

基于软土结构性对路基沉降的反分析研究

李献策¹ 樊绍峰² 张铁壮³

(1. 华北电力大学,河北保定 071000;2. 中国天辰工程有限公司,天津 300400;3. 天津化工设计院,天津 300193)

【摘要】从软土的结构性出发,对软土较高的孔隙比、较强的透水性以及其压缩曲线的特点等进行分析总结,对公路路基沉降计算方法作进一步探讨。反分析方法在路基沉降方面的应用已经成为预测工后沉降的一种行之有效的途径。该方法是在空域和时域内对工程进行反馈分析的方法,是动态设计的最基本也是最重要的组成部分。它不仅包括在常规设计期间内进行的各种静态分析,而且包括随施工过程,根据工程现场实测的变形及其它可观测信息进行一系列反馈处理,它将设计与施工过程密切联系起来。为了较好地预测工后沉降,从沉降固结计算的角度对模型参数进行反分析,并反演设定参数,预测了沉降趋势,并与实际观测数据及理论计算数值进行比较,对实际工程做出评价,对工后沉降做出合理地预测。

【关键词】软土地基;结构性;沉降;反分析

【中图分类号】 TU 471.8

【文献标识码】 A

doi:10.3969/j.issn.1007-2993.2009.03.004

Back Analysis of Road Foundation Based on Structural Character of Soft Soil

Li Xiance¹ Fan Shaofeng² Zhang Tiezhong³

(1. North China Electric Power University, Baoding 071000, Hebei; 2. China Tianchen Engineering Corp, Tianjin 300400; 3. Tianjin Chemical Engineering Design Institute, Tianjin 300193, China)

【Abstract】 Embarking from the structural character of soft soil, this paper studied on the high void ratio, strong permeability and the compression curve of soft soil to discussed the settlement's calculation method in express way foundation. The back analysis method already became one effective way to forecast the later settlement. This method is to analysis and carries on the feedback to the engineering from room and time. It is a dynamic process. It not only includes various static state analysis carried on in normal regulations design period, but also includes the construction process, and according to the real settlement or other information carries on a series of feedback processing. It connects the design and construction closely. For estimating the later settlement, this paper analyzed the model parameters, and forecast the settlement curves. This paper also compares the real curves with the theory curves and forecast curves to evaluate the treatment methods.

【Key words】 soft ground; structural character; settlement; back analysis

0 引言

研究表明,天然土都有一定的结构性^[1]。随着人们对天然软粘土的工程性质的进一步认识,发现天然软粘土有类似超固结现象,若简单用土的超固结理论解释,不能得到很好的结果。例如 Bjenum^[2]认为这一超固结现象是由于土骨架的次固结造成的,并发表一张长期压缩变形图用以解释。按此设想,天然土的孔隙比 e_0 应比重塑土的孔隙比 e_{s0} 比小。但大量的统计表明,天然土的孔隙比 e_0 远大于 e_{s0} ^[3],超固结理论不能解释这一问题。近十年来,人们已逐渐认识到,土的这种类似超固结现象实际上

是由于土体的结构性造成的,并称之为“视超固结现象”。这种结构性对土的工程性质会有较大的影响,应该引起足够的重视。

1 软土的结构性

1.1 较高的孔隙比

天然软土的孔隙比往往要比同一垂直压力下的重塑土的孔隙比高出0.2~0.4,沈珠江根据国内沿海地区大量取自不同深度的天然土样孔隙比与上覆压力的统计结果见图1,其拟合线为SCL。图中ICL线为各种土重塑后的压缩曲线的平均。由于各种土的成分不一样,图中纵坐标 $I_{v0} = (e - e_{100}) / C_c$ 相

当于某种归一化的孔隙比 e_{100} 是 $\sigma_z = 100 \text{ kPa}$ 时的孔隙比, C_c 是压缩指数。图 1 清楚地说明, 同一压力下天然土的孔隙比明显地高于重塑土, 且两条压缩曲线的斜率基本相同。

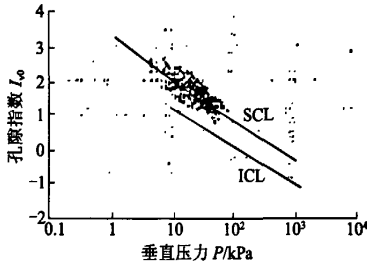


图 1 我国沿海粘土的沉积压缩曲线^[4]

1.2 较强的透水性

天然粘土多具有架空的结构, 大孔隙之间形成透水通道, 因此, 在高孔隙比的同时必然具有较强的透水性。试验资料表明, 在结构破坏以前, 天然粘土的固结系数可以达到同样条件下重塑土的 10~15 倍(见图 2)。但是, 影响固结系数的还有压缩系数 C_v , 重塑土 C_v 低的原因部分是压缩系数高造成的。就渗透系数来说, 纯粹由孔隙比高的原因天然土的渗透系数可能达到重塑土的 2~4 倍。

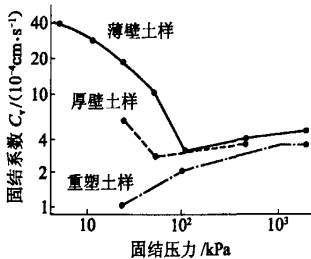


图 2 连云港淤泥固结系数^[5]曲线

1.3 陡降形压缩曲线

与重塑土相比较, 天然粘土压缩曲线的初始段很平缓, 当压力超过某一 σ_{pc} 值时出现陡降段, 并向重塑土的压缩曲线靠近, 见图 3。但对于 σ_{pc} 超过上

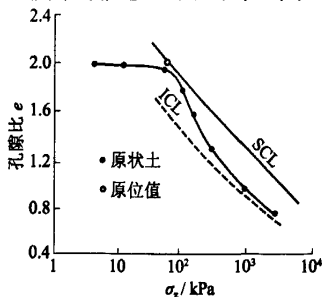


图 3 Bothcannar 粘土压缩曲线^[6]

覆压力 σ_{z0} 的现象, 不能从重塑土的超固结概念出发把 σ_{pc}/σ_{z0} 的比值称为超固结比。因为实际上超固结土的压缩曲线往往是缓降形的。

2 任意时刻沉降的计算

基于上述软土的结构特性, 在采取排水固结方法加固软基时, 便很有必要考虑其存在特性。用排水固结法处理公路软基加固时, 对于结构性粘土来说, 其沉降规律及特点往往与传统理论计算存在一定的差异。由于其施工工艺的特点造成了路基加荷过程是一个很复杂的加载过程, 其任意时刻 t 的路基沉降 s_t 按公式(1)计算^[7]。

$$s_t = (m_s - 1 + U_t) \cdot s_c \\ = (m_s - 1 + U_t) \cdot \sum \frac{\sigma_i}{E_{si}} h_i \quad (1)$$

式中: U_t 为 t 时刻土体的固结度; σ_i 为 t 时刻第层土体的有效应力; E_{si} 为当处于初始加载情况下, E_{si} 为第 i 层土体的初始压缩模量; 当处于卸载情况下, 此时压缩模量为卸载模量, 则上式 E_{si} 用 E_{ui} 来代替, $E_{ui} = k \cdot E_{si}$, 当处于再加载情况下, 此时压缩模量为再加载模量, 则上式 E_{si} 用 E_{ri} 来代替, $E_{ri} = l_i \cdot E_{si}$; k_i 为第 i 层土的卸载模量修正系数; l_i 为第 i 层土的再加载模量修正系数; m_s 为沉降修正系数; s_c 为地基最终的固结沉降。

采用式(1)计算沉降时须确定固结度的计算方法, 固结度的计算比较复杂, 其影响因素很多。如土体参数的选取、地基的类型、加载的方式, 对于砂井地基还存在砂井是否打穿软土层等。

在前文对软土结构性的介绍当中, 孔隙比和固结度是反应其结构性的两个重要参数。以往的研究中, 对土体固结度的计算已做出较有理论基础的结论^[8-9], 其计算公式充分考虑了固结同时间及土体结构的密切关系, 在此基础上, 引入 α, β 两个中间变量以便于理论推倒。

下面将分别列出各种情况下的固结度的计算公式。

1) 对于天然地基

$$U = \begin{cases} \frac{t}{T} - \frac{1}{\alpha^2 t} \sum_{M=1}^{50} \frac{1}{M^4} (1.0 - e^{-\alpha^2 t M^2}) & (t \leq T) \\ 1 - \frac{2}{\alpha^2 T} \sum_{M=1}^{50} \frac{1}{M^4} (1.0 - e^{-\alpha^2 T M^2}) \times \\ e^{[-\alpha^2 M^2 (t-T)]} & (t > T) \end{cases} \quad (2)$$

2) 砂井地基

① 砂井打穿软土层

$$U = \begin{cases} \frac{t}{T} - \frac{1}{\alpha^2 T} (1.0 - e^{-\alpha^2 t}) & (t \leq T) \\ 1 - \frac{2}{\alpha^2 T} (1.0 - e^{-\alpha^2 t}) \times e^{-\alpha^2 (t-T)} & (t > T) \end{cases} \quad (3)$$

② 砂井未打穿软土层

$$U = \begin{cases} \frac{t}{T} - \frac{1}{\beta^2 T} (1.0 - e^{-\beta^2 t}) & (t \leq T) \\ 1 - \frac{1}{\beta^2 T} (1.0 - e^{-\beta^2 t}) e^{-\beta^2 (t-T)} & (t > T) \end{cases} \quad (4)$$

$$U_2 = \begin{cases} \frac{t}{T} = \frac{2}{\alpha^2 T} \sum_{M=1}^{50} \frac{1}{M^2} (1.0 - e^{-\alpha^2 M^2 t}) & (t \leq T) \\ 1 - \frac{2}{\alpha^2 T} \sum_{M=1}^{50} \frac{1}{M^2} (1.0 - e^{-\alpha^2 M^2 t}) e^{-\alpha^2 M^2 (t-T)} & (t > T) \end{cases} \quad (5)$$

$$U = gU_1 + (1 - q)U_2 \quad (6)$$

$$q = \frac{L}{L - D} \quad (7)$$

式中： U, U_1, U_2 为土体平均固结度和砂井穿越土层、未穿越土层的固结度； T, t 为总加荷时长和任意计算时刻； L, D 为砂井穿越深度和未穿越深度； α, β 为计算时定义的固结系数的中间量。

3 反分析方法的实施

通过以上对软土任意时刻沉降的计算方法的介绍,选取适当的计算公式后,我们便可以通过反分析的方法对软土结构性的存在加以进一步验证。

反分析方法的有关介绍本文不做累述。

本文以某公路路基沉降观测数据为基础,结合当地地质条件,从软土结构性影响土层沉降的角度出发,实施反分析。工程的一些基本参数见表 1。

表 1 工程基本参数

| 试验段 | 软土层厚度/m | 填土高度/m | 处理方法 |
|-----------------|---------|--------|----------------|
| K51+550~K51+650 | 3.7 | 2.7 | 无处理 |
| K60+251~K60+455 | 6.1 | 4.3 | 砂垫层+格栅+砂井+堆载预压 |

3.1 反演参数的选择及目标函数的确定

对软土工程施工的位移量测值建立反演算法时,目标未知数选择应一般不再将含水土层的自重等参数作为基本未知数。路堤在修筑期间,由于软土固结,强度和密实度的变化导致土的很多参数也在发生变化。我们的处理办法只将不易确定且对计算结果影响较大的参数作为目标未知数^[10],而其他的作为常数,这样便于求解问题。

本文选取反演参数为 $X = [m_s, \alpha, \beta, k_i, l_i]$ 。

取反分析目标函数为

$$J(X) = \sum_{n=1}^N \sum_{i=1}^{N_d} (\Delta u_{ni} - \Delta u_{ni})^2 \quad (8)$$

式中： X 为用于反演分析的参数， $X = [m_s, \alpha, \beta, k_i, l_i]$ ； N, N_d 为用于反演分析的位移观测次数和观测观点个数； $\Delta u_{ni}, \Delta u_{ni}$ 为第 i 个观测点在第 n 次观测时该荷载下计算的位移增量和实测的位移增量。

反演优化方法的好坏直接影响着反演过程的收敛性、解的唯一性和收敛速度等。本文采用了黄金分割搜索法^[11]。

3.2 程序的编制

1) 基本假定

① 对于每层土的卸载模量修正系数、再加载模量修正系数都相同,即 $k_1 = k_2 = \dots = k_i, l_1 = l_2 = \dots = l_i$ 。这样以来,反演参数大大减少,简化了计算；

② 土体的固结系数在整个加载、卸载以及再加载过程中保持不变,即维持常数不变；

③ 反演参数在计算过程中的相互影响不予考虑。

2) 反演参数的取值范围

在实际反演时,可根据土的地质条件的不同选择合理的待反演参数的可行范围,取参数 $m_s, \alpha, \beta, k_i, l_i$ 的可行范围为

$$\begin{cases} 1.1 < m_s < 1.7 \\ 0.001 < \alpha < 0.05 \\ 0.01 < \beta < 0.5 \\ 2 < k < 20 \\ 2 < l < 20 \end{cases}$$

3) 程序的编制及流程

各程序或模块的功能如下：

Main—主程序,输入观测资料、初始条件、加荷信息及反演参数的初值；

Sub1—初始输入数据汇总子程序；

Sub2—固结度计算子程序；

Sub3—黄金搜索法子程序,通过目标函数值优化参数取值,当满足精度要求时,迭代结束,跳出子程序；

Sub4—目标函数子程序,通过对输入反演参数值和调用 Sub5 子程序,输出目标函数值；

Sub5—沉降计算子程序,可通过输入参数值计算任意时刻沉降量；

Sub6—数据输出子程序。

4 工程反演结果及沉降对比分析

反演结果见表 2。

表 2 各参数反演结果

| 断面 | 反演参数 | | | | |
|---------|----------|---------|------|------|-------|
| | α | β | k | l | m_s |
| K51+600 | 0.0023 | 0.35 | 6.37 | 6.54 | 1.188 |
| K60+290 | 0.0023 | 0.35 | 8.64 | 8.36 | 1.198 |

理论计算中,采用 $e-p$ 曲线方法求解固结沉降,最终沉降取设计使用年限(15 年)内的总沉降。

至此,分别对实测数据、理论计算及反演预测沉降数值作归纳总结,各数据信息见表 3。

表 3 实测、理论计算及反演预测沉降数据汇总

| 断面 | 数据来源 | 工期沉降 /cm | 最终沉降 /cm | 工后沉降 /cm |
|---------|------|----------|----------|----------|
| K51+600 | 实测 | 23.34 | | |
| | 理论计算 | 21.5 | 29.1 | 7.6 |
| | 反演预测 | 23.68 | 30.15 | 6.42 |
| K60+290 | 实测 | 30.9 | | |
| | 理论计算 | 35.5 | 48.7 | 13.2 |
| | 反演预测 | 32 | 42.1 | 10.1 |

绘制了实测、理论计算及反演预测的时间-荷载-沉降曲线图见图 6。

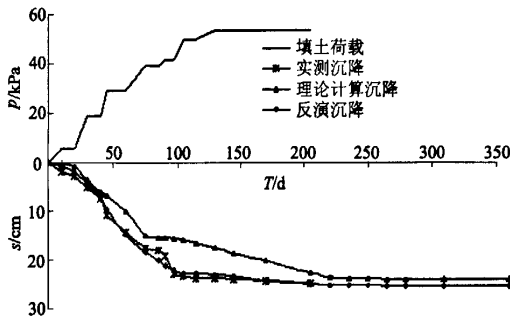


图 6 K51+600 时间-荷载-沉降曲线图

注:由于卸荷时间与再加荷时间相比较短,曲线图中忽略卸荷时间

通过对预测值与观测值比较发现,在施工后期预测值的沉降趋势缓和明显,比实际沉降量稍大。而理论计算值在早期沉降中沉降趋势明显,但沉降量较小,尤其在进入路面施工期后,仍有相对较大的沉降趋势。在未经过处理的 K51+600 断面处,理论计算数值明显低于实际观测和预测数值。因此对于未处理的天然地基,理论计算显得并不保守。当然,由于在理论计算的同时,对加荷历时、地质条件、工期等因素的人为简化,也可能给计算结果带来一定的影响。

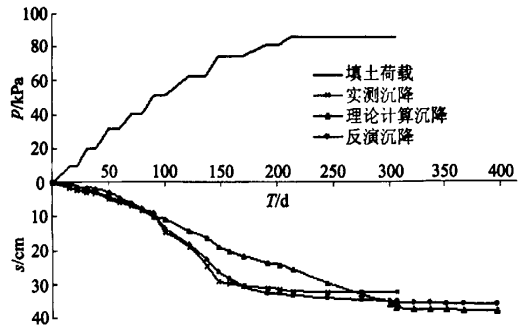


图 7 K60+290 时间-荷载-沉降曲线图

5 结论

1)分析软粘土结构性对软土固结及强度的影响,主要反应在天然软土强度的取值、软土地基沉降计算方法、结构性对软土固结度计算的影响分析等几个方面。这对于改进计算公式以及各种参数的修正都非常重要。

2)当土性参数难以用室内外常规试验确定的情况下,利用实测的数据,通过反演的方法是可以获得的,它为我们提供了一种解决问题的方法。

3)本文通过对土性参数的反演,预测了后期沉降和工后沉降,其结果与实测结果基本吻合,说明这种方法是可行的。

4)通过对相关土性参数的反演修正,可以得到能够较好地反映现实情况的沉降曲线,它比理论计算更接近现实,从另一个角度反映出软土结构性的存在对于路基沉降的影响。对于路基的沉降来说,软土的结构性是不能忽略的。深入研究软土的结构性将有助于在设计 and 计算中尽量减小土体本构模型与实际情况的差距。

参考文献

[1] Mesri G. Discussion. Geotech[J]. Div, ASCE, 1975, 101(4):127-149.
 [2] Borland J B. On the compressibility and shear strength of natural clays[J]. Geo,1990,40(3):331-362.
 [3] Bjerrum L. Engineering geology of normally consolidated marine clays as related to the settlement of buildings[J]. Geo. 1967,17(2):169-186.
 [4] 沈珠江. 软土工程特性和软土地基设计[J]. 岩土工程学报,1998,20(1):100-111.
 [5] 王年香,魏汝龙. 沿海软粘土取土质量的对比分析[J]. 工程地质学报,1994,2(2):66-75.
 [6] Tavenus F, et al. The stability of stage constructed

- embankments on soft clay[J]. Can Geotech J, 1978, 15(1):255-287.
- [7] 朱梅生. 软土地基[M]. 北京: 中国铁道出版社, 1989.
- [8] 龚晓南, Gudebus G. 反分析法确定固结过程中土的力学参数[J]. 浙江大学学报, 1989, 23(6):96-104.
- [9] 折学森. 软土地基沉降计算[M]. 北京: 人民交通出版社, 1998.
- [10] 石名磊, 等. 高速公路地基沉降反演分析[J]. 东南大学学报, 2005, 35(4):589-592.
- [11] 施光燕, 董加礼. 最优化方法[M]. 北京: 高等教育出版社, 1999.

收稿日期: 2009-03-24

(上接第 121 页)

剪切位移关系曲线为: 法向应力为 50 kPa、100 kPa 时呈非线性理想塑性关系, 法向应力为 200 kPa、400 kPa 时呈刚塑性关系, 因而在考虑界面摩擦模式时可以采用库伦摩擦模式^[5]。直剪试验条件下为: 50 kPa、100 kPa 下呈非线性分布, 当界面剪应力达到峰值强度后, 出现塑性流动, 在法向应力为 200 kPa、400 kPa 下大致成双曲线分布。

2) 两种试验方法下界面剪应力峰值强度均随着法向应力的增大而增大; 直剪试验得到的界面剪应力峰值强度相对大于单剪试验; 干燥砂土的剪应力峰值强度大于饱和砂土; 粗糙界面的剪应力峰值强度相对大于光滑界面。

3) 无论是单剪试验还是直剪试验, 砂土与钢材接触界面最大剪应力随法向应力的增大而增大, 具有较好的线性关系, 建议采用 $t = \sigma \tan \delta$ 的抗剪强度准则作为无粘性土与结构物界面剪切时界面的抗剪强度准则。

4) 饱和砂土的界面内摩擦角小于干燥砂土; 光滑钢材界面的内摩擦角小于粗糙钢材界面; 不同界面情况下界面内摩擦角的变化与砂的粒径没有很好的线性关系, 这说明接触界面摩擦系数不但与界面粗糙度 R 有关, 与砂土的颗粒级配也有关系, 也就是

说在砂的粒径和基底粗糙度 R 之间存在一个平衡点, 当达到这个平衡点时界面抗剪强度达到最大值。

5) 根据单剪与直剪试验结果的对比, 本章提出了界面抗剪强度指标的经验换算公式(直剪试验下得到的界面抗剪强度指标乘以一个小于 1 的系数), 以修正应用于设计的直剪试验结果, 这样就可以仅通过易于操作的直剪试验就可得到可靠的试验结果, 在工程设计中意义重大。

参 考 文 献

- [1] 陈希泽. 土力学地基基础[M]. 北京: 清华大学出版社, 2000.
- [2] 卢廷浩, 刘祖德, 等. 高等土力学[M]. 北京: 机械工业出版社, 2005: 185.
- [3] 中华人民共和国水利部. GB/T 50123—1999 土工试验方法标准[S]. 北京: 中国计划出版社, 1999: 28-31.
- [4] 张 嘎, 张建民. 粗粒土与结构接触面的静动本构规律[J]. 岩土工程学报, 2005, 27(5): 516-520.
- [5] 陈慧远. 摩擦接触单元及其分析方法[J]. 水利学报, 1985, 27(4): 44-50.

收稿日期: 2009-03-09