌。

### 3. 饱和黏性土的单向渗透固结理论——地基变形与时间的关系问题

① 有效应力原理： $\sigma=\sigma'+u$ 。

② 饱和黏性土的单向渗透固结理论的偏微分方程式： $\frac{\partial u}{\partial t}=C_v \frac{\partial^2 u}{\partial z^2}$ 。

③ 固结度： $U_t=\frac{S_t}{S}$  或  $U_t=1-\frac{8}{\pi^2}\left[\exp\left(-\frac{\pi^2}{4}T_v\right)+\frac{1}{9}\exp\left(-\frac{9\pi^2}{4}\right)+\dots\right]$ 。

④ 利用固结度的定义及  $U_t$  与  $T_v$  之间的关系可以解决地基变形与时间的关系问题。

### 4. 地基变形容许值

① 地基变形特征：变形量、沉降差、倾斜、局部倾斜。

② 根据《规范》可确定建筑物的地基变形容许值。

## 思考题

3-1 何谓土体的压缩曲线？它是如何获得的？

3-2 何谓土的压缩系数？它如何反映土的压缩性质？

3-3 同一种土压缩系数是否为常数？它随什么因素变化？

3-4 工程中为何需用  $a_{1-2}$  来判断土的压缩性质？如何判断？

3-5 压缩指数  $C_c$  与压缩系数  $\alpha$  哪个更能准确反映土的压缩性质？为什么？

3-6 何谓压缩模量？与压缩系数有何关系？

3-7 压缩模量、变形模量、弹性模量有什么区别？

3-8 荷载试验与压缩试验的变形条件有何不同？哪个更符合地基实际受力情况？

3-9 规范法计算变形为什么还要进行修正？

3-10 什么是正常固结土、超固结土、欠固结土？它们在相同荷载作用下变形相同吗？

3-11 什么是孔隙水压力、有效应力？在土层固结过程中，它们如何变化？

3-12 什么是固结系数？什么是固结度？它们的物理意义是什么？

3-13 哪些建筑物需要进行沉降量、沉降差、倾斜、局部倾斜的验算?

## 习 题

3-1 已知某土样的土粒比重  $d_s = 2.70$ , 重度  $\gamma = 19.9 \text{ kN/m}^3$ , 含水率  $w = 20\%$ , 取该土样进行压缩试验, 环刀高  $h_0 = 2.0 \text{ cm}$ , 当压力为  $p_1 = 100 \text{ kPa}$  时, 测得稳定压缩量  $\Delta S_1 = 0.70 \text{ mm}$ ;  $p_2 = 200 \text{ kPa}$  时,  $\Delta S_2 = 0.95 \text{ mm}$ , 试求  $e_0$ 、 $e_1$ 、 $e_2$ 、 $a_{1-2}$ 、 $E_{s(1-2)}$ , 并评价该土的压缩性。

3-2 一直径为  $20 \text{ m}$  的大型储油罐, 修建在图 3-28 所示的地基上, 软粉质黏土的压缩试验结果见表 3-11, 基底附加压力  $p_0 = 120 \text{ kPa}$ , 计算粉质黏土层的变形。

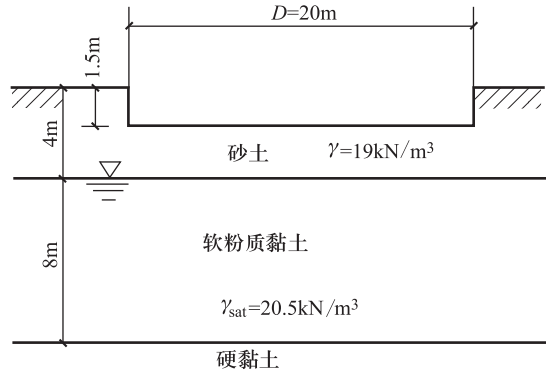


图 3-28 习题 3-2 图

表 3-11

荷载/kPa	60	100	150	200	250
孔隙比	0.904	0.867	0.850	0.832	0.820

3-3 一饱和黏土试样在压缩仪中进行压缩试验, 该土样原始高度为  $20 \text{ mm}$ , 面积为  $30 \text{ cm}^2$ , 土样与环刀总重为  $1.756 \text{ N}$ , 环刀重  $0.586 \text{ N}$ 。当荷载由  $p_1 = 100 \text{ kPa}$  增加至  $p_2 = 200 \text{ kPa}$  时, 在  $24 \text{ h}$  内土样的高度由  $19.31 \text{ mm}$  减少至  $18.76 \text{ mm}$ 。试验结束后烘干土样, 称得干土重为  $0.910 \text{ N}$ ,  $d_s = 2.70$ 。

- (1) 计算与  $p_1$  及  $p_2$  对应的孔隙比  $e_1$  及  $e_2$
- (2) 求  $a_{1-2}$  及  $E_{s(1-2)}$ , 并判断该土的压缩性。

3-4 已知某建筑物基底压力为  $p = 240 \text{ kPa}$ , 该建筑物建在  $8 \text{ m}$  厚的黏土层上, 附加应力如图 3-29 所示, 黏土层上下均为透水砂层, 黏土层的初始孔隙比  $e_0 = 0.888$ , 压缩系数  $a = 0.46 \text{ MPa}^{-1}$ , 渗透系数  $k = 0.001 \text{ m/年}$ 。试确定: (1) 黏土层的最终沉降量; (2) 加荷一年后的地基变形量; (3) 沉降  $100 \text{ mm}$  所需时间; (4) 固结度达  $80\%$  时所需要的时间。

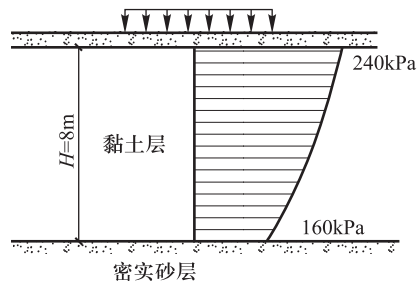


图 3-29 习题 3-4 图