

第3章

土的压缩性与地基变形的计算

3.1 土的压缩性

重点提示：

土在压力作用下体积减小的特性称为土的压缩性。土压缩主要是由孔隙水与空气被挤出、孔隙体积减小所致。

土在压力作用下体积减小的特性称为土的压缩性。土压缩的主要原因是孔隙水与空气被挤出,从而使土的孔隙体积减小。土的压缩需要一定的时间才能完成。对于无黏性土,可以认为瞬间压缩;对于饱和黏性土,水通过速度很慢的渗流被挤出,压缩所需时间会很长,经几年甚至几十年才能压缩稳定。

3.1.1 土的压缩性指标

土的压缩性指标可通过室内试验或原位试验来测定。

1. 压缩试验和压缩指标

1) 压缩试验

常用的试验是不允许土样产生侧向变形的室内试验,又称侧限压缩试验或固结试验。

试验是在侧限压缩仪(固结仪)中进行的。试验时,用金属环刀切取保持天然结构的原状土样,并置于压缩容器(图 3-1)的刚性护环内,土样上下各垫一块透水石,以便水可以自由地排出。由于金属环刀和刚性护环的限制,土样在压力作用下只能发生竖向压缩变形。

土样在天然状态下或经人工饱和后,进行逐级加压固结,求出各级压力压缩稳定后的孔隙比,便可绘出土样的压缩曲线。

2) 压缩曲线

如图 3-2 所示,设原状土的高度为 H_0 , 受压后高度变为 H , S 为压力 p 作用下土样压缩稳定后的下沉量。原土粒体积 $V_s=1$, 空隙体积 $V_v=e_0$, 受压后 $V_s=1$, $V_v=e$, 如面积不变,

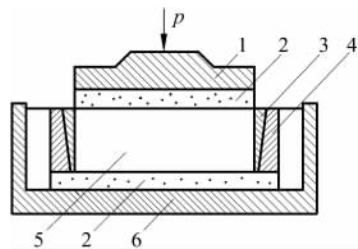


图 3-1 固结仪简图

1—加压板; 2—透水石; 3—环刀;
4—压缩环; 5—土样; 6—底座

则受压前的体积为

$$1 + e_0 = H_0 A$$

受压后的体积为

$$1 + e = HA$$

两式面积相等,于是有

$$\frac{1 + e_0}{H_0} = \frac{1 + e}{H}, \quad e = \frac{(1 + e_0)H}{H_0} \quad (3-1)$$

$$H = H_0 - S, \quad e = e_0 - \frac{S}{H_0}(1 + e_0) \quad (3-2)$$

式中, $e_0 = \frac{d_s \gamma_w (1 + \omega_0)}{\gamma_0} - 1$, 其中 d_s, ω_0, γ_0 分别为土粒密度、土样的初始含水率和初始重度。如此, 只要测得压缩量 S , 就可计算出孔隙比 e , 从而绘制出 $e-p$ 曲线, 即压缩曲线, 如图 3-3 所示。

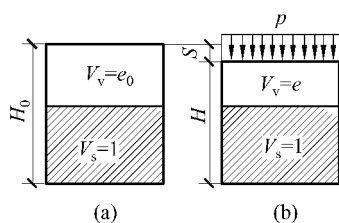


图 3-2 侧限压缩土样孔隙比变化
(a) 受压前; (b) 受压后

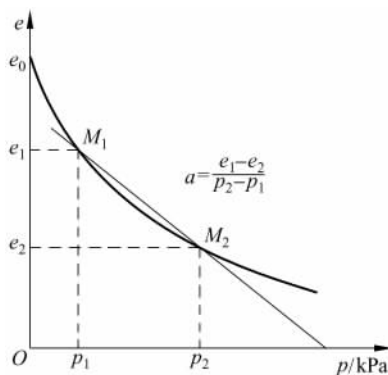


图 3-3 $e-p$ 压缩曲线

3) 压缩系数

从图 3-3 所示的压缩曲线可以看出, 当两点间压力变化范围不大时, 曲线可近似作为直线。将孔隙比之差 $e_1 - e_2$ 与相应的压力 $p_2 - p_1$ 的比值称为压缩系数 a (MPa^{-1}), 也称为压缩曲线的斜率, 可表示为

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

式中, a 越大, 土的压缩性越高。取 p_1 为土自重应力, 取 p_2 为土的自重应力与附加应力之和, 但目前一般工程取 $p_1 = 100 \text{ kPa}$, $p_2 = 200 \text{ kPa}$, 求得压缩系数 a_{1-2} 来评价土的压缩性。不同类型、状态的土, 其压缩性相差较大, 可分为下列三种情况: $a_{1-2} < 0.1 \text{ MPa}^{-1}$ 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。

4) 压缩模量

在侧限条件下, 土样受压方向上的压应力变量 Δp 与相应压应变变量 $\Delta \epsilon$ 的比值称为压缩模量, 用 E_s 表示。

设土体受压面积保持不变,在 p_1 作用下的体积为 $1+e_1$,在 p_2 作用下的体积为 $1+e_2$,则压应变变量为

$$\Delta\varepsilon = \frac{(1+e_1) - (1+e_2)}{1+e_1} = \frac{e_1 - e_2}{1+e_1}$$

故

$$E_s = \frac{\Delta p}{\Delta\varepsilon} = \frac{(p_2 - p_1)(1+e_1)}{e_1 - e_2} = \frac{1+e_1}{a} \quad (3-4)$$

《建筑地基基础设计规范》(GB 50007—2011)中建议采用实际压力下的 E_s 值,当考虑 p_1 为土的自重应力时,取天然孔隙比 e_0 代替 e_1 ,故压缩模量为

$$E_s = \frac{1+e_0}{a} \quad (\text{MPa}) \quad (3-5)$$

重点提示:

土被加载而压缩,卸载以后回弹,但不能回弹到压缩前的状态,形成残余变形,这是由土不是理想的弹性体,而是弹塑性体所致。

式中, a 应取从土自重应力至土的自重附加应力段的压缩系数。

E_s 与 a 成反比, a 越小则 E_s 越大,表示土的压缩性越低。

5) 回弹曲线和再压缩曲线

如图 3-4 所示,土加载至 p_i 后逐渐卸载直至零,可得回弹曲线 2。此时,土并不能完全恢复至其压缩前的状态,则不能恢复的这部分变形成为残余变形,这是由于土不是理想的弹性体,而是弹塑性体。如果再重新加载则又可得再加载曲线 3,与第一次加载曲线 1 有连续趋势。

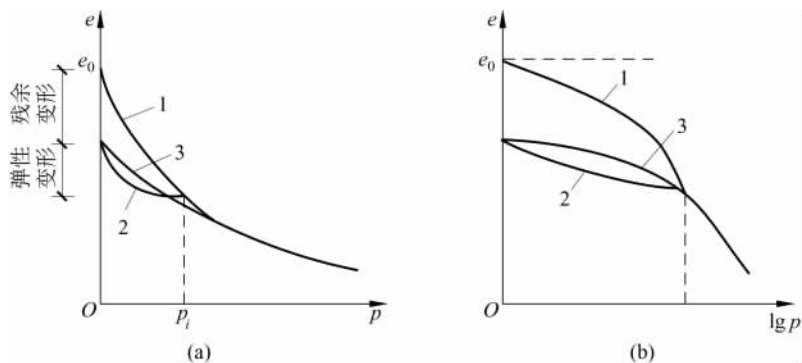


图 3-4 土的就、卸荷曲线

(a) $e-p$ 曲线; (b) $e-\lg p$ 曲线

2. 载荷试验确定土的变形模量

土的压缩性指标除室内试验测定外,也可以通过现场原位测试确定,由变形模量表示。土体在无侧限条件下应力与应变的比值,在现场原位测得称为变形模量。它能比较综合地反映土在天然状态下的压缩性。通常现场试验表明,地基变形处于近似的直线阶段,因而可用弹性力学公式反求地基土的变形模量 E_0 :

$$E_0 = \omega(1-\nu^2) \frac{p_1 b}{S_1} \quad (3-6)$$

或

$$\frac{1-\nu^2}{E_0} = \frac{S_1}{\omega p_1 b}$$

式中 ω ——沉降影响系数,与试验条件有关,对于刚性方压板, $\omega=0.88$;对于刚性圆压板, $\omega=0.79$;

ν ——土的泊松比,对于黏土, $\nu=0.25\sim 0.42$;

b ——试验承压板的边长或直径;

p_1 ——地基的比例界限荷载;

S_1 ——与 p_1 相对应的沉降,当 p_1 不能明确确定时,对低压缩性土和砂土,取 $S_1=(0.010\sim 0.015)b$,所对应的荷载取为 p_1 ;对中、高压缩性土,取 $S_1=0.02b$,所对应的荷载取为 p_1 ,代入式(3-6)计算 E_0 。

由于试验约束条件不同,土的变形模量 E_0 与土的压缩模量 E_s 是不相同的。但根据理论研究,二者是可以互相换算的,换算关系如下:

$$E_0 = \left(1 - \frac{2\nu^2}{1-\nu}\right) E_s \quad (3-7)$$

令 $\beta = 1 - \frac{2\nu^2}{1-\nu}$, 则 $E_0 = \beta E_s$ 。

重点提示:

土的变形模量 E_0 与土的压缩模量 E_s ,由于试验约束条件不同而不相同,但可以通过理论公式互相换算。

3.1.2 地基变形特征及地基变形允许值

地基变形特征可分为以下四种:

(1) 沉降量,是指基础中心的沉降量 S 。

(2) 沉降差,是指两相邻单独基础的沉降量的差值, $\Delta S = S_1 - S_2$ 。

(3) 倾斜,是指基础倾斜方向两端点的沉降差与其两端距离的比值, $\frac{S_1 - S_2}{b}$ 。

(4) 局部倾斜,是指承重结构沿纵墙 6~10m 内基础两点间的沉降差与其距离的比值, $\frac{S_1 - S_2}{l}$ 。

建筑物的地基变形计算值应小于规范允许的地基变形值。

3.2 地基沉降计算

3.2.1 分层总和法

分层总和法是在地基压缩层影响深度范围内,分层计算竖向压缩量,然后相加得地基最终变形值,如图 3-5 所示。取厚度为 ΔZ 的土层,在附加应力作用下该土层压缩了 ΔS ,其应变 $\Delta \epsilon$ 可以写成

$$\Delta \epsilon = \frac{\Delta S}{\Delta Z} = \frac{e_1 - e_2}{1 + e_1}$$

于是有

$$\Delta S = \frac{e_1 - e_2}{1 + e_1} \cdot \Delta Z$$

整个土层的压缩量

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

引入压缩模量 $E_s = \frac{\Delta p}{\Delta \epsilon}$, 则

$$E_s = \frac{(p_2 - p_1)(1 + e_1)}{e_1 - e_2}$$

代入式(3-8)得

$$S = \sum \frac{p_2 - p_1}{E_s} \Delta Z = \sum \frac{\bar{\sigma}_Z}{E_s} \Delta Z \quad (3-9)$$

式中, p_1 为土的自重应力, p_2 取土的自重应力与附加应力之和, $p_2 - p_1$ 为附加应力, 计算取各土层的平均附加应力, 用 $\bar{\sigma}_Z$ 表示。

分层厚度 ΔZ 越细, 计算越精确。为方便计算, 分层厚度可取 $0.4b$ (b 为基底短边长度), 土的天然层面应作为一个分层面, 压缩层深度 Z_n 由附加应力 σ_z 取自重应力 σ_c 的 $1/5$ (一般土) 或 $1/10$ (软土) 时决定。

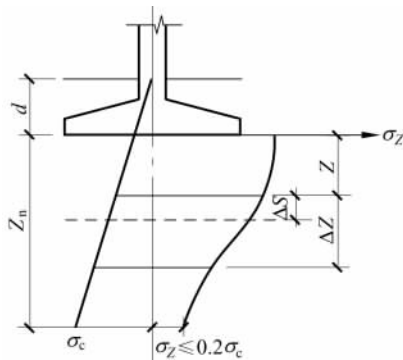


图 3-5 分层总和计算法

3.2.2 规范方法

《建筑地基基础设计规范》(GB 50007—2011)推荐的计算地基最终沉降量方法,其特点如下:

- (1) 以地基土天然层面分层;
- (2) 引入平均附加应力系数;
- (3) 压缩层深度采用相对变形为控制标准;
- (4) 引入沉降计算经验系数以调整理论计算值。

3.3 太沙基一维固结公式

在工程应用中,土孔隙中的水随时间迁移而逐渐被挤出,孔隙体积缩小,这一过程称为

重点提示:

土孔隙中的水在外力作用下随时间迁移而逐渐被挤出,孔隙体积减小,这一过程称为土的渗透固结。

土的渗透固结。太沙基对单向固结的理论推导得出与时间相关的一维固结度表达式为

$$U_v = 1 - \frac{8}{\pi^2} \left(e^{-\frac{\pi^2}{4} T_v} + \frac{1}{9} e^{-\frac{9\pi^2}{4} T_v} + \dots \right)$$

由于式中级数收敛很快,通常取第一项作为简化公式

$$U_v = 1 - \frac{8}{\pi^2} e^{-\frac{\pi^2}{4} T_v} \quad (3-10)$$

式中 U_v ——固结度, $0 < U_v < 1$;

T_v ——竖向固结的时间因数, $T_v = \frac{C_v t}{H^2}$; 其中, C_v 为竖向固结系数, $C_v = \frac{k_v(1+e_m)}{a\gamma_w}$,

mm^2/a ; k_v 为土的竖向渗透系数, mm/a ; e_m 为土的平均孔隙比, $e_m = \frac{e_1+e_2}{2}$; a 为土的压缩系数, mm^2/N ; γ_w 为水的重力密度, $\gamma_w \approx 10 \times 10^{-6} \text{N}/\text{mm}^3$; t 为固结时间, a ; H 为土层最近的排水距离, mm ;

e ——自然对数底, $e = 2.718$ 。

例 3-1 有饱和黏土层厚 $H = 10\text{m}$, 单面排水孔隙比 $e_1 = 1.0$, $e_2 = 0.9$, 压缩系数 $a = 0.5\text{MPa}^{-1}$, $k_v = 7.5\text{mm}/\text{a}$, 顶面附加应力 $p_a = 0.2\text{N}/\text{mm}^2$, 底面附加应力 $p_b = 0.1\text{N}/\text{mm}^2$, 土在自重应力下已完成固结。试求在附加应力下固结度达 90% 时所需时间及相应的沉降量。

解 竖向固结系数

$$C_v = \frac{k_v(1+e_m)}{a\gamma_w} = \frac{7.5 \times \left(1 + \frac{0.9+1}{2}\right)}{0.5 \times 10 \times 10^{-6}} \text{mm}^2/\text{a} \approx 3 \times 10^6 \text{mm}^2/\text{a}$$

根据 $U_v = 90\%$, $V = \frac{p_a}{p_b} = \frac{0.2}{0.1} = 2$, 查规范中的相关曲线图得 $T_v = 0.82$, 故所需时间

$$t_v = \frac{H^2 T_v}{C_v} = \frac{(10\,000)^2 \times 0.82}{3 \times 10^6} \text{a} = 27\text{a}$$

该层土的最终固结沉降量

$$S = \frac{e_1 - e_2}{1 + e_1} H = \frac{1 - 0.9}{1 + 1} \times 10\,000\text{mm} = 500\text{mm}$$

相应 90% 的沉降量

$$S_1 = 0.9 \times 500\text{mm} = 450\text{mm}$$

3.4 城市地面下沉

地面沉降又称为地面下沉或地陷。它是在人类工程经济活动影响下, 由于地下松散地层固结压缩, 导致地壳表面标高降低的一种局部的下降运动(或工程地质现象)。城市地面下沉是一种很严重的灾害, 会造成建筑破坏, 引起海水倒灌, 带来巨大经济损失。笔者曾对上海地面下沉课题进行了深入研究, 认为工业城市地面下沉, 主要是因为过度抽汲地下水, 造成地层内力重新分布, 有效应力增加, 使土层压缩变形。

3.4.1 沉降类型

地面沉降分为构造沉降、抽水沉降和采空沉降三种类型。

- (1) 构造沉降, 由地壳沉降运动引起的地面下沉现象。
- (2) 抽水沉降, 由于过量抽汲地下水(或油、气)引起水位(或油、气压)下降, 在欠固结或

半固结土层分布区,土层固结压密而造成的大面积地面下沉现象。

(3) 采空沉降,因地下大面积采空引起顶板岩(土)体下沉而造成的地面碟状洼地现象。中国出现这种地面沉降的城市较多。

按发生地面沉降的地质环境可分为三种模式。

(1) 现代冲积平原模式,如中国的几大平原。

(2) 三角洲平原模式,尤其是在现代冲积三角洲平原地区,如长江三角洲就属于这种类型。常州、无锡、苏州、嘉兴、萧山的地面沉降均发生在这种地质环境中。

(3) 断陷盆地模式,它又可分为近海式和内陆式两类。近海式指滨海平原,如宁波;而内陆式则为湖冲积平原,如西安市、大同市的地面沉降。

3.4.2 中国现状

“目前,中国在 19 个省份中超过 50 个城市发生了不同程度的地面沉降,累计沉降量超过 200mm 的总面积超过 7.9 万 km^2 。”2011 年 12 月,国土资源部地质环境司副司长陶庆法表示,“地面沉降的重灾区主要是长江三角洲地区、华北平原和汾渭盆地这三个区域。”

中国地质调查局公布的《华北平原地面沉降调查与监测综合研究》及《中国地下水资源与环境调查》显示:华北平原不同区域的沉降中心有连成一片的趋势;长江区最近 30 多年累计沉降超过 200mm 的面积近 1 万 km^2 ,占区域总面积的 1/3。其中,上海市、江苏省的苏州、无锡、常州三市开始出现地裂缝等地质灾害。

以下简要介绍几座地面沉降较严重的城市。

(1) 上海市 从 1921 年发现地面下沉开始,到 1965 年止,最大的累计沉降量已达 2.63m,影响范围达 400 km^2 。有关部门采取了综合治理措施后,市区地面沉降已基本上得到控制。在 1966—1987 年的 22 年间,累计沉降量 36.7mm,年平均沉降量为 1.7mm。

(2) 天津市 在 1959—1982 年间最大累计沉降量为 2.15m。1982 年测得市区的平均沉降量为 94mm。目前,最大累计沉降量已达 2.5m,沉降量 100mm 以上的范围已达 900 km^2 。

(3) 北京市 自 20 世纪 70 年代以来,北京的地下水位平均每年下降 1~2m,最严重的地区水位下降可达 3~5m。地下水位的持续下降导致了地面沉降。有的地区(如东北部)沉降量为 590mm。沉降总面积超过 600 km^2 。而北京城区面积仅 440 km^2 ,也就是说,沉降范围已波及郊区。

(4) 西安市 地面沉降发现于 1959 年,1971 年后随着过量开采地下水而逐渐加剧。1972—1983 年,最大累计沉降量为 777mm,年平均沉降量 30~70mm 的沉降中心有 5 处。1983 年后,西安市地面沉降趋于稳定发展,部分地区还有减缓的趋势。到 1988 年最大累计沉降量已达 1.34m,沉降量 100mm 的范围达 200 km^2 。

(5) 据深圳新闻网深圳论坛发布的《深圳市 2001 年以来地面塌陷事故地图》,深圳市自 2001 年以来共发生 39 次路面坍塌事故。

3.4.3 规划获批

2012 年 2 月 20 日,中国首部地面沉降防治规划获得国务院批复,此举意味着全国范围

内的地面沉降防治已经提上议程。此规划由国土资源部、水利部会同国家发改委、财政部等10部委联合编制。

防控地面沉降的主要措施就是防控地下水位的下降,现在有了全国的规划,加强这些重点区域、重点的交通干线上的监测,使预警工作联防联控。

我国首部地面沉降防治规划重点任务主要涉及地下水资源管理和地面沉降区监测、防控。规划指出,要加强在重点沉降地区划定地下水开发红线、实施地下水治理工程。2015年已初步建立主要地面沉降区监测网络,2020年要完成全国地面沉降调查,并建立全国监测网络,使地面沉降恶化趋势得到有效控制。

思考题

1. 试述土的压缩性及引起土压缩的原因。
2. 土的压缩性指标有哪些?
3. 试验用的压缩仪由哪几部分组成?

习题

一、选择题

1. 评价地基土压缩性高低的指标是()。

A. 压缩系数	B. 沉降影响系数
C. 固结系数	D. 渗透系数
2. 在饱和土的排水固结过程中,若外荷载不变,则随着土中有效应力 σ' 的增加,()。

A. 孔隙水压力 u 相应减少	B. u 相应增加
C. 总应力 σ 相应增加	D. 总应力 σ 相应减少
3. 土的变形模量可通过()试验来测定。

A. 压缩	B. 渗透	C. 载荷	D. 剪切
-------	-------	-------	-------
4. 土的压缩变形主要是由土中的()引起的。

A. 总应力	B. 孔隙应力	C. 有效应力	D. 孔压力
--------	---------	---------	--------

二、判断改错题

1. 土体的固结时间与其透水性无关。()
2. 在室内压缩试验过程中,土样在产生竖向压缩的同时也将产生侧向膨胀。()
3. 在饱和土的固结过程中,孔隙水压力不断消散,总应力和有效应力不断增加。()
4. 随着土中有效应力的增加,土粒彼此进一步挤紧,土体产生压缩变形,土体强度随之提高。()

三、计算题

1. 在一黏土层上进行荷载试验,从绘制的 p - S 曲线上得到比例界限荷载 p_1 及相应的

沉降值 S_1 为: $p_1 = 180\text{kPa}$, $S_1 = 20\text{mm}$ 。已知刚性圆形压板的直径为 0.6m , 土的泊松比 $\mu = 0.3$, 试确定地基土的变形模量 E_0 。

2. 对一黏性土试样进行侧限压缩试验, 测得当 $p_1 = 100\text{kPa}$ 和 $p_2 = 200\text{kPa}$ 时土样相应的孔隙比为 $e_1 = 0.932$, $e_2 = 0.885$ 。试计算 a_{1-2} 和 E_{s1-2} , 并评价该土的压缩性。

3. 在粉质黏土层上进行载荷试验, 从绘制的 p - S 曲线上得到比例界限荷载 p_1 及相应的沉降值 S_1 为: $p_1 = 150\text{kPa}$, $S_1 = 16\text{mm}$ 。已知刚性方形压板的边长为 0.5m , 土的泊松比 $\mu = 0.25$, 试确定地基土的变形模量 E_0 。

土的抗剪强度

4.1 土的抗剪强度

土体的破坏通常都是剪切破坏,这是因为土体是由固体颗粒所组成的,颗粒之间的联结强度远小于颗粒本身的强度。可以说,土强度问题的实质就是土的抗剪强度问题。

土的抗剪强度是指土体抵抗剪切破坏的极限能力。若土体内某一部分的剪应力达到土的抗剪强度,该部分就开始出现剪切破坏。随着荷载的增加,剪切破坏范围逐渐扩大,导致土体形成连续滑动面,土体被破坏而丧失稳定性,如图 4-1 所示。

重点提示:

土的破坏通常是剪切破坏,因此,土强度问题的实质就是土的抗剪强度问题。

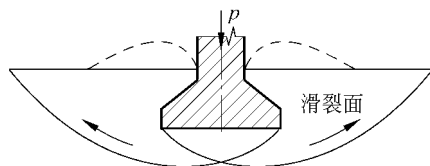


图 4-1 地基剪切破坏示意图

4.1.1 库仑公式

库仑(Coulomb)根据试验资料,提出了抗剪强度公式,将土的抗剪强度 τ 表达为与滑动面上法向应力 σ 成正比的线性公式:

$$\tau = c + \sigma \tan \varphi \quad (4-1)$$

式中 σ ——剪切滑动面上法向应力, kPa;

c ——黏聚力, kPa;

φ ——土的内摩擦角, ($^{\circ}$)。

式(4-1)可以用图 4-2 所示,其中, τ, σ 之间的关系是一条直线, φ 为直线与 σ 轴的夹角, c 为直线在 τ 轴上的截距。