

用概率方法预报砂性土地基的沉降

盛 崇 文

(南京水利科学研究所)

提 要

文中首先介绍施默特曼 (Schmertmann) 的砂性土地基沉降简化算法以及弹性模量与静力触探试验中的贯入阻力或标准贯入试验中的锤击数之间的各种回归方程。主要有三种渠道可以取得有关弹性模量的资料, 作者用贝斯 (Bayes) 定理把这些资料进行综合更新, 提炼更加可靠的计算指标。然后根据要求的可靠度确定出现沉降真值的置信区间。最后通过一个算例说明具体计算步骤。

一、前 言

一般认为砂性土地基在静荷载作用下的沉降不大, 而且很快完成, 可以不计算沉降。因此, 砂性土地基的沉降计算方法长期来发展十分缓慢。事实上, 在大荷载作用下, 砂性土地基的沉降也相当可观, 而且不一定很快完成。例如, 美国堪萨斯城有四个贮放大豆的筒仓, 直径 27.4~42.7m, 仓底荷载 16.0~24.9t/m²。地基为中细砂, 厚约 27m。上面 12m 较松, 标准贯入击数 N 为 4~34, 平均 17; 下面较密实, $N > 50$ 。在第一次装满大豆后, 实测得筒仓的平均沉降为 8.4~14.2cm。其中有一筒仓在装满大豆以后经 36 天, 沉降又增加了 1.3cm^[1]。

阻碍计算方法提高的另一个原因是取砂样很困难。即使取出了砂样, 人们对取样质量和压缩试验成果均表疑惑。的确, 过去实践经验也指出, 通过取样做压缩试验再进行计算, 所得结果往往比实测值偏大很多。后来, 有人提出做现场模型试验, 也就是迄今仍在广泛采用的载荷试验。一方面载荷试验费钱费时, 不能多做; 另一方面, 载荷试验中的应力条件比较复杂, 难以据此进行理论分析。再说, 如何把载荷试验结果引伸到原体还存在不少问题。

近年来, 砂基勘探中经常采用十分简便的标准贯入试验或静力触探试验。有些地区已经得出了砂土的弹性模量与标贯击数或静力触探的贯入阻力之间的经验式。这就为合理估计砂性土地基沉降创造了极为有利的条件。

二、计 算 方 法

太沙基 (Terzaghi) 和佩克 (Peck) 于 1948 年^[2], 佩克等三人于 1953 年都曾提出过计算砂性土地基沉降的方法^[8]。实践证明他们的方法过于保守。1970 年施默特曼 (J. H. Schmertmann) 提出按基础中心以下垂直应变随深度的分布计算沉降的方法^[4]。这一方法比较简便, 有一定的可靠性。下面介绍此方法。

我们知道, 半无限均质弹性体表面受到圆形面积的均布荷载时, 圆中心以下各深度处的垂直应变 ε_z 为

$$\varepsilon_z = \frac{\Delta p}{E} I_z \quad (1)$$

式中 Δp ——均布荷载的强度;

E ——弹性体的弹性模量;

I_z ——垂直应变影响因素, 决定于泊松比和计算点的位置。

图1(a)为泊松比分别为0.4和0.5时, I_z 沿相对深度(Z/r , r 为圆基础的半径)的变化情况。

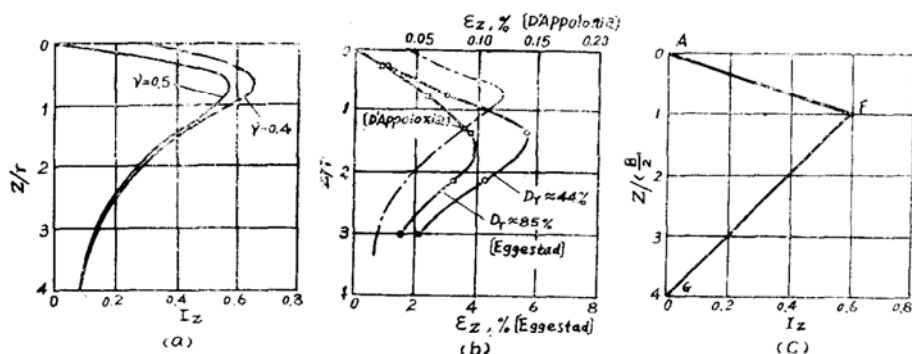


图1 I_z 的分布

施默特曼综合了上述理论垂直应变分布, 埃杰斯塔(Eggestad)在模型试验中测得的垂直应变分布(图1(b)), 特普洛尼亚(D'Appolonia)在三轴试验中测得的垂直应变分布(图1(b)和用有限元计算得出的垂直应变分布(图2), 他得出如下两点结论: ①最大垂直应变的位置与最大垂直应力的位置并不重合, 而是略低些, 约在深度等于圆形基础的半径(r)或矩形基础宽度一半($B/2$)的地方; ②从基础底面以下至 $4r$ 或 $2B$ 范围内地基土产生的沉降约占地基总沉降的90%。他根据上述结论提出一个简化的 I_z 分布图式, 就是图1(c)中的AFG三角形。 I_z 随深度线性增大, 在 $z=r$ 或 $B/2$ 处达最大值0.6, 而后 I_z 随深度线性减少, 在 $z=4r$ 或 $2B$ 处 $I_z=0$ 。换句话说, I_z 成折线分布, 最大值为0.6, 压缩层厚度为 $2B$ 。所以作者称之为 $I_z = 2B - 0.6$ 分布。于是, 砂性土地基的总沉降量为

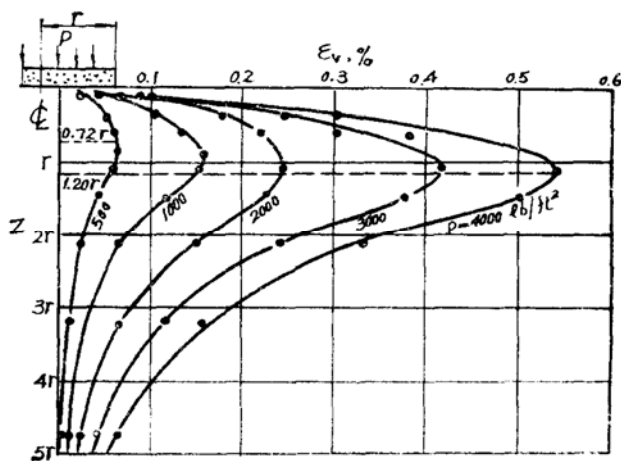


图2 用有限元计算得出的垂直应变分布

$$\rho = \int_0^\infty \varepsilon_z dz = \Delta p \int_0^{2B} \left(\frac{I_z}{E} \right) dz \quad (2)$$

应用分层总和法, 上式改为

$$\rho = \Delta p \sum_{i=1}^n \left(\frac{I_z}{E} \right)_i \Delta z_i \quad (3)$$

式中 n —— $2B$ 范围内划分的计算土层数;

Δz_i —— i 土层的厚度;

I_z 、 E —— 分别为 i 土层中心处的垂直应变影响因素和弹性模量。

联系到具体应用, 作者还考虑了四个影响因素:

第一个因素是基础埋深。因为开挖能部分解除地基土的应变, 从而使 I_z 的最大值变小。这是一个减少沉降的有利因素。作者建议了一个修正系数

$$c_1 = 1 - 0.5 \left(\frac{p_0'}{\Delta p} \right) \quad (4)$$

上式中 p_0' 为基础底面处的有效自重压力, Δp 为基础净压力。根据弹性理论, c_1 必须等于或大于 0.5。

第二个因素是蠕变。实测资料表明, 砂性土地基, 特别是粉细砂地基沉降略微随时间而增大。这是一个不利因素。作者建议按下式修正计算沉降,

$$c_2 = 1 + 0.2 \log \left(\frac{t}{0.1} \right) \quad (5)$$

其中时间 t 以年计。

第三个因素是基础形状。严格说来, (3) 式只适用于圆形基础。对于矩形基础, 即使 Δp 和 B 不变, 随着基础长度 L 的增加, 作用于基底的总荷载、从而地基内的应力必然要增大, 这就促使沉降增加。不过, 随着 L 的增大, 基础愈来愈接近平面应变情况, 此时土的内摩擦角也有所增加, 从而引起弹性模量增大。上述两种因素是相互抵消的。作者认为在标准贯入试验或静力触探试验中, 对测试结果并未进行这方面的修正, 故建议对计算沉降也不考虑这种修正。

第四个因素是邻近荷载。若两个基础(宽度分别为 B_1 和 B_2 , 并且 $B_1 > B_2$) 靠得很近, 相距不足 B_2 , 同时加载, 作者建议把两个基础合并成一个基础计算沉降。

综上所述, 最后按下式计算 t 时的沉降量 ρ_t ,

$$\rho_t = c_1 c_2 \Delta p \sum_{i=1}^n \left(\frac{I_z}{E} \right)_i \Delta z_i \quad (6)$$

若地基在图 1(c) 所示的 AFG 三角形范围内有刚性边界, 则 I_z 分布不变, 只是把刚性边界以下部分产生的沉降扣除。

三、计 算 指 标

(一) 资料来源

弹性模量 E 的资料来源如下: ①根据经验, 或根据邻近工程的资料作出判断; ②根据静

力触探试验中的贯入阻力 P_s 或标准贯入试验中的击数 N 用合适的回归线间接求得;③用载荷试验或横压仪试验直接测定。

当然,有以上全套资料的工程是不多的。但只要有两种资料,就有如何把资料综合、提出所需计算指标的问题。下面我们把讨论的重点放在第二种资料来源上。

(二)确定弹性模量的统计关系式

由于取砂样的困难,一般都利用静力触探试验或标准贯入试验间接推求砂性土的弹性模量(也有人称为压缩模量)。特别是前者,已有不少人得到了弹性模量与贯入阻力之间的统计关系。例如,施默特曼研究了美国佛罗里达州地下水位以上的粉细砂和中砂,建议如下关系式¹⁴

$$E = 2P_s \quad (7)$$

我国冶金部武汉勘察公司研究了长江中下游地下水位以下的粉细砂、轻亚粘土、亚砂土,提出如下关系式¹⁵:

$$E = 1.5P_s \quad (\text{当 } N < 10) \quad (8a)$$

$$E = 2P_s \quad (\text{当 } N > 10) \quad (8b)$$

对于标准贯入试验,也有人研究了弹性模量与标贯击数 N 之间的统计关系。例如韦布(Webb)对水下砂土提出⁶¹

$$E = 5(N + 15) \quad (E, \text{ton/ft}^2) \quad (9)$$

舒尔茨(Schultze)和门曾巴赫(Menzenbach)提出¹⁷:

对地下水位以上的细砂

$$E = 52 + 3.3N \pm 19.3 \quad (E, \text{kg/cm}^2) \quad (10)$$

对地下水位以下的细砂

$$E = 71 + 4.9N \pm 36.9 \quad (E, \text{kg/cm}^2) \quad (11)$$

特普洛尼亚等提出⁸

$$E = 21.600 + 1.060N \quad (E, \text{kN/m}^2) \quad (12)$$

还有一些人研究了 P_s 与 N 之间的相关关系,从而根据 N 可推求 P_s ,再代入(7)或(8)推求 E 。例如舒尔茨和梅泽(Melzer)得出⁹

$$\log P_s = 0.982 \log N + 1.028 \pm 0.102 \quad (P_s, \text{kg/cm}^2) \quad (13)$$

他们认为上式与下式近似

$$P_s = 10N \quad (P_s, \text{kg/cm}^2) \quad (14)$$

施默特曼提出⁴

$$P_s = 18.3 + 2.9N \quad (P_s, \text{kg/cm}^2) \quad (15)$$

(三)计算指标的确定

我们把第一套资料作为先验分布。设一位有经验的专家对某工程地基砂的平均弹性模量的估值为 μ ,并且认为这一估值的可能误差为 $\pm 10\%$,则方差 $\sigma^2 = (0.1\mu)^2$ 。根据许多学者研

究,土的压缩指标有正态分布性质^[10,11]。为此,以下讨论均以正态分布为前提。我们记上述先验分布为 $N(\mu_a, \sigma_a^2)$,足标 a 表示先验分布。

如果把概率分布的参数 λ 作为随机变量,例如弹性模量 E 有正态分布,均值 $\bar{E}$ 就是这一分布的一个参数 λ ,按照贝斯定理有

$$f_b(\lambda) = k \cdot L(\lambda) f_a(\lambda) \quad (16)$$

式中 $f_a(\lambda)$ —— λ 的先验分布;

$L(\lambda)$ ——对某一规定 λ 值,所得第二套资料的似然函数;

$f_b(\lambda)$ ——综合第二套资料后所得的 λ 的后验分布;

k ——为使 $f_b(\lambda)$ 成为适当密度函数的一个归一化常数。

我们来计算第二套间接资料的 $L(\lambda)$ 。按线性回归分析,平均实际值 x 的估值可用直接量测值 y 表出,

$$E(x|y) = \alpha + \beta y \quad (17)$$

现有一量测值 y_1 。自然无法知道 x 的确切值,而只能得到一个关于 x 的正态分布 $N(\mu_{x|y_1}, \sigma_c^2)$,其中 $\mu_{x|y_1}$ 为 y_1 条件下 x 分布的均值,方差 σ_c^2 表示回归方程在标定方面的不确定性。由于建立回归方程所依据的资料总是有限的,故 $\mu_{x|y_1}$ 本身也是一个随机量,它也有一个正态分布 $N([\alpha + \beta y_1], \sigma_s^2)$,其中方差 σ_s^2 代表统计方面的不确定性,可按式计算,

$$\sigma_s^2 = \frac{\sigma_c^2}{n} \left(1 + \frac{[y_1 - \bar{y}]^2}{\sigma_y^2} \right) \quad (18)$$

式中 $\bar{y}$, σ_y^2 , n 分别为回归分析中 y 的样本均值、方差和件数。若 $n > 40$, σ_s^2 与 σ_c^2 相比很小,可以忽略不计。于是,从 y_1 预报实际值 x_1 的密度函数为

$$\begin{aligned} f_{x_1}(x_1) &= \int_{-\infty}^{\infty} f_{x_1|\mu_{x|y_1}}(x_1|\mu_{x|y_1}) \cdot f_{\mu_{x|y_1}}(\mu_{x|y_1}) dx \\ &= \int_{-\infty}^{\infty} N(\mu_{x|y_1}, \sigma_c^2) \cdot N([\alpha + \beta y_1], \sigma_s^2) dx \end{aligned} \quad (19)$$

汤(Tang)解得^[12]

$$f_{x_1}(x_1) = N([\alpha + \beta y_1], [\sqrt{\sigma_c^2 + \sigma_s^2}]^2) \quad (20)$$

因此,

$$L_1(\lambda) = \int_{-\infty}^{\infty} L(\lambda|x_1) \cdot f_{x_1}(x_1) dx_1 \quad (21)$$

$L(\lambda|x_1) = N(x_1, \sigma^2)$, σ^2 为 λ 的固有的方差,代入上 得

$$\begin{aligned} L_1(\lambda) &= \int_{-\infty}^{\infty} N(x_1, \sigma^2) \cdot N([\alpha + \beta y_1], [\sqrt{\sigma_c^2 + \sigma_s^2}]^2) dx \\ &= N([\alpha + \beta y_1], [\sqrt{\sigma^2 + \sigma_c^2 + \sigma_s^2}]^2) \end{aligned} \quad (22)$$

若有 m 个量测值 y_i ($i = 1, 2, \dots, m$), 似然函数为

$$\begin{aligned}
 L(\lambda) &= \prod_{i=1}^m \int_{-\infty}^{\infty} L(\lambda | x_i) \cdot f_{x_i}(x_i) dx_i \\
 &= \prod_{i=1}^m N([\alpha + \beta y_i], [\sqrt{\sigma^2 + \sigma_c^2 + \sigma_{si}^2}]^2)
 \end{aligned}$$

令 $\sigma_{2i}^2 = (\sigma^2 + \sigma_c^2 + \sigma_{si}^2)$, 则

$$\begin{aligned}
 L(\lambda) &= \prod_{i=1}^m N([\alpha + \beta y_i], \sigma_{2i}^2) \\
 &= N\left(\frac{\sum_{i=1}^m [\alpha + \beta y_i] / \sigma_{2i}^2}{\sum_{i=1}^m [1 / \sigma_{2i}^2]}, \frac{1}{\sum_{i=1}^m [1 / \sigma_{2i}^2]}\right) = N(\mu_m, \sigma_m^2) \quad (23)
 \end{aligned}$$

其中

$$\mu_m = \frac{\sum_{i=1}^m [\alpha + \beta y_i] / \sigma_{2i}^2}{\sum_{i=1}^m [1 / \sigma_{2i}^2]} \quad (24a)$$

$$\sigma_m^2 = \frac{1}{\sum_{i=1}^m [1 / \sigma_{2i}^2]} \quad (24b)$$

特别, 忽略 σ_{si}^2 , 则 $\sigma_{2i}^2 = \sigma^2 + \sigma_c^2$ 为一常量, 式(24)变为

$$\mu_m |_{\sigma_{si}=0} = \frac{1}{m} \sum_{i=1}^m (\alpha + \beta y_i) \quad (25a)$$

$$\sigma_m^2 |_{\sigma_{si}=0} = \frac{1}{m} (\sigma^2 + \sigma_c^2) \quad (25b)$$

已知 $L(\lambda)$ 后, 代入式(16)得

$$\begin{aligned}
 f_b(\lambda) &= N(\mu_m, \sigma_m^2) \cdot N(\mu_a, \sigma_a^2) \\
 &= N\left(\frac{\mu_a \sigma_m^2 + \mu_m \sigma_a^2}{\sigma_m^2 + \sigma_a^2}, \frac{\sigma_m^2 \sigma_a^2}{\sigma_m^2 + \sigma_a^2}\right) = N(\mu_b, \sigma_b^2) \quad (26)
 \end{aligned}$$

其中

$$\mu_b = \frac{\mu_a \sigma_m^2 + \mu_m \sigma_a^2}{\sigma_m^2 + \sigma_a^2}$$

$$\sigma_b = \frac{\sigma_m^2 \sigma_a^2}{\sigma_m^2 + \sigma_a^2}$$

若 y_i 是按另一线性回归方程得到

$$y_i = \alpha + \theta z_i \quad (27)$$

则在计算 $L(\lambda)$ 时还得考虑上述回归线带来的表示标定不确定性的方差 σ_{sz} 和表示统计不确定性的方差 $\sigma_{\text{sz}_0}^2$ 。这时

$$\sigma_{2i}^2 = \sigma^2 + \sigma_c^2 + \sigma_{\xi_i}^2 + \sigma_{c_z}^2 + \sigma_{\xi_z}^2 \quad (28)$$

后面的演算仍适用。例如从标贯击数推求静力触探的贯入阻力,再从贯入阻力推求弹性模量,这样做的结果是方差增大。

对用载荷试验或横压仪试验直接测定土层的弹性模量, $L(\lambda)$ 为

$$L(\lambda) = N(\mu_l, [\sigma_l/\sqrt{n}]^2) \quad (29)$$

代入式(16)得

$$f_b(\lambda) = N(\mu_l, [\sigma_l/\sqrt{n}]^2) \cdot N(\mu_a, \sigma_a^2)$$

$$= N\left(\frac{\mu_a \frac{\sigma_l^2}{n} + \mu_l \sigma_a^2}{\frac{\sigma_l^2}{n} + \sigma_a^2}, \left[\sqrt{\frac{\frac{\sigma_l^2}{n} \cdot \sigma_a^2}{\frac{\sigma_l^2}{n} + \sigma_a^2}}\right]^2\right)$$

$$= N(\mu'_b, \sigma'^2_b) \quad (30)$$

其中

$$\mu'_b = \frac{\mu_a \frac{\sigma_1^2}{n} + \mu_1 \sigma_a^2}{\frac{\sigma_1^2}{n} + \sigma_a^2}$$

$$\sigma'_b = \sqrt{\frac{\frac{\sigma_1^2}{n} \cdot \sigma_a^2}{\frac{\sigma_1^2}{n} + \sigma_a^2}}$$

对既有第二套资料又有第三套资料的情况, 可以先把第一套资料和第二套资料用式(26)综合更新, 再把更新后的结果作为先验分布, 再用式(30)与第三套资料综合更新。对更多套资料的情况, 都可以这样处理。

(四) 例

有一粉砂层,据有经验的工程师估计平均弹性模量为 80 kg/cm^2 ,这一估计可能有 25% 的误差,即方差为 $(80 \times 25\%)^2 = (20)^2 = 400$ 。后来实地做了静力触探试验,测定结果示于表 1 中。采用 $E = 2P$,计算弹性模量,计算结果亦示于表 1 中。根据这些资料试求弹性模量的计算值。

表 1 贯入阻力测定值

编 号	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
$P_i(\text{kg/cm}^2)$	28	39	25	37	33	41	40	50	36	37	45
$E(\text{kg/cm}^2)$	56	78	50	74	66	82	80	100	72	74	90

$\bar{E} = 74.7$

已知先验分布为 $f_a(\lambda) = N(80, [20]^2)$ 。因为建立关系式(7)所用的样本在40以上, 故 $(\sigma_{si})^2 \approx 0$ 。上表中的方差 $\sigma_E^2 = (14.2)^2$, 设 $\sigma^2 = \sigma_E^2 = (14.2)^2$, 又设 $\sigma_c^2 = (14.9)^2$ 。然后按式(25)计算

$$\mu_m = \frac{1}{m} \sum_{i=1}^m (\alpha + \beta_{yi}) = \frac{1}{11} \sum_{i=1}^{11} (2P_{si}) = 74.7 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_m^2 = \frac{1}{m} (\sigma^2 + \sigma_c^2) = \frac{1}{11} [(14.2)^2 + (14.9)^2] = (6.21)^2$$

于是 $L(\lambda) = N(74.7, [6.21]^2)$ 。最后应用式(16)得后验分布为

$$\begin{aligned} f_b(\lambda) &= N(74.7, [6.21]^2) \cdot N(80, [20]^2) \\ &= N\left(\frac{80 \times [6.21]^2 + 74.7 \times [20]^2}{[20]^2 + [6.21]^2}, \frac{[20]^2 [6.21]^2}{[20]^2 + [6.21]^2}\right) \\ &= N(75.2, [5.93]^2) \end{aligned}$$

可见经过两套资料的综合更新, 方差变小了, 计算值 $\bar{E}_i = 75.2 \text{ kg/cm}^2$ 有更大的可靠性, 变异系数 $V_E = 5.93/75.2 = 0.079$ 。

四、地基沉降预报

设地基由 n 个砂性土层组成。用上节方法分别求出各层弹性模量的均值 $E_i = \mu_{bi}$ ($i = 1, 2, \dots, n$) 及其方差 σ_{bi} 。假定作用于基底的荷载 Δp 、土层厚度 Δz_i 均为确定量。 $(I_z)_i$ 已经明确为确定量。所以, 沉降计算公式(6)中只有 E_i 为随机量。按泰勒 (Taylor) 级数展开, 并忽略高次项, 得计算地基沉降均值 $\bar{\rho}_t$ 及其变异系数 V_{ρ_t} 如下:

$$\bar{\rho}_t = c_1 c_2 \Delta p \sum_{i=1}^n I_{zi} \left(\frac{1}{E_i} \right) \Delta z_i \quad (31a)$$

$$V_{\rho_t} = \frac{1}{\bar{\rho}_t} \sqrt{\sum_{i=1}^n (V_{E_i} \bar{\rho}_{ti})^2} \quad (31b)$$

其中 $V_{E_i} = \sigma_{bi}/E_i$ 为第 i 层 E 的变异系数,

$\bar{\rho}_{ti}$ ——第 i 层的沉降均值。

若 Δp 也是随机量, 其均值为 $\bar{\Delta p}$, 变异系数为 $V_{\Delta p}$, 同理推广上式得

$$\bar{\rho}_t = \bar{c}_1 \bar{c}_2 \bar{\Delta p} \sum_{i=1}^n I_{zi} \left(\frac{1}{E_i} \right) \Delta z_i \quad (32a)$$

$$V_{ot} = \frac{1}{\rho_t} \sqrt{\sum_{i=1}^n (V_{E_i}^2 + V_{\Delta p}^2)} \bar{\rho}_t^2 \quad (32b)$$

实际沉降位于 $\bar{\rho}_t(1 \pm \xi V_{ot})$ 内的概率定义为可靠度 R 。根据要求的可靠度, 按下表确定 ξ 值。

表2 ξ 值

$R(\%)$	70	75	80	85	90	95	99
ξ	1.036	1.150	1.282	1.440	1.645	1.960	2.576

五、算 例

有一基础, 宽 6 m, 埋深 1 m。基底作用荷载 $\Delta p = 1.8 \text{ kg/cm}^2$ 。地基为中细砂, 厚 10 m, 上部较松, 下部较密。根据密实度可将砂层划为三个亚层, 各层弹性模量的均值及其变异系数示于图 3 中。砂层以下为基岩。地下水位在基底面以下 0.5 m 处。设 Δp 为确定量, 试求 20 年后地基的沉降量。

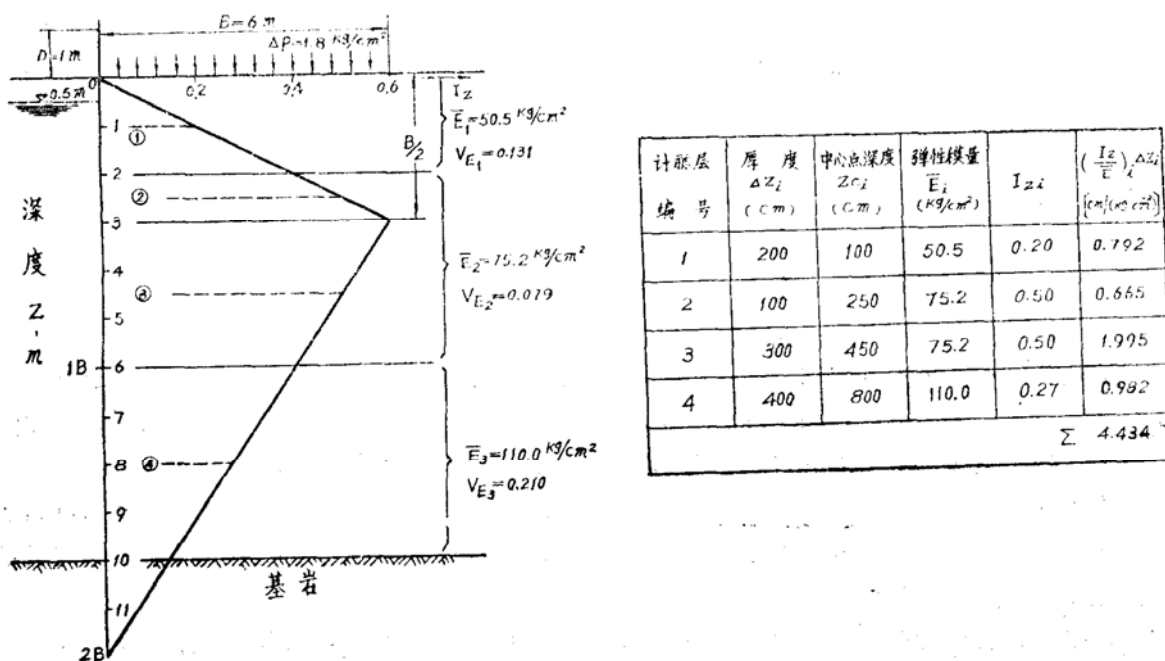


图3 算例

〔解〕

计算分四层进行, 第 2 计算层与第 3 计算层的交界面通过 I_z 分布的峰点。计算过程及结果见图 3 中附表。

基底处的有效自重压力 $p_o' = D\gamma = 100 \times 1.8 \times 10^{-8} = 0.18 \text{ kg/cm}^2$, 代入式 (4) 得

$$c_1 = 1 - 0.5 \left(\frac{0.18}{1.8} \right) = 0.95$$

因为 $t = 20$ 年, 从式(5)得

$$c_2 = 1 + 0.2 \log \left(\frac{20}{0.1} \right) = 1.46$$

于是20年后实际沉降的均值为

$$\begin{aligned} \bar{\rho}_t &= c_1 c_2 \Delta p \sum_{i=1}^4 I_{zi} \left(\frac{1}{E_i} \right) \Delta z_i \\ &= 0.95 \times 1.46 \times 1.8 \times 4.434 = 11.1 \text{ cm} \end{aligned}$$

变异系数为

$$\begin{aligned} V_{\rho t} &= \frac{\sqrt{(0.131 \times 0.792)^2 + (0.079 \times 0.665)^2 + (0.079 \times 1.995)^2 + (0.210 \times 0.982)^2}}{4.434} \\ &= \frac{0.284}{4.434} = 0.064 \end{aligned}$$

对 $R = 90\%$, $\xi = 1.645$, 于是

$$\bar{\rho}_t(1 + \xi V_{\rho t}) = 11.1(1 + 1.645 \times 0.064) = 12.3 \text{ cm}$$

$$\bar{\rho}_t(1 - \xi V_{\rho t}) = 11.1(1 - 1.645 \times 0.064) = 9.9 \text{ cm}$$

亦即我们可以预报地基的实际沉降值有90%可能位于9.9cm和12.3cm之间。

六、结 语

施默特曼提出的计算砂性土地基沉降的方法十分简便, 有一定的可靠性。问题是弹性模量要定得合适。从目前来说利用静力触探贯入阻力的回归线定弹性模量比用标准贯入击数要好。当然更有前途的方法是用自钻横压仪直接在土层中测定弹性模量。

用概率方法可以把从各种渠道得来的有关弹性模量的数据综合起来, 提炼出更加可靠的计算指标。最后, 根据要求的可靠度可以确定出现实际沉降值的置信区间。这样做的结果是大大提高了计算的可靠性。

用概率方法处理沉降问题的另一个好处是对于我们可以选择的各种减少沉降的措施作出优化决策。这一课题已经有人作了有益的探索。

参 考 文 献

- [1] Davisson, M. T. and Salley, J. R., Settlement Histories of Four Large Tanks on Sand, Proc. of the Specialty Conference on Performance of Earth and Earth-Supported Structures, 1972, Vol. 1, part 2.
- [2] Terzaghi, K. and Peck, R. B., Soil Mechanics in Engineering Practice, John Wiley

- and Sons. Inc., New York, 1948.
- [3] Peck, R. B., Hanson, W. E., and Thornburn, T. H., Foundation Engineering, John Wiley and Sons. Inc., New York, 1953.
- [4] Schmertmann, J. H., Static Cone to Compute Static Settlement over Sand, Proc. of ASCE, J. of the Soil Mechanics and Foundations Division, Vol. 96, No. SM3, 1970.
- [5] 武汉勘察公司202队, 在工程地质勘察中应用静力触探的一些认识, 冶金勘察技术情报, 1977年, 第1期。
- [6] Webb, D. I., Settlement of Structures on Deep Alluvial Sand Sediments in Durban, South Africa, British Geotechnical Society In-situ Investigations in Soils and Rocks, Session III, London, 1969.
- [7] Schultze, E. and Menzenbach, E., Standard Penetration Test and Compressibility of Soils, Proc. of 5th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Paris, 1961, Vol. 1.
- [8] D'Appolonia, D. J., et al., Discussion Settlement of Spread Footings on Sand, J. of the Soil Mechanics and Foundations Division, Vol. 96, No. SM2, 1970.
- [9] Schultze, E. and Melzer, K. J., The Determination of the Density and the Modulus of Compressibility of Non-cohesive Soils by Soundings, Proc. of the 6th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Montreal, 1965, Vol. 1.
- [10] Lumb, P., The Variability of Natural Soils, Canadian Geotechnical Journal, Vol. 3, No. 2, 1966.
- [11] Lambe, T. W., Predictions in Soil Engineering (Thirteenth Rankine Lecture), Geotechnique, Vol. 23, No. 2, 1973.
- [12] Tang, W. H., A Bayesian Evaluation of Information for Foundation Engineering Design, Statistics and Probability in Civil Engineering, Hong Kong University Press, 1972.

附 录

符 号 表

- B = 矩形基础的宽度;
 c_1 = 基础埋深修正系数;
 c_2 = 蠕变修正系数;
 D = 基础埋深;
 E = 弹性模量(或压缩模量);
 $\bar{E}$ = 弹性模量的均值;
 $f_a(\lambda)$ = λ 的先验分布, 角标 a 表示先验;
 $f_b(\lambda)$ = λ 的后验分布, 角标 b 表示后验;
 $f_x(x)$ = x 的密度函数, 余类推;
 I_z = 垂直应变影响因素;

- k = 规一化常数;
 $L(\lambda) = \lambda$ 的似然函数;
 n = 计算土层数, 或样本件数;
 N = 标准贯入击数;
 $N(\mu, \sigma^2)$ = 正态分布, 其中 μ 为均值, σ^2 为方差, 余类推;
 p'_0 = 基础底面处的有效自重压力;
 P_s = 静力触探试验的贯入阻力;
 Δp = 均布荷载的强度;
 $\overline{\Delta p}$ = Δp 的均值;
 r = 圆基础的半径;
 R = 可靠度;
 t = 时间;
 $V = \sigma/\mu$ 变异系数;
 $V_x = x$ 的变异系数, 余类推;
 x = 实际值;
 y = 直接量测值;
 $\overline{y}$ = y 的样本均值;
 z_i = 第 i 次直接量测值;
 Δz_i = i 土层的厚度;
 Z = 深度;
 α, β = 线性回归方程的参数;
 γ = 土的容重;
 ϵ_z = 垂直应变;
 ξ = 与可靠度有关的系数;
 θ = 线性回归方程的参数;
 λ = 概率分布的参数;
 μ = 均值, 或平均弹性模量的估值;
 $\mu_{x|y_1}$ = y_1 条件下 x 分布的均值, 余类推;
 ρ = 总沉降量;
 ρ_t = t 时的沉降量;
 $\overline{\rho_t}$ = ρ_t 的均值;
 σ^2 = 方差, 或 λ 的固有方差;
 σ_c^2 = 回归方程由于标定方面不确定性产生的方差;
 σ_s^2 = 回归方程由于统计方面不确定性产生的方差;
 σ_y^2 = y 的方差, 余类推;
 $\sigma_{\hat{y}_i}^2 = \sigma^2 + \sigma_c^2 + \sigma_s^2$
 ω = 线性回归方程的参数。

Probabilistic Approach to Settlement Prediction of Sandy Soil Stratum

Sheng Chong-wen

(Nanjing Hydraulic Research Institute)

Abstract

Schmertmann's method for estimating the settlement of sandy soil stratum is considerable simple and more reliable. The essential problem is how to evaluate the modulus of elasticity to be used in calculation. There are three sources from which we can get various information concerning this parameter, i.e. (1) from subjective judgment of the qualified engineer or judgment based on the data and experience with the soil in the neighborhood, (2) from appropriate empirical equations derived from the regression analysis, such as linear empirical correlation between the mean modulus of elasticity and static cone penetration resistance, and (3) from in-situ measurement carried out specially for the project, such as loading test, pressuremeter test, etc. In the use of Bayes' theorem, we can combine and update all of those gathered information. This would lead to a more accurate estimation of design parameter. Furthermore, probabilistic procedure is recommended to evaluate the confidence interval for the actual settlement corresponding to specified reliability for the case where the soil parameter is normally distributed. Finally, an illustrative example is included in the last part of this paper.