

DOI: 10.11779/CJGE201709018

考虑侧向变形的软土地基非线性沉降计算的简化法

杨光华^{1, 2, 3}, 黄致兴², 李志云², 姜燕^{1, 3}, 李德吉¹

(1. 广东省水利水电科学研究院, 广东 广州 510610; 2. 华南理工大学土木与交通学院, 广东 广州 510641;

3. 广东省岩土工程技术研究中心, 广东 广州 510610)

摘要: 软土地基侧向变形占总沉降的比例大, 通常的计算方法采用有侧限的一维压缩状态下的压缩模量应用于分层总和法来计算, 这样的方法不能反应侧向变形对总沉降的影响, 而规范方法则在该方法计算结果的基础上乘以 1.1~1.7 的经验系数, 以修正计算误差。但经验系数的选取具有较大的人为性。为此, 在广义胡克定律的基础上推导出可考虑侧向变形的计算方法, 把软土地基沉降分为有侧限的压缩沉降 S_c 和侧向变形产生的沉降 S_d 两部分, 前者采用传统的 $e-p$ 曲线分层总和法计算, 后者采用基于 $e-p$ 曲线和邓肯-张 (Duncan-Chang) 本构模型的概念求取非线性割线模量 E_p 应用于分层总和法计算, 这样就可以由 $e-p$ 曲线进行考虑软土侧向变形的非线性沉降计算。另外, 鉴于工程中初始孔隙比 e_0 和压缩模量 E_{s1-2} (压力为 100 kPa 和 200 kPa 对应的压缩模量) 是常用的参数, 相对稳定且可较好反映软土的特性, 建立了由 e_0 和 E_{s1-2} 求 $e-p$ 曲线和 $e-\lg p$ 曲线的方法, 从而可以求出不同应力水平下的压缩模量 E_{si} , 由 E_{si} 进行 S_c 和 S_d 的计算, 实现可由初始孔隙比 e_0 和压缩模量 E_{s1-2} 进行考虑软土侧向变形的非线性沉降计算, 为工程计算带来极大的方便。最后通过案例说明方法的可行性。

关键词: 软土沉降; 侧向变形; $e-p$ 曲线; 非线性; 割线模量; 压缩模量

中图分类号: TU43

文献标识码: A

文章编号: 1000-4548(2017)09-1697-08

作者简介: 杨光华(1962-), 男, 教授级高级工程师, 博士, 博士生导师, 主要从事土的本构理论、深基坑工程、高层建筑基础工程和软土工程的科研及设计。E-mail: yghsks@21cn.com。

Simplified method for nonlinear settlement calculation in soft soils considering lateral deformation

YANG Guang-hua^{1, 2, 3}, HUANG Zhi-xing², LI Zi-yun², JIANG Yan^{1, 3}, LI De-ji¹

(1. Guangdong Research Institute of Water Resources and Hydropower, Guangzhou 510610, China; 2. School of Civil Engineering and

Transportation, South China University of Technology, Guangzhou 510641, China; 3. Geotechnical Engineering Technology Center of

Guangdong Province, Guangzhou 510610, China)

Abstract: The common method for computing settlement of soft soils is the layer-wise summation method using compression modulus under the confined condition. But the lateral deformation makes a large part of the whole settlement. To eliminate the calculation error, the method in the national specifications or codes is that the results are multiplied by an empirical coefficient from 1.1 to 1.7. Since the empirical coefficient is not sure, a new method considering the lateral deformation is proposed. This method divides the settlement of soft soil into two parts. One is the settlement S_c caused by 1 D confined compression using the layer-wise summation and $e-p$ curve to compute, the other is the settlement S_d caused by lateral deformation using the same way but the parameter is secant modulus E_p from the $e-p$ curve and Duncan-Chang model. So the $e-p$ curve is the core for computing the settlement. In practical engineering, the initial void ratio e_0 and compression modulus E_{s1-2} are frequently used and can reflect the characteristics of the soils well. The two parameters are combined with compression index C_c , thus we can use $e-\lg p$ curve to get the compression modulus E_{si} under different stress states. Since E_{si} , S_c , S_d are easy to get, it brings a big convenience to engineering computation. Finally, the applicability of the proposed method is validated through an engineering case.

Key words: settlement of soft soil; lateral deformation; $e-p$ curve; nonlinearity; secant modulus; compression modulus

0 引言

软土地基由于强度低, 非线性沉降明显, 目前计算方法虽然发达, 有各种数值方法, 最为著名的是有

基金项目: 国家自然科学基金项目 (51378131); 广东省水利科技创新项目 (2009-25)

收稿日期: 2016-06-01

限元法,也有用有限元方法研究侧向变形的影响^[1-3],但目前工程设计中最常用的仍然是规范的分层总和法,该方法采用的是一维应力状态下的压缩试验所得到的压缩模量应用于分层总和法中计算土的压缩沉降,这样计算不能考虑侧向变形引起的沉降,因此要在计算结果的基础上乘以1.1~1.7的经验系数^[4-6, 14],以修正计算与实际变形的误差。另外,计算地基的沉降较为全面的方法是采用非线性或弹塑性本构关系,用有限元方法来求解比奥固结理论,但这种方法一般较复杂,且采用的本构模型复杂,模型参数试验难度高、误差大,计算结果并不理想,并没有使计算精度得到有效提高,在实际工程中仍然主要依靠参数易于获得的分层总和法加经验系数的规范方法。但规范方法的经验系数区间大,缺少科学的量化取值方法,取值主要是主观因素,结果会因人而异,准确度有待改进,其优点是简便。因此,有必要发展一种既能保证应用的简易性,又能兼顾计算精度的计算方法,以满足工程实践的需要。

$e-p$ 曲线是软土工程中主要并且易于获得的试验曲线,在 $e-p$ 曲线基础上,结合现代土的本构理论,建立能进行非线性沉降计算的实用计算方法是很有意义的工作。杨光华基于 Duncan-Chang 模型推导出由 $e-p$ 曲线求取简易的切线模量 E_t 计算式^[1-2],应用布氏解求出应力,并运用于分层总和法计算软土地基总沉降。但实际应用时软土的应力水平往往很容易接近破坏状态,计算不太稳定。于是,杨光华等^[7]引入了一个修正系数,使计算结果的应力水平小于1,并在广义胡克定律的基础上推导出适用于软土的可考虑侧向变形的计算方法,把软土地基沉降分为有侧限的压缩沉降 S_c 和侧向变形产生的沉降 S_d 两部分,其中,侧限的压缩沉降采用传统的 $e-p$ 曲线分层总和法计算,侧向变形产生的沉降采用非线性切线模量 E_t 应用分层总和法计算,取消经验系数修正,这样可以避免规范方法中经验系数的不确定性。在应用过程中,发现软土的切线模量 E_t 变化太快,易导致计算结果出现不稳定。因为采用切线模量法

$$E_t = (1 - R_f S)^2 E_i, \quad (1)$$

存在一个平方关系,软土强度低,一般应力水平较高,很易达到或大于0.5,甚至较易达到0.8~0.9,从而使切线模量 E_t 快速减少,易造成计算结果不稳定。为进一步改进计算的稳定性,本文提出了割线模量法计算剪切变形沉降的方法,以增加计算结果的稳定性。

同时,在以上的计算中,需要完整的 $e-p$ 曲线,以求得不同应力水平下的压缩模量 E_{s1} 。而实际工程中不少工程项目其勘察试验报告没有提供完整的 $e-p$

曲线,只提供了软土的初始孔隙比 e_0 和压缩模量 E_{s1-2} (压力为100 kPa和200 kPa对应的压缩模量)。鉴于上述两个参数是工程中常用的参数,相对稳定且可较好地反映软土的特性。一般软土中淤泥质土的初始孔隙比 $e_0 = 1.0 \sim 1.5$,淤泥土的初始孔隙比 $e_0 = 1.5 \sim 2.5$,软土的压缩模量 $E_{s1-2} \approx 2.0 \sim 3.0$ MPa左右,这些指标基本较稳定。如能从这些简单的物理力学指标建立非线性的实用沉降计算方法,将更利于工程的应用。彭长学等^[12]曾由 e_0 和 E_{s1-2} 建立了 $e-p$ 关系,这样有了 $e-p$ 关系即可以按以上方法进行非线性的沉降计算。另一方面, $e-\lg p$ 关系只需要压缩指数 C_c 一个参数即可以反映 $e-p$ 的非线性关系,并且这个关系已为世界同行所公认,因此,如能建立由 e_0 和 E_{s1-2} 求得压缩指数 C_c 的关系,则可以由 C_c 建立 $e-\lg p$ 关系, $e-\lg p$ 为线性关系,从 $e-\lg p$ 的线性关系则可以反映 $e-p$ 的非线性关系。这样就可以由 $e-\lg p$ 求出不同应力水平下的压缩模量 E_{si} ,并用于以上方法分别计算固结沉降和剪切变形沉降,从而计算软土地基的非线性沉降。这样的计算中,反映变形的参数只需要软土的初始孔隙比 e_0 和压缩模量 E_{s1-2} 。这将为计算带来极大的简便。

1 割线模量法

1.1 割线模量推导

邓肯-张 (Duncan-Chang) 本构模型是土体最经典本构模型之一,本文基于 $e-p$ 曲线和邓肯-张 (Duncan-Chang) 本构模型的概念建立用 $e-p$ 曲线求取软土的非线性割线模量 E_p 的方法,然后把割线模量 E_p 应用于求侧向变形引起的地基的沉降的计算中。康纳 (Kondner) 在1963年根据大量土体的常规三轴试验得出土体的应力应变关系曲线如图1所示^[9],该曲线可用双曲线拟合如下式所示

$$\sigma_1 - \sigma_3 = \frac{\varepsilon_a}{a + b\varepsilon_a} \quad (2)$$

式中 σ_1 为第一主应力; σ_3 第三主应力; ε_a 为试样竖向应变; a, b 为试验常数。

由图1可知,割线模量 E_p 为

$$E_p = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{\varepsilon_a} \quad (3)$$

定义破坏比 R_f 为

$$R_f = \frac{(\sigma_1 - \sigma_3)_f}{(\sigma_1 - \sigma_3)_{ult}} \quad (4)$$

定义应力水平 s 为

$$s = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{(\sigma_1 - \sigma_3)_f} = \frac{(1 - \sin \varphi)(\sigma_1 - \sigma_3)}{(2c \cos \varphi + 2\sigma_3 \sin \varphi)} \quad (5)$$

则式(3)可写成

$$E_p = (1 - R_f S) E_{t0} \quad , \quad (6)$$

式中, E_{t0} 为初始切线模量, 根据文献[7], 其表达式为

$$E_{t0} = \frac{1}{(1 - R_f S_0)^2} E_{si} \quad , \quad (7)$$

式中, S_0 为初始应力水平, 即土单元体在自重应力下的应力水平。 E_{si} 为土单元体所受的自重应力至自重应力与总附加应力之和的压力段对应的压缩模量。由于 $(1 - R_f S_0) < 1$, 因此 $E_{t0} > E_{si}$, 为了简化计算和偏安全考虑, 设 $E_{t0} = E_{si}$, 则割线模量 E_p 为

$$E_p = (1 - R_f S) E_{si} \quad . \quad (8)$$

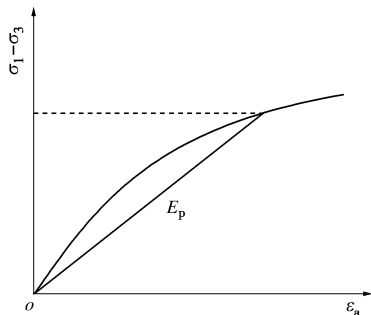


图1 土的应力应变曲线

Fig. 1 Stress-strain curve of soil

1.2 软土地基沉降增量计算方法

杨光华等^[7]提出了软土地基沉降增量计算方法, 由于本文运用割线模量 E_p 代替切线模量 E_t , 用于求取地基由于侧向变形引起的竖向沉降。需要运用全量的方法求取软土地基沉降。参考增量计算方法, 软土地基沉降增量计算方法推导如下:

对于土单元体, 其竖向应变 $\Delta \varepsilon_z$ 按广义胡克定律如下式所示

$$\Delta \varepsilon_z = \frac{1}{E} [\Delta \sigma_1 - \mu (\Delta \sigma_2 + \Delta \sigma_3)] = \frac{\Delta \sigma_1 - k_0 \Delta \sigma_1}{E} + \frac{k_0 \Delta \sigma_1 - \mu (\Delta \sigma_2 + \Delta \sigma_3)}{E} \quad , \quad (9)$$

式中, ε_1 为竖向应变, μ 为土体泊松比和 k_0 为土体的侧压力系数。对于饱和软土, 为简化计算, 假设 $\mu \approx 0.5$, 在竖向荷载下 $\Delta \sigma_2 \approx \Delta \sigma_3$, 则式 (9) 为

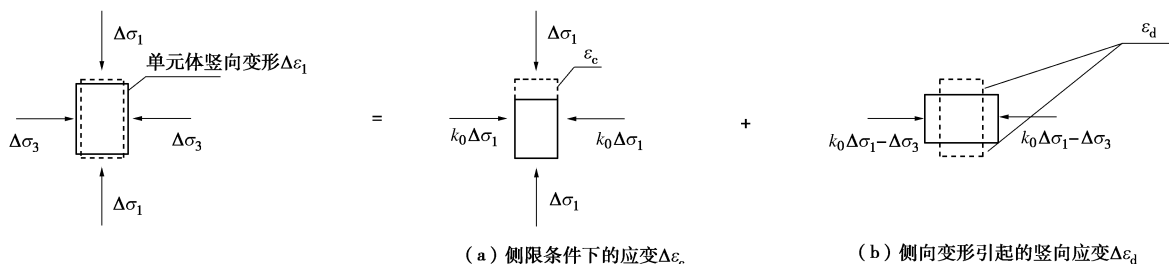


图2 软土地基考虑侧向变形沉降计算原理示意图

Fig. 2 Schematic diagram of nonlinear settlement calculation in soft soils considering lateral deformation

$$\Delta \varepsilon_z = \frac{\Delta \sigma_1 - k_0 \Delta \sigma_1}{E} + \frac{k_0 \Delta \sigma_1 - \Delta \sigma_3}{E} \quad , \quad (10)$$

式 (10) 中等号右边的第一项相当于侧限条件下的竖向应变, 令其为 $\Delta \varepsilon_c$ 。第二项相当于侧向变形引起的竖向应变, 令其为 $\Delta \varepsilon_d$ 。其物理含义如图 2 所示。

“竖向压缩应变 $\Delta \varepsilon_c$ ” 相应于地基的沉降为“有侧限的压缩沉降”, 可采用下式计算:

$$\Delta S_{cij} = \frac{\sigma_{zij}}{E_{sij}} \cdot h_j \quad . \quad (11)$$

式中 ΔS_{cij} 为第 i 级荷载下第 j 层土的压缩沉降; σ_{zij} 为第 $1, 2, \dots, i$ 级荷载之和对第 j 层土的竖向附加应力; E_{sij} 为第 i 级荷载下第 j 层土的压缩模量, 取土的自重应力至土的自重应力与总附加应力之和的压力段; h_j 第 j 层土的分层厚度。

“侧向变形引起的竖向应变 $\Delta \varepsilon_d$ ” 相应于地基的沉降为“侧向变形沉降”, 采用下式计算:

$$\Delta S_{dij} = \frac{k_0 \sigma_{zij} - \sigma_{xij}}{E_{pij}} \cdot h_j \quad , \quad (12)$$

式中, ΔS_{dij} 为第 i 级荷载下第 j 层土的侧向变形引起的沉降, 当计算值小于 0 时取 0 计; k_0 为初始状态的静止土压力系数, 参考刘成宇^[11]的《土力学》对于黏性土可表示为 $k_0 = 0.95 - \sin \varphi'$, φ' 为土的有效内摩擦角; 当单元土处于 k_0 状态时, $k_0 \sigma_{zij} = \sigma_{xij}$, 则 $\Delta S_{dij} = 0$, 即为侧限状态。 σ_{xij} 为第 $1, 2, \dots, i$ 级荷载之和对第 j 层土的横向附加应力; E_{pij} 为第 i 级荷载下第 j 层土的割线模量, 按式 (8) 计算。

1.3 加载速率的考虑

文献[7]考虑加载速率对沉降的影响。认为当加载速率较快时, 固结度 U_t 较小, 相应土体的内摩擦角也较小, 反之则较大。因此, 以固结度修正的内摩擦角 φ_t 公式为

$$\varphi_t = \varphi_0 + (\varphi' - \varphi_0) \cdot \overline{U}_t \quad , \quad (13)$$

式中, φ_t 为 t 时刻土体内摩擦角, φ_0 为土体快剪内摩擦角, φ' 为土体排水慢剪内摩擦角, U_t 为地基的整体固结度。

1.4 应力水平修正

本文计算方法采用弹性解计算地基中的应力。采用弹性解时由于未能考虑土的非线性对应力分布的影响,计算时发现,当 ϕ_i 比较小时,地基承载力还未达到极限值,但地基中应力水平会出现大于1的不合理情况。因当应力水平接近于1时, E_p 很小,从而会产生很大的沉降。理论上当应力水平等于1时, E_p 趋于0,沉降会无限大,但地基的稳定安全系数却大于1,说明地基是稳定的,地基的沉降不应该是无限大。出现这种情况主要是由于采用线性应力解代替非线性状态下的应力。为此,采用调整破坏比 R_f 的方法以修正地基中的应力水平^[7]。如下式所示

$$R_f = 1 / ks'_{\max}, \quad (14)$$

式中, k 为地基的稳定安全系数,可采用圆弧滑动法计算, s'_{\max} 为加载全过程中的最大应力水平。

1.5 软土考虑固结过程的沉降计算方法

土的固结沉降是指孔隙水的排出而产生的土体沉降,因此,土体的压缩变形产生的沉降是固结沉降,而侧向变形产生的沉降是瞬时沉降,不考虑其固结过程。这样,考虑固结过程时不同时刻的沉降参考增量法^[7]可表示为

$$S_t = \bar{U}_t \cdot \sum_{j=1}^n \left(\frac{\sigma_{zij}}{E_{sij}} \cdot h_j \right) + \sum_{j=1}^n \left(\frac{k_0 \sigma_{zij} - \sigma_{xij}}{E_{pij}} \cdot h_j \right), \quad (15)$$

式中, n 为地基土分层数, t 为加载时间, i 为时间 t 之前堆载的级数,其余符号同式(11)、(12)。

2 计算参数的确定方法

在本文提出的计算方法中,侧限条件下沉降计算和侧向变形引起的沉降计算都需要不同应力水平下的压缩模量 E_{si} ,而求取此压缩模量需要完整的 $e-p$ 曲线,而目前有部分工程项目,其试验报告没有提供完整的 $e-p$,只提供了初始孔隙比 e_0 和压缩模量 E_{s1-2} 。鉴于上述两个参数是工程中常用的参数,相对稳定且可较好反映软土的特性。本文通过两种方法建立了由 e_0 和 E_{s1-2} 求出不同应力水平下的压缩模量 E_{si} 的方法。方法一:根据 E_{s1-2} 推导出压缩指数 C_c ,通过 C_c 求出正常固结土的 $e-\lg p$ 曲线,然后通过 $e-\lg p$ 曲线求出不同应力水平下的压缩模量 E_{si} 。方法二,假设 $e-p$ 曲线符合双曲线模型,根据 e_0 和 E_{s1-2} 推导出 $e-p$ 曲线,再由 $e-p$ 曲线求出不同应力水平下的压缩模量 E_{si} 。

2.1 方法一

正常固结土的 $e-\lg p$ 曲线如图3所示。

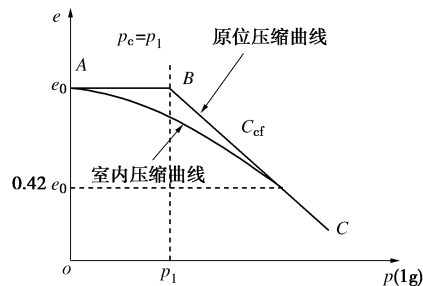


图3 正常固结土的 $e-\lg p$ 曲线

Fig. 3 $e-\lg p$ curves of normally consolidated soils

图中, p_c 为前期固结压力, p_1 为自重应力, e_0 为初始孔隙比, C_{cf} 为原位压缩指数。由上图可知,若要求取原位压缩曲线(即曲线 ABC),只需求得点 B 坐标和原位压缩指数 C_{cf} 即可。下文将分两部分推导出点 B 坐标和原位压缩指数 C_{cf} 。

(1) 点 B 坐标推导

对于正常固结土,前期固结压力 p_c 为

$$p_c = \gamma_{\text{sat}} h, \quad (16)$$

式中, γ_{sat} 为土体饱和重度, h 为取土点深度。因此点 B 坐标为 $(\gamma_{\text{sat}} h, e_0)$ 。

(2) 原位压缩指数 C_{cf} 推导

压缩模量公式^[13]如下:

$$E_s = \frac{(1+e_0)(p_2 - p_1)}{e_1 - e_2}, \quad (17)$$

压缩指数公式^[13]如下:

$$C_c = \frac{e_1 - e_2}{\lg p_2 - \lg p_1}, \quad (18)$$

联立式(17)和式(18)得

$$C_c = \frac{(1+e_0)(p_2 - p_1)}{\frac{(1+e_0)(p_2 - p_1)}{\lg \frac{p_2}{p_1}} \lg \frac{p_2}{p_1}} = \frac{(1+e_0)(p_2 - p_1)}{E_s \cdot \lg \frac{p_2}{p_1}}, \quad (19)$$

若令式(19)中的 $p_1=100$ kPa, $p_2=200$ kPa,则压缩模量 E_s 即为 E_{s1-2} 。则式(19)为

$$C_{c1-2} = \frac{100(1+e_0)}{\lg 2 E_{s1-2}}, \quad (20)$$

假如前期固结压力 $p_c \leq 100$ kPa时, C_{c1-2} 与 C_{cf} 关系如图4所示,从图4中可得 $C_{c1-2} = C_{cf}$ 。

(3) 压缩模量 E_{si} 推导

根据上文推导的点 B 坐标和原位压缩指数 C_{cf} ,结合图3。则土体原位压缩的 $e-\lg p$ 曲线,为

$$e = \begin{cases} e_0 & (P \leq \gamma_{\text{sat}} h), \\ e_0 - \frac{100(1+e_0)}{\lg 2 E_{s1-2}} \cdot [\lg p - \lg(\gamma_{\text{sat}} h)] & (P > \gamma_{\text{sat}} h), \end{cases} \quad (21)$$

根据式(21),土体在自重应力下对应的孔隙比为

$$e_1 = e_0 \quad (22)$$

土体在自重应力和附加应力之和下对应的孔隙比为

$$e_2 = e_0 - \frac{100(1 + e_0)}{\lg 2E_{s1-2}} \cdot [\lg p - \lg(\gamma_{sat}h)] \quad (23)$$

把式 (22) 和式 (23) 代入压缩模量公式 (17) 得到土体任意应力水平下的压缩模量为

$$E_{si} = \frac{\lg 2 \cdot E_{s1-2} \cdot (p - \gamma_{sat}h)}{100[\lg p - \lg(\gamma_{sat}h)]} \quad (24)$$

2.2 方法二

彭长学等^[12]提出了一种 E_{s1-2} 推导 $e-p$ 曲线的方法。其推导结果如下:

$$e = e_0 - \frac{(1 + e_0)p}{0.1088E_s + 0.0015E_sp} \quad (25)$$

因此已知压缩模量 E_{s1-2} 和初始孔隙比 e_0 即可求出不同附加应力下对应的孔隙比。把式 (25) 代入压缩模量计算式 (17), 可得到不同应力水平下的压缩模量 E_{si} 与附加应力的关系。

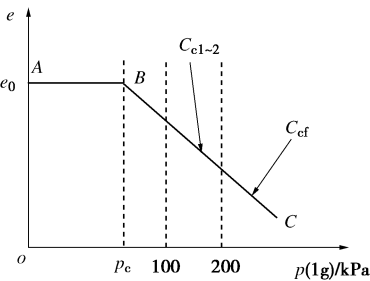


图 4 C_{c1-2} 与 C_{cf} 大小关系
Fig. 4 Relationship between C_{c1-2} and C_{cf}

3 案例计算和比较

为验证本文的可靠性, 本文用以上方法对某工程实例进行计算。

验证主要分为两大部分, 第一部分为验证由压缩模量 E_{s1-2} 和初始孔隙比 e_0 计算不同压力 p 的压缩模量 E_{si} 的准确性, 比较了 3 种计算方法: ①在已知完整的 $e-p$ 曲线的情况下, 通过曲线拟合出压缩模量 E_{si} 与应力 p 的关系 (即得出 $E_{si}-p$ 曲线)。②由压缩模量 E_{s1-2} 和初始孔隙比 e_0 , 通过第二节中的方法一求出压缩模量 E_{si} 与应力 p 的关系。③由压缩模量 E_{s1-2} 和初始孔隙比 e_0 , 通过 2.2 节方法二求出压缩模量 E_{si} 与应力 p 的关系。

第二部分为验证“软土地基全量计算方法”的准确性。比较了五种计算方法和实测沉降的结果: ①方法一: 规范计算方法; ②方法二: 压缩模量 E_{si} 根据试

验的 $e-p$ 曲线求取, 侧向变形沉降的计算采用切线模量法^[7]; ③方法三: 压缩模量 E_{si} 根据试验的 $e-p$ 曲线求取, 侧向变形沉降的计算采用割线模量法, 即式 (15); ④方法四: 压缩模量 E_{si} 根据 E_{s1-2} 推求的 $e-p$ 曲线求取, 即式 (24), 侧向变形沉降的计算采用割线模量法, 即式 (15); ⑤压缩模量 E_{si} 根据 e_0 和 E_{s1-2} 推求的 $e-p$ 曲线求取, 即式 (25); 侧向变形沉降的计算采用割线模量法, 即式 (15)。

3.1 工程概况

陆培炎等^[10]在深圳河一个约 12 m 厚的软土地基上做了一个土堤试验。堤高约 4 m, 堤长约 60 m, 断面如图 5 所示。

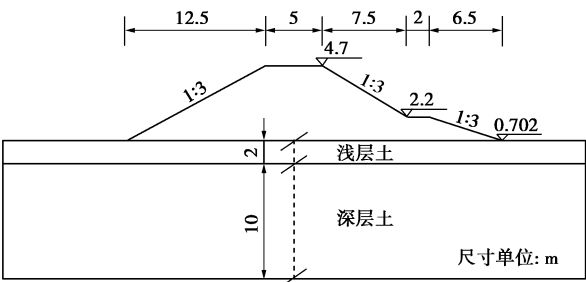


图 5 路堤断面图
Fig. 5 Sectional view of embankment

该试验堤的堤身材料由两种材料组成, 标高 0.7~2.1 m 为黑色淤泥土; 标高 2.1~4.7 m 为花岗岩风化土。其相应的物理力学参数如表 1 所示。

软土地基可分为两层, 分别称为浅层土及深层土。浅层土厚 2 m, 深层土厚 10 m。其相应的物理力学参数如表 2 所示, 其中快剪指标是依据经验确定的。两层地基土的室内压缩试验的 $e-p$ 曲线如图 6 所示。12 m 厚的软土地基下是砂砾石层, 相对于软土地基, 此土层基本上可以认为是一种刚性的土层, 因此计算时不需要考虑 12 m 深度以下土层的压缩量。

表 1 堤身材料物理力学参数表

Table 1 Physical and mechanical parameters of embankment materials					
土层	重度 ($\text{kN}\cdot\text{m}^{-3}$)	含水 率/%	内摩 擦角/($^\circ$)	黏聚 力/kPa	变形模 量/kPa
黑色淤泥土	17.23	32.2	12	10	2000
花岗岩风化土	19.86	14.7	22	20	4000

表 2 地基土物理力学参数表

Table 2 Physical and mechanical parameters of foundation soils								
土层	重度/(kN·m ⁻³)	含水率	黏聚力/kPa	快剪内摩 擦角/(°)	初始孔隙比	压缩模量/kPa	慢剪内摩 擦角/(°)	渗透 系数/(cm·s ⁻¹)
浅层土	16.3	60%	10	6	1.840	1808	13.4	1.193×10 ⁻⁶
深层土	16.3	60%	11	7	1.565	1865	16.9	1.193×10 ⁻⁶

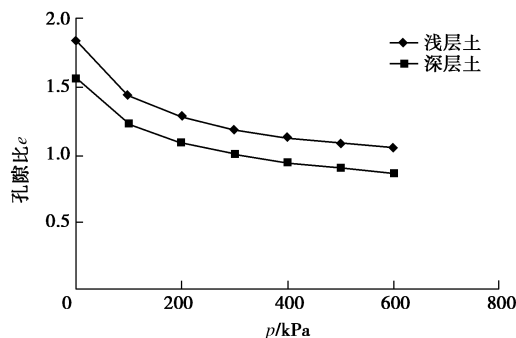


图 6 基土的 $e-p$ 曲线

Fig. 6 Physical and mechanical parameters of foundation soils

堤基设计标高 4 m, 实际填土高度为 4.093 m, 自 1986 年 1 月 3 日开始填筑, 历时 24 d, 堆载与时间的曲线如图 7 所示。

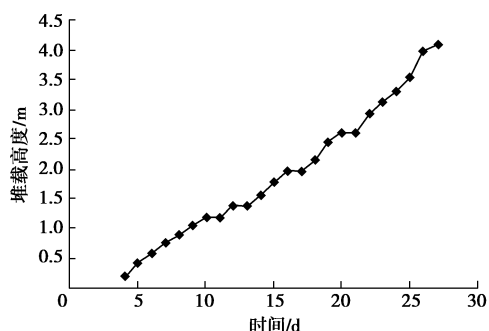


图 7 堆载时间曲线

Fig. 7 Relationship between height of stacking load and time

对堤基进行了两个断面的观测, 其中一个断面的观测标点位置图如图 8 所示, 其中 DM01~DM12 为地表沉降观测标点, sp1~sp6 为水平位移观测标点。

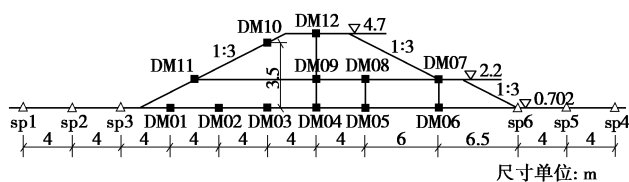


图 8 路堤监测断面图

Fig. 8 Monitoring systems of embankment

3.2 验证压缩模量 E_{si} 与压力 p 的关系

(1) 已知完整的 $e-p$ 曲线

首先根据压缩模量数据和式 (17), 求出每个压力段压缩模量, 如表 3 所示。

然后拟合压缩模量 E_{si} 与 p 的关系。在本例中, 地基附加荷载不大, 只需拟合前 3 点。浅层土和深层土的拟合公式分别如下:

$$\left. \begin{aligned} E_{si1} &= -0.0046p^2 + 9.3636p + 253 \\ E_{si2} &= -0.003p^2 + 9.2828p + 302 \end{aligned} \right\} \quad (26)$$

最终求出在最后一级荷载作用下, 地基任意深度

的压缩模量 E_{si} 为最终结果如图 9 所示。

(2) 通过 2.1 节方法一计算

把 e_0 和 E_{s1-2} 的值代入式 (24) 求出 E_{si} 与 p 的关系, 最终结果如表 3 和图 9 所示。

表 3 每个压力段压缩模量

Table 3 Values of compression modulus E_{si}		
e	p/kPa	E_{si}/kPa
1.84	0	
1.44	100	710
1.283	200	1554.14
1.184	300	2306.061
1.1225	400	3551.22
1.0795	500	4936.047
1.0515	600	7426.786

(3) 通过 2.2 节方法二计算

把 e_0 和 E_{s1-2} 的值代入式 (25), 求出 p_i 与 e_i , 代入式 (17) 得到 E_{si} 与 p 的关系, 最终结果如表 3 和图 9 所示。

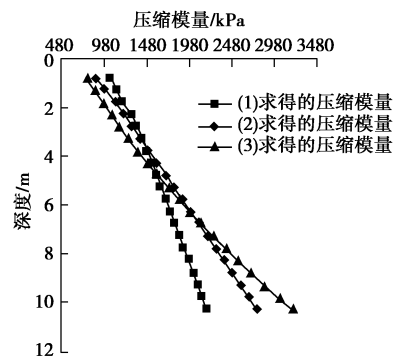


图 9 3 种方法计算所得的 $E_{si}-p$ 曲线

Fig. 9 $E_{si}-p$ curves calculated by proposed method

从表 3 和图 9 可以看出, 在本案例中, 用本文提出的两种计算方法与根据 $e-p$ 曲线求的 E_{si} 模量总体误差不大。说明用 e_0 和 E_{s1-2} 计算任意应力水平 E_{si} 的方法是可行的。

3.3 “软土地基全量计算方法”的验证

(1) 方法一

根据《建筑地基基础设计规范 (GB50007—2011)》^[14] 中关于地基沉降的计算表述如下式所示:

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

式中, S 为地基总沉降量; ψ_s 为沉降计算经验系数, 规范中给出的软土的参考范围为 1.1~1.4; n 为地基沉降计算深度范围内所划分的土层数; p_0 为相应于作用准永久组合时基础底面处的附加压力; E_{si} 为基础底面下第 i 层土的压缩模量; z_i , z_{i-1} 为基础底面至第 i 层土、第 $i-1$ 层土底面的距离; $\bar{\alpha}_i$, $\bar{\alpha}_{i-1}$ 为底面范围

内平均附加应力系数。为了方便电算,可将式(27)转换成下式^[13],

$$S_j = \psi_{sj} \sum_{i=1}^n \frac{\sigma_{zij}}{E_{sij}} \cdot h_i \quad (28)$$

式中, σ_{zij} 为第 1, 2, ..., j 级荷载总和对第 i 层土的竖向平均附加应力。当考虑固结度对沉降的影响时, 第 j 级荷载加载完成时, 基础沉降按下式计算:

$$S_{tj} = \overline{U}_t \cdot S_j = \overline{U}_t \cdot \psi_{sj} \sum_{i=1}^n \frac{\sigma_{zij}}{E_{sij}} \cdot h_i \quad (29)$$

在本例中, 按照规范^[14], 承载力特征值 f_{ak} 计算结果为 83.70 kPa, 而基础底面处的附加压力 p_0 为 77.6 kPa, 大于 0.7 倍的承载力特征值; 计算深度内压缩模当量值 \overline{E}_{s1-2} 为 1.1 MPa < 2.5 MPa。因此, 修正系数 ψ_{s24} 取为 1.4。计算结果如图 10 所示。以同样的方法计算 1~23 级荷载的沉降, 堤基中点处的时间与沉降曲线如图 11 所示。为了对比规范计算方法在没有经验系数修正时计算结果的精度, 本文同时给出了在没有经验系数修正情况下的计算结果, 如图 10 和图 11 所示。

(2) 方法二

方法二的计算步骤参考文献[7], 计算结果如图 10 和图 11 所示。

(3) 方法三

方法三中应力、压缩模量和固结度的计算与方法二相同。沉降计算中的侧限条件下的压缩沉降也与方法二相同, 而侧向变形引起的沉降与方法二不同, 区别在于模量运用割线模量, 即式(8), 采用的是全量方法。

(4) 方法四与方法五

方法四、方法五与方法三计算过程基本相同, 区别在于方法四求取不同应力水平下的压缩模量 E_{si} 是根据压缩模量 E_{s1-2} 通过式(24)求得, 而不是直接用试验的 $e-p$ 曲线求取的, 而方法五是通过式(25)代入式(17)求得。

3.4 计算结果

5 种计算结果和实测结果比较如下图 10, 图 11 所示。

从计算结果可以看出, 对于堤基地表沉降断面图, 在堤基两侧, 各种计算方法计算结果与实测结果相差不大。在堤基中心, 规范计算方法与实测结果相差较大, 计算结果比实测小。而考虑了侧向变形引起的沉降的计算方法的计算结果(即方法二~方法五)与实测比较相符, 计算结果比实测稍微大, 偏安全。对于堤基地表中心点的沉降时间曲线图, 从全沉降过程规范计算方法同样出现了较大的误差, 而考虑了侧向变形引起的沉降的计算方法(即方法二~五)与实测较

相符。说明方法四和五即使没有完整的试验 $e-p$ 曲线, 只有压缩模量 E_{s1-2} 和初始孔隙比 e_0 , 也可以很好的计算地基的非线性沉降, 而软土的 E_{s1-2} 和 e_0 较易获得并且数值稳定, 经验也易于判断, 从而可以为计算带来很大的方便。

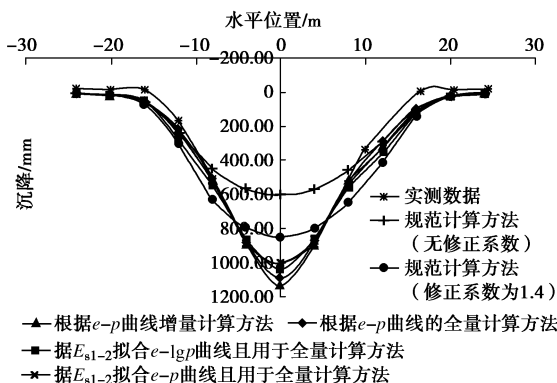


图 10 $t=495$ d 时计算得到的堤基地表沉降断面图

Fig. 10 Cross-section of surface settlement of embankment foundation ($t=495$ days)

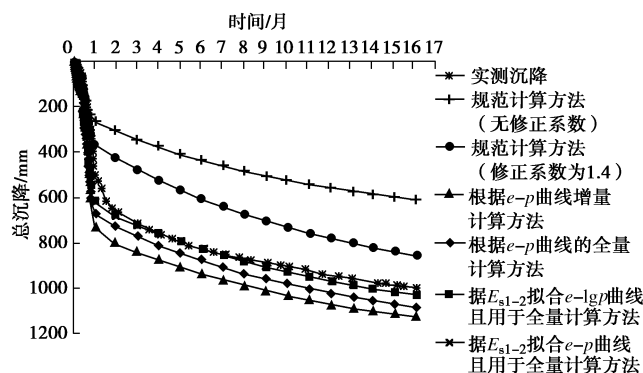


图 11 堤基地表中心点沉降时间曲线

Fig. 11 Settling-time curves of surface at center of embankment foundation

4 结 论

虽然有限元等数值方法是可以考虑众多因素的现代先进方法, 但由于土的本构模型的误差影响了精度, 并不能保证其计算精度的可靠。依据简单试验的 $e-p$ 曲线并结合经验系数修正仍是目前工程应用的主要沉降计算方法, 为了改进其精度和经验系数的不确定性, 同时发扬其参数试验的简易性, 弥补目前工程上常用的计算方法的不足, 本文在以往工作基础上, 提出考虑侧向变形的非线性沉降计算方法, 该方法既能提高计算精度, 又能兼顾工程的易用性, 并通过案例初步证明了其有效性。本文在以往成果的基础上取得以下新的进步:

(1)采用割线模量全量法,以期减小模量的波动,将会提高计算结果的可靠性。

(2)建立了由工程中常用的两个参数初始孔隙比 e_0 和压缩模量 E_{s1-2} 即可进行软土地基的非线性沉降计算的全量法方法,而这两个参数确定简单方便,并且参数的可靠性易于判断,从而为实际工程的计算带来很大的简便。

参考文献:

- [1] 杨光华. 软土地基非线性沉降计算的简化法[J]. 广东水利水电, 2001(1): 3 - 5. (YANG Guang-hua. A simplified calculation method for soft ground nonlinear settlement[J]. Guangdong Water Resources and Hydropower, 2001(1): 3 - 5. (in Chinese))
- [2] 杨光华, 李德吉, 李思平, 等. 计算软土地基非线性沉降的一个简化方法[C]// 第九届土力学及岩土工程学术会议论文集. 北京, 2003: 506 - 510. (YANG Guang-hua, LI De-ji, LI Si-ping, et al. A simplified method for calculating nonlinear settlement of soft ground[C]// Ninth Soil Mechanics and Geotechnical Engineering Conference Proceedings. Beijing, 2003: 506 - 510. (in Chinese))
- [3] 王志亮, 李永池, 殷宗泽. 考虑土体侧胀性的路堤沉降计算探讨[J]. 岩石力学与工程学报, 2005, 24(10): 1772 - 1777. (WANG Zhi-liang, LI Yong-chi, YIN Zong-ze. Discussion on settlement calculation of embankment considering lateral dilation behavior of soils[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2005, 24(10): 1772 - 1777. (in Chinese))
- [4] JGJ79—2012 建筑地基处理技术规范[S]. 2012. (JGJ79—2012 Technical code for ground treatment of buildings[S]. 2012. (in Chinese))
- [5] JTJ017—96 公路软土地基路堤设计与施工技术规范[S]. 1996. (JTJ017—96 Technical specification for design and construction of highway embankment on soft ground[S]. 1996. (in Chinese))
- [6] GB50286—98 堤防工程设计规范[S]. 1998. (GB50286—98 Code for design of levee project[S]. 1998. (in Chinese))
- [7] GB50007—2011 建筑地基基础设计规范[S]. 2012. (GB50007—2011 Code for design of building foundation[S]. 2012. (in Chinese))
- [8] 杨光华, 姚丽娜. 基于 $e-p$ 曲线的软土地基非线性沉降的实用计算方法[J]. 岩土工程学报, 2015(2): 242 - 249. (YANG Guang-hua, YANG Guang-hua. Practical method for calculating nonlinear settlement of soft ground based on $e-p$ curve[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2015(2): 242 - 249. (in Chinese))
- [9] 姚丽娜. 基于 $e-p$ 曲线的软土地基非线性沉降实用计算方法研究[D]. 广州: 华南理工大学, 2014. (YANG Guang-hua. Practical method for calculating nonlinear settlement of soft ground based on $e-p$ curve[D]. Guangzhou: South China University of Technology, 2014. (in Chinese))
- [10] 彭长学, 杨光华. 软土 $e-p$ 曲线确定的简化方法及在非线形沉降计算中的应用[J]. 岩土力学, 2008(6): 1706 - 1710. (PENG Chang-xue, YANG Guang-hua. A simplified method for determining $e-p$ curve of soft soil and its application to analyzing nonlinear settlement of foundation[J]. Rock and Soil Mechanics, 2008(6): 1706 - 1710. (in Chinese))
- [11] 李广信. 高等土力学[M]. 北京: 李广信, 2014: 21 - 26. (LI Guang-xin. Advanced soil mechanics[M]. Beijing: Tsinghua University Press, 2004: 21 - 26. (in Chinese))
- [12] 刘成宇. 土力学[M]. 北京: 中国铁道出版社, 2005. (LIU Cheng-yu. Soil mechanics[M]. Beijing: China Railway Press, 1990. (in Chinese))
- [13] 杨小平. 土力学[M]. 广州: 华南理工大学出版社, 2001. (YANG Xiao-ping. Advanced soil mechanics[M]. Guangzhou: South China University of Technology Press, 2001. (in Chinese))
- [14] 陆培炎, 熊丽珍, 陈韶永, 等. 软土上一个土堤试验分析[M]. 北京: 科学出版社, 2006: 121 - 143. (LU Pei-yan, XIONG Li-zhen, CHEN Shao-yong, et al. A trial embankment analysis on soft soil[M]. Beijing: Science Press, 2006: 121 - 143. (in Chinese))