

的支承而言的,拙作所讨论的主要是指地基土对桩的支承问题;另一方面还要考虑桩身材料的强度,对桩身强度所取的安全系数则及桩身材料的性质与成桩的工艺等因素有关,其取值方法不同于前者。例如,考虑灌注桩的施工质量对桩身强度的影响,折扣就打得比较大,这个系数有时也称为工作条件系数,混凝土材料的分项安全系数取自混凝土设计规范。

一般情况是地基土的支承起控制作用,但当持力层比较坚硬,桩长比较长时,可能桩身强度起控制作用.总之,是由单桩承载力的较小值控制设计。安全系数的取值涉及技术和经济两个方面的平衡,是政策性非常强的工作,还需要做很多的研究工作。

(2) 对极差大于 30% 的理解

《建筑地基基础设计规范》对试桩结果提出了在极差小于 30% 时,可取平均值作为代表性数值。但如果极差大于 30%,平均值还是否可以用?代表性数值怎么取?规范都没有说明,留有很大的空白,当工程上发生这种情况时就缺乏处理的依据。而在《建筑桩基技术规范》中,就提出了标准差大于 0.15 时,采取对平均值打一个折扣的方法,为代表性数值的选取提供了一种规范化的方法,这是合理的。

用极差来描述数据的离散性是有缺陷的,因为它过分依赖于最大值与最小值,没有充分利用其他中间数据的信息,但工程界还是接受了这个简化的方法。对于极差超过 30% 的情况,首先应该检查是否存在系统的影响因素,如果存在,则应将其剔除后重新统计,当然可能会产生数据太少的问题,但此时再补做试桩一般是不可能了。如果不存在系统的因素,则说明存在着比较大的随机因素影响数据的离散性,此时就可以根据取

置信下限的统计方法,对平均值打一个折扣取值。显然,《建筑桩基技术规范》所采用的方法是符合统计原理的,上海地基规范也采用相似的方法。

(3) 与极差 30% 相当的近似门槛值

《建筑桩基技术规范》所用的 0.15 是与极差 30% 相当的承载力比值的标准差门槛值,即在接受极差 30% 的基础上提出一个相当的标准差,然后才可能采用统计方法处理数据。在修订上海地基规范时,也将极差 30% 折算为变异系数 0.17。由于极差没有反映中间数据的信息,在考虑了各种可能出现的中间数据的影响,这种折算是不严格的、十分近似的,从不同的假定出发,得到结果可能存在一定的差别。

在拙作中讨论的变异系数“最大值”,是指与极差 30% 相当的变异系数门槛值,是在各种可能出现的中间数据影响下的最大值,而不是指实际试桩结果的变异系数最大值。实际试桩可能出现的变异系数,当然不会受这人为界限的约束,肯定存在大于 0.17 的变异系数,而且也无法估计它的最大值。因为肯定存在着变异系数超过 0.17 的情况,这才需要用原文式(5)对变异系数超过 0.17 的平均值采用打折扣的方法取代表性数值。

参考文献:

- [1] GB50007—2002 建筑地基基础设计规范[S].
- [2] JG94—94 建筑桩基技术规范[S].
- [3] GD08—11—1999 地基基础设计规范[S].

关于“非饱和膨胀土的弹塑性本构模型研究”的讨论

李培勇, 杨 庆, 栾茂田

(大连理工大学土木水利学院及海岸和近海工程国家重点实验室, 辽宁 大连 116024)

中图分类号: TU41

文献标识码: A

文章编号: 1000-4548(2006)06-0805-02

作者简介: 李培勇(1978-),男,岩土工程专业博士研究生,主要从事非饱和膨胀土方面的研究。

《岩土工程学报》2005 年第 7 期发表的“非饱和膨胀土的弹塑性本构模型研究”一文(以下简称“原文”)对已有的 Alonso 膨胀土模型进行了改进,其中利用宏观结构层次的参数和微-宏观结构变形耦合参数 t 来计算微观结构层次中集聚体胀缩变形耦合后形成的微-宏观结构耦合变形,取得了很好的效果,解决了已有模型微观结构参数确定难的缺点,增强了膨胀土本构模型的实用性。笔者意欲在以下两点向原文作者请教和商讨。

(1) 关于微-宏观结构变形耦合参数 t 的确定。原文指出 t 可以“由实测值和膨胀试验的体积变化结果计算对比分析得

到”。而从 t 的表达式来看,参数 t 应为宏观量与微观量之比,即

$$t = \frac{\left(\frac{k}{1+e_0} \right)}{\left(\frac{k_m}{1+e_u} \right)}, \quad (1)$$

其中微观参数 k_m 和 e_u 是目前一般非饱和土试验中无法测量的,只能假定,所以如果按照原文所述的采用宏观常规试验和

讨论稿收稿日期: 2005-12-23

答复稿收稿日期: 2006-02-08

对比分析确定方法, t 值不可避免的会有较大的随意性。笔者认为应当通过建立 t 的具体表达式, 来确定参数 t 的值。原文及文献[1,2]指出微观结构层次的变形具有累积性, 则可以认为微观结构层次的变形分为 n 个阶段, 每个阶段对应着不同的微观量 $\frac{k_m}{1+e_u}$, 从而有着不同的变形量, 各阶段的变形量累计

之和即为微观结构层次的变形量, 即

$$d\varepsilon_{vm} = \left(\frac{k_{m1}}{1+e_{u1}} + \frac{k_{m2}}{1+e_{u2}} + \dots + \frac{k_{mi}}{1+e_{ui}} + \dots + \frac{k_{mn}}{1+e_{un}} \right) \frac{dp'}{p'} \quad (2)$$

同样采用宏观量来表示各阶段的微观量, 则有

$$\frac{k_{mi}}{1+e_{ui}} = f(i) \frac{k}{1+e_0} \quad (i=1, 2, \dots, n) \quad (3)$$

其中 $f(i)$ 为第 i 阶段所对应的微-宏观结构变形耦合参数, 假定会随着变形的不断积累和稳定而逐渐减小, 取 $f(i) = \frac{1}{i}$, 将

公式(3)代入公式(2)可得

$$d\varepsilon_{vm} = \sum_{i=1}^n f(i) \frac{k}{1+e_0} \frac{dp'}{p'} = t \frac{k}{1+e_0} \frac{dp'}{p'} \quad (4)$$

由公式(4)可得到 t 的表达式为

$$t = \sum_{i=1}^n \frac{1}{i} = 1 + \frac{1}{2} + \dots + \frac{1}{n} \quad (5)$$

根据原文及文献[3~7], 随着干湿循环次数的增加, 干湿循环的滞回圈逐渐减小, 土的结构趋于稳定, 膨胀土的脱湿-吸湿曲线相接近。此时, 微-宏观结构的耦合胀缩变形也趋于稳定, 微观结构层次变形所经历的阶段数可认为趋于一个定值。所以可以采用稳定时的干湿循环次数作为微观结构层次变形所经历的阶段数, 而采用公式(5)求得微-宏观结构变形耦合参数 t 。对于不同类型的非饱和膨胀土, 达到结构稳定时的干湿循环次数不同, 所得到的 t 值也不相同。对于原文中的例子, 由公式(5)可以得到 $t = 2.45$ (取 $n = 6$)。

(2) 关于与吸力相关的宏观结构塑性屈服面的确定。原文引用文献[8]的假定, 认为吸力增加屈服条件为 $s = s_0$, s_0 为土体在历史上所经历过的最大吸力。但是此屈服条件自提出以来尚未得到验证, 并与一些试验结果不相符^[9-11]。文献[9]认为可将吸力增加屈服条件修正为 $s = s_y$, s_y 为屈服吸力, 可以由净总应力等于零的常规收缩试验确定, 此屈服条件得到了进一步的验证^[11-12]。由此, 笔者认为宜将原文中的 SIM 屈服面方程修改为 $s = s_y$, 以 s_y 作为吸力增加时宏观结构的硬化参数, 并由此确定屈服面所包围区域。

参考文献:

- [1] ALONSO E E, VAUNAT J, GENS A, BLIGHT G E. Modeling the mechanical behaviour of expansive clays [J]. Engineering Geology, 1999, 54: 173 - 183.
- [2] GENS A, ALONSO E E. A framework for the behaviour of unsaturated expansive clays [J]. Canadian Geotechnique Journal, 1992, 29: 1013 - 1032.
- [3] DIF A E, BLUEMEL W F. Expansive soils under cyclic drying and wetting, technical note [J]. Geotech. Testing J, 1991, 14(1): 96 - 102.
- [4] 缪林昌, 刘松玉. 南阳膨胀土的水分特征和强度特性研究 [J]. 水利学报, 2002, 21(7): 87 - 92.
- [5] 龚壁卫, 吴宏伟, 王 斌. 应力状态对膨胀土 SWCC 的影响研究 [J]. 岩土力学, 2004, 25(12): 1915 - 1918.
- [6] 刘松玉, 季鹏, 方 磊. 击实膨胀土的循环膨胀特性研究 [J]. 岩土工程学报, 1999, 21(1): 9 - 13.

对“非饱和膨胀土的弹塑性本构模型研究”讨论的答复

曹雪山, 殷宗泽, 沈才华

(河海大学交通学院, 江苏 南京 210098)

中图分类号: TU41

文献标识码: A

文章编号: 1000 - 4548(2006)06 - 0806 - 02

作者简介: 曹雪山 (1970 -), 男, 河海大学交通学院讲师, 岩土工程专业博士研究生, 从事膨胀土边坡稳定数值分析的研究, 桥梁工程、基础工程及地基处理等课程的教学工作。

非常感谢李培勇先生对“非饱和膨胀土的弹塑性本构模型研究”一文 (以下简称“原文”) 的讨论和关注, 结合讨论稿对原文中的两个问题, 答复如下:

(1) 微-宏观结构变形耦合参数 t 的确定。膨胀土的胀缩机理很复杂, 其中与膨胀变形相关的因素有: 集聚体弹性变形、组成粘土矿物的亲水力、粘土颗粒的电性及离子交换能力等; 与收缩变形相关的因素有: 集聚体的粒度分布、粘土矿物类型、粒度排列特征等^[1]。为此, 原文指出参数 t 涉及的因素较多, 如“组成集聚体的矿物物理化学性质、形成集聚体的结构类型

和宏观结构层次的颗粒之间排列特征等”。在一定荷载作用下的膨胀土干湿循环试验中, 集聚体的矿物成分、水溶液成分和外部环境是不变的, 而集聚体大小及其排列随着干湿循环的继续, 趋向稳定^[2]。因此胀缩变形存在一定累积性, 讨论稿将参数 t 看作某一级数和, 不失为一个较好的方法。但讨论稿所选择的 $f(i) = \frac{1}{i}$ 是不合适的, 原因是 $f(i)$ 不能反映膨胀土在干湿循环过程中胀缩变形的累计特性, 胀缩变形累计过程应该近似为变号级数, 且级数收敛。至于如何选择级数, 尚须结合膨胀土