DOI: 10.11779/CJGE201502005

基于 e - p 曲线的软土地基非线性沉降的实用计算方法

杨光华^{1,2,3},姚丽娜²,姜 燕^{1,3},黄忠铭²

(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 510640)

摘 要:软土地基侧向变形引起的沉降不可忽略。目前中国地基规范对软土地基的沉降主要是采用侧限压缩试验曲线进行一维压缩沉降计算,然后对该计算结果乘以一个经验修正系数来反映软土侧向变形等所产生的沉降,经验系数为1.1~1.7,变化大,缺乏量化取用方法。因此,侧向变形引起的沉降尚缺乏有效可靠的实用计算方法。基于 e-p 曲线和 Duncan-Chang 本构模型的概念提出了用 e-p 曲线求取软土的非线性切线模量 E_t的方法,然后把地基的沉降分解为 有侧限的压缩沉降和侧向变形产生的沉降两部分。有侧限的压缩沉降采用传统的 e-p 曲线分层总和法计算,侧向变形的沉降用非线性切线模量 E_t进行分层总和法求得。模型简单、参数易获得,由此而建立了一个较简便实用的软土地基 非线性沉降计算方法。并通过一个工程案例与实测结果、规范方法计算结果和有限元数值分析结果进行比较,说明方 法的可行性。

关键词:软土沉降;侧向变形; e-p曲线;切线模量;分层总和法

中图分类号: TU47 **文献标识码:** A **文章编号:** 1000 - 4548(2015)02 - 0242 - 08 **作者简介:** 杨光华(1962 -), 男, 广东罗定人, 博士, 教授级高级工程师, 博士生导师, 主要从事本构理论、基础工程、软土工程及基坑工程等方面的研究、设计及咨询工作。E-mail: ygh@gdsky.com.cn。

Practical method for calculating nonlinear settlement of soft ground based on e - p curve

YANG Guang-hua^{1, 2, 3}, YAO Li-na², JIANG Yan^{1, 3}, HUANG Zhong-ming²

(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 510641, China)

Abstract: It is well recognized that the settlement caused by lateral deformation of soft ground cannot be ignored. In China's technical codes and specifications, the current methods for calculating the settlement of soft ground are the one-dimensional ones with compression curve under zero lateral strain condition. To reflect the settlement of soft soil caused by lateral deformation, the calculated results are multiplied by an empirical correction coefficient (1.1~1.7). However, the coefficient is greatly changeable and cannot be quantified clearly. Therefore, an effective and reliable method is needed for calculating the settlement of soft ground is established based on the concepts of e - p curve and nonlinear tangent modulus $E_{\rm b}$ which divides the foundation settlement into two parts. One is the compression settlement under zero lateral strain condition, which is calculated by layer-wise summation method with e - p curve; the other is the settlement caused by the lateral deformation, which is calculated by layer-wise summation method with nonlinear tangent modulus $E_{\rm t}$. The parameters of this method can all be obtained by using the e - p curve. To describe the feasibility of the proposed method, a comparison with the measured results and those by other methods such as finite element method is made through a project case.

Key words: soft ground settlement; lateral deformation; e - p curve; tangent modulus; layer-wise summation method

0 引 言

目前工程实践中,软土地基的沉降计算主要是基于一维压缩曲线 *e*-*p* 曲线的一维分层压缩沉降计算 方法,或基于 *e*-lg*p* 曲线但考虑了固结状态的一维压

缩沉降法。这些方法主要的不足是只考虑了软土在侧

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:2014-03-31

限条件下的压缩沉降,不能反映侧向变形引起的沉降, 因而这种方法计算的沉降一般情况下是小于实际沉降 的,规范采用对其乘以一个大于1的经验系数来进行 修正,以反映侧向变形引起的沉降和其他影响,但经 验系数的取值给实际计算带来较大的不确定性,且不 同的规范其经验系数取值不同,如《建筑地基处理技 术规范》^[1]规定经验系数 ξ =1.1~1.4,荷载较大或地 基软弱土层厚度较大时应取较大值。《公路软土地基路 堤设计与施工技术规范》[2]的经验系数则为1.1~1.7; 《堤防工程设计规范》^[3]对海堤软土地基取为 $\xi = 1.3 \sim 1.6$ 。可见,用 e - p 曲线进行一维压缩沉降计 算,然后乘以一个大于1的经验系数修正来主要考虑 侧向变形影响的方法仍是目前实际工程规范的主流方 法,其优点是简单方便。当然,为研究侧向变形对沉 降的影响,不少学者也进行了积极的探索研究。王志 亮等^[4]则通过采用 Duncan-Chang 模型进行非线性有 限元计算,建立孔隙比与侧向变形引起的沉降的经验 关系,认为经验系数随孔隙比增大而增大。但由于加 载速率、荷载大小等都有影响,因此经验系数仅对于 土性指标 e 用于修正一维压缩的沉降还不够全面。同 样,杨武等^[5]也用有限元数值分析与一维沉降计算结 果对比,总结出修正系数与填土高度和泊松比的关系, 以期改进一维沉降计算的精度。

软土地基沉降计算中认为精度较高的是用非线性 本构模型进行有限元等数值分析。这种方法理论上精 度较高,但由于本构模型参数的不准确也难以保证计 算精度。有限元等数值方法比常规的分层总和法好是 可以较好考虑复杂的边界条件,计算的相对值是好的, 绝对值则取决于本构模型参数的可靠性。这方面的研 究较多,但真正用于工程设计时,由于参数的可靠性 影响到计算结果的准确性,要用于工程设计必须解决 参数的可靠性。

土的本构模型中最经典和简单的是剑桥模型和 Duncan-Chang 模型。即使是这样简单的模型,一般的 工程勘察也难以提供其相应的参数,且要获得高质量 的模型参数也不是一件易事,因而一直影响着现代本 构模型在工程设计中的普遍使用。为此,王志亮等^[6] 曾用 *e* - *p* 曲线求取 Duncan-Chang 模型参数。杨光华^[7] 曾直接把 Duncan-Chang 模型用于分层总和法,并考 虑由 *e* - *p* 曲线求取简易的切线模量 *E*_t计算式^[8],并用 于分层总和法,以建立工程实用计算方法。但实际应 用时软土的应力水平往往很容易接近破坏,计算不太 稳定。而 *e* - *p* 曲线是一般工程最易获得的试验曲线, 且工程中有较多的经验,简单可靠。而分层总和法则 是工程中较简单成熟的沉降计算方法,能较好考虑分 层土的特点,如能充分利用 e-p 曲线和分层总和法, 建立能考虑侧向变形的沉降计算方法则可获得一个既 简便又实用的软土沉降计算方法。为此本文把沉降分 为两部分,第一部分是侧限条件下的压缩沉降,采用 通常的 e-p 曲线分层总和法计算,第二部分侧向变形 引起的沉降,基于 e-p 曲线,利用 Duncan-Chang 模 型的思路,用 e-p 曲线求非线性切线模量,建立计算 侧向变形产生的沉降的分层总和法,这样,实际沉降 则由侧限压缩沉降和侧向变形沉降两部分之和而得 到。由此而可以建立一个基于 e-p 曲线和在分层总和 法基础上能考虑侧向变形产生的沉降的非线性实用计 算方法,以改进通常规范采用经验系数的方法。

基于 e - p 曲线的非线性实用沉降计 算方法

软土地基的沉降主要是由压缩沉降、侧向变形引 起的沉降和次固结沉降组成。本文主要研究前两种沉 降。通常的一维压缩分层总和法计算所得的沉降是第 一种压缩沉降,而侧向变形引起的沉降通常是通过经 验系数来修正,但经验系数变化大,不好掌握。而分 层压缩沉降计算方法简单方便,参数易获得,也有较 好的可靠性,如能进一步改进侧向变形引起的沉降, 将会获得一个既简便而又具有较好可靠性的实用方 法。据此,本文在 *e* - *p* 曲线基础上,利用较简便的分 层总和法的优点,建立分开计算这两部分沉降的实用 方法。

1.1 侧限条件下的压缩沉降

侧限条件下的压缩沉降可直接利用 *e*-*p* 曲线采 用分层总和法计算。第 *i* 级荷载下第 *j* 层土的压缩沉 降表达式为

$$\Delta S_{cij} = \frac{\Delta \sigma_{zij}}{E_s(\sigma_{zij})} \cdot \Delta h_{ij} \quad , \tag{1}$$

式中, ΔS_{cij} 为第 *i* 级荷载下第 *j* 层土的压缩沉降, $\Delta \sigma_{zij}$ 为第 *i* 级荷载下第 *j* 层土附加应力, 采用均质体弹性 解计算的附加竖向应力, $E_s(\sigma_{zij})$ 为第 *i* 级荷载下第 *j* 层土竖向总应力对应的压缩模量; 竖向总应力由初始 竖向应力加上附加弹性竖向应力求得。由总应力根据 e - p 曲线确定对应的压缩模量。

这样第 i 级荷载下总压缩沉降为

$$\Delta S_{\rm ci} = \sum_{j=1}^{n} \Delta S_{\rm cij} \quad . \tag{2}$$

1.2 侧向变形引起的沉降计算

按广义胡克定律:

$$\Delta \varepsilon_1 = \frac{1}{E_1} [\Delta \sigma_1 - \mu (\Delta \sigma_2 + \Delta \sigma_3)]$$

岩 土 工 程 学 报

$$\frac{\Delta\sigma_1 - k_0\Delta\sigma_1}{E_t} + \frac{k_0\Delta\sigma_1 - \mu(\Delta\sigma_2 + \Delta\sigma_3)}{E_t} \quad , \quad (3)$$

式中, ε_1 为竖向应变, k_0 为土的侧压力系数, μ 为 土的泊松比,对于饱和软土,为简化计算,假设 $\mu \approx 0.5$,在竖向荷载下 $\Delta \sigma_2 \approx \Delta \sigma_3$,则由式(3)有:

$$\Delta \varepsilon_1 = \frac{\Delta \sigma_1 - k_0 \Delta \sigma_1}{E_t} + \frac{k_0 \Delta \sigma_1 - \Delta \sigma_3}{E_t} \quad , \quad (4)$$

式中, σ_1 为第一主应力, σ_3 为第三主应力。式(4) 中等号右边的第一项为 k_0 状态下的竖向应变,相当于 应力处于有侧限下的应力状态的压缩应变,其相应的 沉降为有侧限的压缩沉降,可采用 1.1 节的方法计算; 第二项相当于侧向变形引起的竖向应变,因此可以写 为

$$\Delta \varepsilon_{\rm l} = \Delta \varepsilon_{\rm c} + \Delta \varepsilon_{\rm d} \quad , \tag{5}$$

式中, $\Delta \varepsilon_{\rm c}$ 为竖向压缩应变, $\Delta \varepsilon_{\rm d}$ 为侧向变形引起的 竖向应变。当无侧向应变时,相当于 $k_0 \Delta \sigma_1 = \Delta \sigma_3$,也 即处于 k_0 固结状态,此时,仅有压缩应变,由式(4) 第二项可得 $\Delta \varepsilon_{\rm d} = 0$ 。

Δε_c引起的沉降可由式(1)的方法计算得到。因 而第 *i*级荷载下第 *j* 层土中由于侧向应变引起的竖向 沉降由式(4)可得

$$\Delta S_{\rm dij} = \frac{k_0 \Delta \sigma_{zij} - \Delta \sigma_{xij}}{E_{\rm t}(\sigma_{czij})} \cdot \Delta h_{ij} \quad , \tag{6}$$

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^[9]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; $E_t(\sigma_{cij})$ 为第 *i* 级荷载下第 *j* 层土中竖向应力对应 的切线模量。

求侧向变形引起的沉降关键在于切线模量 E_t 的 计算,可参考文献[8]的方法,由 e - p曲线通过 Duncan-Chang 模型来求得。假设切线模量 E_t 符合 Duncan-Chang 模型,则 E_t 的表达式为^[10]

$$E_{\rm t} = (1 - R_{\rm f} s)^2 E_{\rm i}$$
 , (7)

式中, *R*_f为破坏比,常规三轴试验用破坏时的偏应力与应变达到极限状态时的偏应力的比值, *s* 为对应应力状态下的应力水平,

$$s = \frac{(1 - \sin \varphi) (\sigma_1 - \sigma_3)}{(2c \cos \varphi + 2\sigma_3 \sin \varphi)} \quad , \tag{8}$$

其中, *c*, *φ*为土体黏聚力及内摩擦角, *σ*₁, *σ*₃为土 体第一、第三主应力, 按均质地基由弹性解求得。

对于压缩试验,对应的应力水平为 s₀,则切线模量为

$$E'_{t} = (1 - R_{f} s_{0})^{2} E_{i} \quad , \tag{9}$$

压缩应力状态的应力水平 so为

$$s_0 = \frac{(1 - \sin \varphi')(\sigma_{10} - k_0 \sigma_{10})}{(2c \cos \varphi' + 2k_0 \sigma_{10} \sin \varphi')} \quad , \qquad (10)$$

式中, φ' 为地基土慢剪内摩擦角, σ_{10} 为压缩试验的 竖向应力,地基土体初始状态下的第一主应力。侧限 条件下,切线模量 E'_{t} 等于土的e-p曲线的压缩模量 E_{s} ,则由式(9)可得初始切线模量 E_{i} 为

$$E_i = \frac{1}{\left(1 - R_{\rm f} s_0\right)^2} E_{\rm s} \quad , \tag{11}$$

将式(11)代入式(7)可得

$$E_{t} = \left[1 - \frac{R_{f}(s - s_{0})}{(1 - R_{f}s_{0})}\right]^{2} E_{s} \quad . \tag{12}$$

这样式(12)提供了一种用 *e* - *p* 曲线求取切线模 量 *E*_t的计算式。

这样, 第 *i* 级荷载作用下由于侧向变形地基产生的总沉降为

$$\Delta S_{di} = \sum_{j=1}^{n} \Delta S_{dij} \quad \circ \tag{13}$$

第 *i* 级荷载下的总沉降则由压缩沉降 ΔS_{ci} 和由侧 向变形产生的沉降 ΔS_{di} 之和而得, ΔS_{ci} 由式(2)求得, ΔS_{di} 由式(13)求得。

1.3 加荷速率的考虑

Duncan-Chang 模型是在完全固结的慢剪试验条 件下确定的应力应变关系,土的 *c*, φ指标为有效应 力的强度指标。建立在比奥固结理论上的有限元可以 考虑采用有效应力计算应力水平,但当采用弹性解求 地基总应力时,必须考虑土的固结状态。由于弹性应 力不能得到土的有效应力,因而计算应力水平时应采 用总应力强度指标,总应力指标考虑对φ产生影响, 总应力内摩擦角随固结状态而变化取为

$$\varphi_t = \varphi_0 + (\varphi' - \varphi_0) \cdot U_t \quad , \tag{14}$$

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, $\overline{U_t}$ 为地基的整 体固结度。

这样当加荷速率较快时,固结度 $\overline{U_t}$ 较小,相应的 φ_t 也较小,对应的应力水平较高,相应的 E_t 较小,则 产生的剪切沉降较大,反之则较小。从而可以考虑加 载速率对沉降的影响。同样,当作用的荷载较大时, 地基应力水平较高, E_t 较小,则沉降较大。这样引入 Duncan-Chang 模型后则可以考虑加荷速率和荷载大 小对剪切沉降的影响。

1.4 弹性应力的计算和应力水平问题

(1) 应力场的计算

a)初始状态下,土体中某点竖向应力按照土体重度与深度的乘积计算,即 $\sigma_{cc} = \gamma h$,水平应力按照静止土压力的方法进行计算 $\sigma_{cc} = \sigma_{cc} \cdot k_0$ 。

b)外荷载作用下,土体中某点应力为初始状态下的应力与外荷载产生的附加应力之和,附加应力假设 土体为均质弹性体,按弹性力学方法计算。

(2) 应力水平的计算:

a)初始状态下的应力水平 s₀即土体处 k₀状态时的偏应力差与极限偏应力差之比,按照文中的式(10) 计算。

b)外荷载作用下的应力水平 *s* 为土体在外荷载作 用下的偏应力差与极限偏应力差之比,按照文中的式 (8)计算。

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_i 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_t 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,本文认为只有当地基稳 定安全系数 k=1时,地基中最大的应力水平才会 $s_{max} = 1$ 。为此,采用调整破坏比 R_f 的方法使其相适应。 方法是把荷载或填土重度加大,使地基稳定安全系数 k达到1,此时地基中的应力水平最大值 s_{max} 应为1, 若 $s_{max} > 1$,则用修正破坏比 R_f 对各点应力水平进行 归一化处理:

$$R_{\rm f} = 1/s_{\rm max} \quad . \tag{15}$$

实际中,也可采用更简化方法确定修正破坏比。 当加载全过程中最大应力水平为 s'_{max} ,相应的地基稳 定安全系数为k,式(15)的修正是超载k倍的结果, 在线弹性下 $s_{max} = ks'_{max}$,则修正破坏比为

$$R_{\rm f} = 1/ks'_{\rm max} \quad . \tag{16}$$

通过这样的修正,可以避免计算过程中安全系数 大于1时出现应力水平大于1的不合理情况,使计算 结果更合理。

1.5 固结过程的考虑

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应为

$$S_{t} = \sum_{i=1}^{m} \sum_{j=1}^{n} \left(\frac{k_{0} \Delta \sigma_{zij} - \Delta \sigma_{xij}}{E_{t}(\sigma_{czij})} \cdot \Delta h_{ij} + \frac{\Delta \sigma_{zij}}{E_{s}(\sigma_{zij})} \cdot \Delta h_{ij} \cdot \overline{U_{t}} \right),$$
(17)

式中, *m* 为 *t* 时间之前堆载的级数, *n* 为地基土分层的 层数。

2 案例

2.1 工程概况

陆培炎等^[11]在深圳一个约 12 m 厚软土地基上做 了一个高约 4 m 的土堤试验研究。该土堤长约 60 m, 断面如图 1 所示。



图 1 试验堤断面图

Fig. 1 Cross-section of test 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,经过晒干、打碎、喷水及碾压; 标高 2.1~4.7 m 为花岗岩风化土,经过喷水碾压而成。 其相应的物理力学参数如表 1 所示。

表1 堤身材料物理力学参数表

Table 1 Physical and mechanical parameters of embankment

	materia	ıls			
土层	含水率 /%	重度 /(kN·m ⁻³)	黏聚 力/kPa	内摩擦角 /(°)	变形模量 /kPa
黑色淤泥 土	32.2	17.23	10	12	2000
花岗岩风 化土	14.7	19.86	20	22	4000

标高 0.7 m 以下的堤基为软土地基,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。图 2 为两层地基土的室内压 缩试验的 *e* - *p* 曲线。

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	含水率	黏聚力	内摩擦角/(°)		和4471120日	压缩模量	渗透系数
	$/(kN \cdot m^{-3})$	/%	/kPa	慢剪	快剪	初始化原几	/kPa	$/(10^{-6} \text{cm} \cdot \text{s}^{-1})$
浅层土	16.3	60	10	13.4	6	1.840	1554	1.193
深层土	16.3	60	11	16.9	7	1.565	1619	1.193



图2 地基工时 е р щ线

Fig. 2 e - p curves of foundation soils 通过 e - p 的关系可以拟合出竖向应力 σ_z 与压缩 模量 E_s 的关系式。浅层土及深层土 $E_s 及 \sigma_z$ 的关系可

分别表示为 $E_s(\sigma_z) = -0.0046\sigma_z^2 + 9.3636\sigma_z + 253.35$, (18)

 $E_{s}(\sigma_{z}) = -0.0033\sigma_{z}^{2} + 9.2728\sigma_{z} + 302.34 \quad . \tag{19}$

堤基是自 1986 年 1 月 3 日开始填筑的,24 d 填筑 至 4 m 堤高,分为 20 次填筑,堆载与时间的曲线如 图 3 所示。



图 3 堆载时间曲线

Fig. 3 Relationship between height of stacking load and time

2.2 按本文实用计算方法计算地基沉降

地基深 12 m,将地基分为 24 层,每层 0.5 m,在 原地面的断面上每隔 4 m 选 1 个计算点。

(1) 应力计算

地基的附加应力按均质弹性体计算。第*i*级荷载 第*j*层土的各个应力的计算如下所示:

$$\sigma_{zij} = \sigma_{czj} + \sum_{k=1}^{l} \Delta \sigma_{zik} \quad , \qquad (20)$$

$$\sigma_{xij} = \sigma_{cxj} + \sum_{k=1}^{i} \Delta \sigma_{xik} \quad , \qquad (21)$$

$$\tau_{zij} = \sum_{k=1}^{i} \Delta \tau_{xzik} \quad , \qquad (22)$$

$$\sigma_1, \sigma_3 = \frac{\sigma_z + \sigma_x}{2} \pm \frac{\sqrt{(\sigma_z - \sigma_x)^2 + 4\tau_{xz}^2}}{2} \quad . \tag{23}$$

式中 σ_{ex} , σ_{cx} 为初始地应力, σ_{ex} 为单位面积上土体的有效重量, 即 $\sigma_{ex} = \gamma h$; σ_{cx} 为竖向自重应力与静止土压力系数之积, 即 $\sigma_{ex} = \sigma_{ex} \cdot k_0$ 。将各级荷载下各

个土层对应的总竖向应力及初始竖向应力分别代入对应的式(18)、(19),求得 $E_s(\sigma_{zii})$ 及 $E_s(\sigma_{czii})$ 。

(2) 非线性切线模量计算

从式(12)中可以看到计算非线性切线模量的关键在于应力水平的计算及破坏比的确定。

应力水平的计算不仅与每级荷载下各层土的第 一、第三主应力有关,还与土的强度指标有关。由于 采用总应力法计算,因此计算应力水平时要用考虑固 结状态的总强度,其不同固结状态下的*φ*,可用式(14) 计算得到。

固结度可按《建筑地基基础处理规范》中推荐的 改进高木俊介法,即

$$\overline{U_{t}} = \sum_{i=1}^{n} \frac{\dot{q}_{i}}{\sum \Delta p} \left[(T_{i} - T_{i-1}) - \frac{\alpha}{\beta} e^{-\beta t} (e^{\beta T_{i}} - e^{\beta T_{i-1}}) \right],$$
(24)

式中, $\overline{U_i}$ 为 *t* 时间的地基的平均固结度, $\dot{q_i}$ 为第 *i* 级 荷载加载速率(kPa/d), $\sum \Delta p$ 为各种荷载的累加值 (kPa), T_i , T_{i-1} 分别为第 *i* 级荷载的起始和终止时间 (从零点起算), 当计算第 *i* 级荷载加载过程中某时间 *t* 的固结度时, T_i 改为 *t*, α , β 为参数, 可按规范^[1] 中表 5.2.7 选用。其中 $\alpha = \frac{8}{\pi^2}$, $\beta = \frac{\pi^2 c_v}{4H^2}$, 土层厚度 *H*=1200 cm, 地基的竖向排水固结系数 c_v 按照公式 $c_v = \frac{k \cdot E_s}{\gamma_w}$ 计算得到。*k* 是地基土的渗透系数, E_s 是压 缩模量, 取值见表 2。

对于双层地基的 c_v 可按各层土的厚度加权平均 值计算,即

$$c_{\rm v} = \frac{h_{\rm l}}{H} c_{\rm vl} + \frac{h_{\rm 2}}{H} c_{\rm v2} \quad , \tag{25}$$

式中, h_1 , h_2 为第1,2层土的厚度, c_{v1} , c_{v2} 为第1, 2层土的竖向排水固结系数,则地基平均竖向排水固 结系数为 $c_v = 0.0192 \text{ cm}^2/\text{s}_\circ$

堆载期间固结度随时间的变化如图4所示。



图 4 堆载期间固结度随时间变化曲线



堆载完毕后,固结 24 d,地基平均固结度 $\overline{U_t}$ = 0.2134。到 1987年5月13日时,固结时间为16个月 10天,地基平均固结度 $\overline{U_t}$ =0.7943;到 1988年1月3 日时,即固结两年时, $\overline{U_t}$ =0.8946。

结合式(8)、(14)、(20)~(23) 某时刻 *t* 地基的应力水平 *s*_t为

$$s_t = \frac{(1 - \sin \varphi_t)(\sigma_1 - \sigma_3)}{(2c \cos \varphi_t + 2\sigma_3 \sin \varphi_t)} \quad . \tag{26}$$

当 20 级荷载加载完毕之后地基应力水平随深度 的变化如图 5 所示。最大的应力水平为 1.401,此时用 对应的固结度计算得到的等效强度指标,按照瑞典条 分法计算得到的地基稳定安全系数为 1.475,则按式 (16)可得到修正破坏比为 *R_f* = 0.484。





Fig. 5 Variation of stress level with depth after loading

(3) 沉降计算结果

不同时刻原地面断面上各点的沉降过程按式(17) 进行计算。本文分别计算了1987年5月13日整个堤 基的表面沉降断面曲线及到1988年1月3日堤基表面 中心点的沉降与时间的过程曲线。并将计算结果与实 测结果进行对比。对比结果如图6,7所示。

为了对比不同计算方法效果,本文亦采用了规范 方法和直接应用广义胡克定律进行沉降计算并与文献 [11]采用 Duncan-Chang 模型用有限元比奥固结理论计 算的结果进行比较。后两种方法的计算结果也给于图 6,7中。规范方法计算结果如图 8 所示。

直接按广义胡克定律计算软土沉降时,采用的变 形参数亦是考虑了软土变形非线性的切线模量,按公 式(12)得到,并按1.3节、1.4节方法对应力水平进 行修正,沉降计算公式如下:

$$S_{t} = \sum_{i=1}^{m} \sum_{j=1}^{n} \left(\frac{(1-\mu^{2})\Delta\sigma_{zij} - \mu(1+\mu)\Delta\sigma_{xij}}{E_{t}(\sigma_{czij})} \cdot \Delta h_{ij} \cdot \overline{U_{t}} \right) \circ$$

$$(27)$$

式中 μ 是地基土的泊松比,可用 $\mu = k_0/1 + k_0$ 计算 得到,公式中其余字母代表的意义与第1节中实用计 算方法一致。 不同计算方法对比结果如图 6,7 所示。从图中可 以看出,由新的实用沉降计算方法得到的堤基表层断 面的沉降及地表中心点沉降与时间的关系曲线与实测 值是比较接近的。比较式(17)、(27)可见,新方法 把侧向变形引起的沉降和压缩沉降分开计算,把侧 向变形引起的沉降看作为瞬时沉降,不考虑固结的 时间过程,而只把压缩沉降看作是固结沉降,由于 固结沉降是只土体孔隙水的排出而引起的沉降,显 然是不包括侧向剪切变形产生的沉降的,而按式 (27)胡克定律计算的方法则把全部沉降都作为固 结沉降,因而式(17)的结果比式(27)更符合实 际,也是合理的。



图 6 1987-05-13 实用计算方法得到的堤基地表沉降断面图

Fig. 6 Cross-section of surface settlement of embankment foundation by practical method (May 13, 1987)



图 7 1988-01-03 实用计算方法得到的堤基地表中心点沉降时间 曲线

Fig. 7 Settling time curves of surface at center of embankment foundation by practical method (January 3, 1988)

规范推荐的总沉降计算方法如下:

$$S = \psi_s S' = \psi_s \sum_{i=1}^n \left(\frac{P_i}{E_{si}} h_i \right) \quad , \tag{28}$$

式中,*S*为地基产生的总沉降,*S*'为土体的压缩沉降; ψ_s 为沉降计算经验系数,不同规范取值不同,如前所述,对于软土取值为 1.1~1.7。

当仅把由 e - p 曲线计算的压缩沉降作为固结沉降时,则随时间变化的沉降为

$$S_{t} = U_{t}S' + (\psi_{s} - 1)S' = \left\lfloor U_{t} + (\psi_{s} - 1) \right\rfloor$$
$$\sum_{i=1}^{k} \sum_{j=1}^{24} \left(\frac{\Delta \sigma_{zij}}{E_{s}(\sigma_{czij})} \Delta h_{ij} \right) \circ$$
(29)

由式(29)计算得到的堤中心点的压缩沉降 S'为 657 mm。当1987 年 5 月 13 日堤基中心点实测沉降为 998 mm 时,固结度 $\overline{U_t}$ 为 0.7943,让 S_t 等于此时的实 测沉降值时,由式(29)可得到 ψ_s =1.725,说明实际 沉降是压缩沉降的 1.725 倍,因此,单纯的压缩沉降 与实际沉降相差较大,侧向变形引起的沉降是较大且 不可忽略的,说明考虑侧向变形是很重要的。

分别计算 ψ_s 为 1.0, 1.1, 1.7 时堤基的表层断面的沉降,与 1987 年 5 月 13 日实测结果比较如图 8 所示。由图可见,靠经验系数是很难计算准确的。





Fig. 8 Cross-section of surface settlement of embankment foundation by the specification method (May 13, 1987) 分别计算ψ_s等于 1.0, 1.1, 1.7 时堤基中心点在 不同固结度时的沉降值。结果如表 3 所示。

表 3 堤基中心点不同固结度下不同计算方法的沉降值

Table 3 Settlement values of different methods under different consolidation degrees at center of embankment foundation

固结度	ŧ	规范方法/n	实用方法	实测	
	$\psi_s = 1.1$	$\psi_{\rm s}$ =1.7	$\psi_s = 1.0$	/mm	/mm
0.7999	574	887	522	1000	974
0.8989	647	999	588	1065	1050
1.0000	723	1117	657	1131	_

由表 3 可见,本文的实用方法较符合实测值,而 按规范方法则要取经验系数 ψ_s =1.7 才与实测值接近, 目前尚没有取定经验系数的量化方法,导致实际工程 中沉降计算误差较大。

本文采用一种基于 e-p 曲线而得到的非线性实 用方法则具有较好的效果,从而可以建立一种参数少、 易测定、计算稳定性好的实用沉降计算方法,对改进 软土地基的沉降计算有较好的意义。

3 结 论

(1)本文把软土地基的沉降分成两部分,即压缩 沉降和侧向变形沉降。压缩沉降用传统的 e - p 曲线由 分层总和法求得。侧向变形沉降依据邓肯--张模型由 e - p 曲线求得土的非线性切线模量用分层总和法求 得,方法简单方便,可较好考虑侧向变形产生的沉降。

(2)本文方法简便、可靠,所有参数都可从 ep曲线求得,而 e-p曲线是工程常用的,因此,参数 易获得。同时,压缩曲线计算的沉降较可靠,结果稳 定。

(3)由于采用了弹性应力解,使计算较简便,但 带来的不足是软土易产生较高应力水平,甚至在安全 系数大于1的情况下会有应力水平 s>1的情况出现, 此时会使剪切沉降计算偏大。为此本文提出了应力水 平的修正方法,以保证应力水平不出现矛盾值,使计 算结果更合理。

(4)本文的侧向变形沉降可考虑加载速率、荷载 大小和土性的影响,较为全面。方法简便,所需参数 少且其合理性易判断,从而可为工程提供一个简便实 用的软土地基非线性沉降计算方法,在实际应用中进 一步完善可望较好的应用于工程计算。

参考文献:

- 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))
- [2] 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))
- [3] GB50286—98 堤防工程设计规范规范[S]. 1998. (GB50286 —98 Code for design of levee project[S]. 1998. (in Chinese))
- [4] 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))
- [5] 杨 武,曹文昭,董佳竹.考虑侧向变形的客运专线路基 沉降特性研究[J]. 土木工程与管理学报, 2012, 3(9): 99 103. (YANG Wu, CAO Wen-zhao, DONG Jia-zhu. Study of subgrade settlement behavior of passenger dedicated line

considering the lateral deformation effects[J]. Journal of Civil Engineering and Management, 2012, **3**(9): 99 – 103. (in Chinese))

- [6] 王志亮, 殷宗泽, 李永池. 邓肯-张模型有限元分析路堤沉 降实用方法[J]. 岩土力学, 2005, 26(7): 1085 1089.
 (WANG Zhi-liang, YIN Zong-ze, LI Yong-chi. Practical method for FEM analysis of embankment settlement with Duncan-Chang model[J]. Rock and Soil Mechanics, 2005, 26(7): 1085 1089. (in Chinese))
- [7] 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))
- [8] 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))

- [9] 刘成宇. 土力学[M]. 北京: 中国铁道出版社, 1990. (LIU Cheng-yu. Soil mechanics[M]. Beijing: China Railway Press, 1990. (in Chinese))
- [10] 李广信. 高等土力学[M]. 北京: 清华大学出版社, 2004.
 (LI Guang-xin. Advanced soil mechanics[M]. Beijing: Tsinghua University Press, 2004. (in Chinese))
- [11] 陆培炎,熊丽珍,陈韶永,等.软土上一个土堤试验分析.
 [M]// 陆培炎科技著作及论文选集.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]// Lu Pei Yan Anthology of Scientific Works and Papers. Beijing: Science Press, 2006: 121 143. (in Chinese))

热烈祝贺南京水利科学研究院建院 80 周年

2015年南京水利科学研究院将迎来 80 周年华诞!值此建院 80 周年之际,谨向长期以来关心和支持本刊创刊、建设和发展的南京水利科学研究院致以衷心的感谢和崇高的敬意!

南京水利科学研究院建于 1935年, 原名中央水工试验处, 是我国最早成立的水利科学研究机构。2009年, 经中编办批准, 更名为水利部交通运输部国家能源局南京水利科学研究院。主 要从事基础理论、应用基础研究和高新技术研发,承担水利、 交通、能源领域中具有方向性、关键性和综合性的科学研究任 务,兼作水利部大坝安全管理中心、水利部基本建设工程质量 检测中心、水利部应对气候变化研究中心、水利部水闸安全管 理中心。

80 年风雨兼程,80 年薪火相传,不论是战火纷飞的年代, 还是"文革"浩劫的风雨,从未能阻止过南京水利科学研究院 探索和追求的步伐。历经80 年的发展,南京水利科学研究院 已经在水文水资源、水工水力学、河流海岸、岩土工程、材料 结构、大坝安全管理、生态环境、农村水利、海洋资源利用、 农村电气化、水文自动化等40 多个研究方向上具有一定的特 色和优势,完成了一大批国家和省部级重大科研任务,解决了 我国水利、交通、能源等领域大量重大工程建设与运行管理中 的关键技术问题,为国家的经济社会发展做出了重要贡献,取 得了丰硕重要科研成果。自1978 年全国科技大会以来,共获 得国家和省部级科技进步奖555 项,其中国家级奖励87 项。

八十年来,南京水利科学研究院培养和造就了一批以黄文 熙、严恺、窦国仁、沈珠江、张建云等院士为杰出代表的科学 家和一支具有创新精神、梯队合理的科研队伍,同时也为我国 的水利、交通、能源的建设和管理培养了大批专业人才。南京 水利科学研究院是国家首批相关学科博士、硕士学位授予权单 位,现有水利工程一级学科博士点,岩土工程学科博士点,土 木工程一级学科硕士点、环境工程、材料学等 12 个学科硕士 点和水利工程博士后流动站。2014年,南京水利科学研究院入 选"国家创新人才培养示范基地"、"国家级国际联合研究中 心",荣获"全国专业技术人才先进集体"称号。

南京水利科学研究院建设有水文水资源与水利工程科学 国家重点实验室以及水利、交通、能源行业9个部级重点实验 室、技术研发中心和工程技术研究中心。藏有中、外文图书、 资料和期刊33万卷册。现有试验室面积达24.5万m²,拥有一 大批先进的试验设施和仪器设备,建设了在国内外有重要影响 的院本部科研及科技创新基地、铁心桥水科学与水工程实验基 地、滁州实验基地、当涂科学试验及科技开发基地、无锡河湖 治理研究基地等科研基地。与80多个国家和地区的高等院校 和科研院所建立了良好合作关系并拥有直接进出口权。

作为国家级水利类科研院所,南京水利科学研究院不仅 注重科研创新,还非常注重科研成果的交流和传播,除承办了 我刊外,还主办或承办了一系列的学术期刊,为国家的科技进 步做出了重要贡献。

南京水利科学研究院一定能够继续秉承"科学、规范、 诚信、卓越"的科研质量方针,发扬"勤奋、严谨、求实、创 新"的科研精神,组织开展重大科学技术问题研究,建设成为 国际一流的水利科研机构,为国家经济社会发展做出新的更大 的贡献!