

取样扰动对固结系数的影响研究

邓永锋¹, 刘松玉¹, 季署月²

(1. 东南大学 交通学院岩土工程研究所, 南京, 210096; 2. 扬州市水利局, 扬州, 225002)

摘 要: 在软土工程中, 地基土的固结系数是重要参数。目前固结系数的选取主要根据室内固结试验得到的沉降与时间曲线得到。但已有的研究表明, 室内试验获得的固结系数远低于现场资料反演得到的固结系数, 取样扰动是一个重要的影响因素。根据 Hong & Onitsuka 的扰动度定义, 推导了取样扰动对固结系数的影响, 并引用了大量的试样数据验证了分析的合理性。

关 键 词: 固结系数; 取样扰动; 扰动度

中图分类号: TU 447

文献标识码: A

Effect of sample disturbance on consolidation coefficient

DENG Yong-feng¹, LIU Song-yu¹, JI Shu-yue²

(1. Institute of Geotechnical Engineering, College of Transportation, Southeast University, Nanjing 210096, China;

(2. Yangzhou Water Conservancy Bureau, Yangzhou 225002, China)

Abstract: The consolidation coefficient is key parameters in the soft clay engineering. At present, the consolidation coefficient is obtained mainly by the lab oedometer and back analysis with in-situ observed settlements. But the lab coefficient is much less than that from back analysis of in-situ data. The sample disturbance is an important factor. The coefficient after disturbance is achieved with the disturbance degree proposed by Hong & Onitsuka; After validation by former research, the coefficient is discussed.

Key words: consolidation coefficient; sample disturbance; disturbance degree

1 前 言

在软土地基上修筑高速公路和进行其他工程实践时, 地基土体固结问题是工程界关注的一个重要问题。在固结理论中, 固结系数则是最重要的参数。目前固结系数的获得主要有两种方法, 一是根据室内固结试验测得, 二是根据原位实测沉降历时曲线反算得到。已有的研究表明, 现场原位反演的固结系数远大于室内试验测得的固结系数^[1,2]。导致这种差异的原因多, 其中取样扰动是差异的一个重要因素。本文尝试通过理论分析研究由于取样扰动而引起的固结系数的变化规律。

2 扰动度定义

大量的室内固结试验结果显示, 大多数天然沉积软黏土的半对数固结压缩曲线 ($e-\lg p$) 呈逆 S 形^[3-5]。Butterfield^[3]通过对大量的固结试验数据进行

分析发现, 比容 ($v=1+e$) 和固结压力 p 的双对数坐标描述固结压缩曲线时, 固结压缩曲线在 5~1 280 kPa 范围内可以用 2 条直线表示, 直线的交点为固结屈服压力 p_y' 。Hong 和 Onitsuka^[4]根据 Butterfield 的研究, 采用 Butterfield 体系改进了传统的体积压缩法, 得到了扰动度的一种定义, 如下:

$$SD = \frac{C_{CLB}}{C_{CLR}} \quad (1)$$

式中: C_{CLB} 和 C_{CLR} 为部分扰动样和重塑样屈服前 $\ln(1+e)-\lg p$ 坐标中压缩曲线的斜率 (图 1); C_{CLA} 为部分扰动样屈服后压缩曲线的斜率。图中 $SD=100\%$ 时, 土样完全扰动; $SD=0$, 土样未扰动。Hong 和 Onitsuka^[4]通过研究, 发现 C_{CLR} 是液限的函数, 即 $C_{CLR} = -0.39 + 0.332 \times \lg(w_L)$ 。图 1 中原位压缩曲线为原位不扰动样的压缩曲线, 重塑样的压缩曲线为重塑土的室内压缩曲线, 部分扰动样的压缩曲线介于原位压缩曲线与完全重塑土的压缩曲线之间。

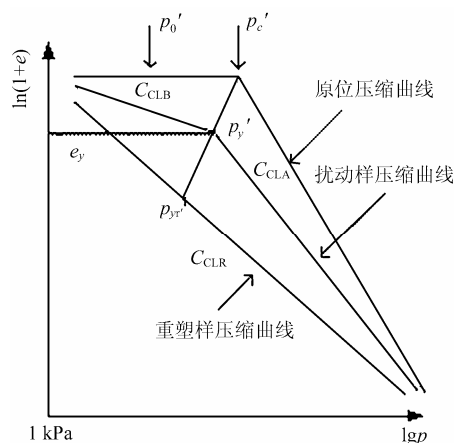


图1 修正体积压缩法扰动度定义

Fig.1

3 不同扰动程度的固结系数描述

土体体积压缩系数 m_v 的表达式如下:

$$m_v = -\frac{a_v}{1+e} \quad (2)$$

式中: a_v 为压缩系数。将式 (2) 进行转化, 得到屈服前后土体体积压缩系数式如下:

$$m_v = -\frac{a_v}{1+e} = \frac{de}{dp'} = \frac{d[\ln(1+e)]}{2.3d(\lg p')p'} = \begin{cases} \frac{C_{CLB}}{2.3p'} & \text{屈服前} \\ \frac{C_{CLA}}{2.3p'} & \text{屈服后} \end{cases} \quad (3)$$

因而固结系数 C_v 可以由下式表示:

$$C_v = \frac{k}{\gamma_w m_v} = \begin{cases} \frac{2.3 \frac{kp'}{\gamma_w C_{CLB}}}{\gamma_w m_v} & \text{屈服前} \\ \frac{2.3 \frac{kp'}{\gamma_w C_{CLA}}}{\gamma_w m_v} & \text{屈服后} \end{cases} \quad (4)$$

式中: γ_w 为水的重度; k 为渗透系数; C_{CLB} 和 C_{CLA} 分别为 $\ln(1+e)$ - $\lg p$ 坐标中压缩曲线屈服前后的斜率 (图 1)。

在式 (4) 中, 欲求取土体的固结系数 C_v , 则需要进一步确定表达式中的 k 、 C_{CLB} 和 C_{CLA} 的变化规律。

渗透系数与孔隙比之间存在如下关系^[5], 见图 2。

$$e = e_0 + C_k (\lg k - \lg k_0) \quad (5)$$

式中: C_k 为待定系数, e_0 为初始孔隙比; k_0 为原位土体的固结系数。Leroueil^[6]通过研究, 认为

$$C_k = 0.5e_0 \quad (\text{图 2})。因此, 有渗透系数 \frac{k}{k_0} = 10^{\frac{e-e_0}{0.5 \times e_0}}。$$

要得到土体的固结系数, 需要确定不同扰动程

度的 C_{CLB} 和 C_{CLA} , 其中 C_{CLB} 等于 $SD \times C_{CLR}$ 。下面推导不同扰动度的时的 C_{CLA} 。在推导 C_{CLA} 时, 作如下引用和假设:

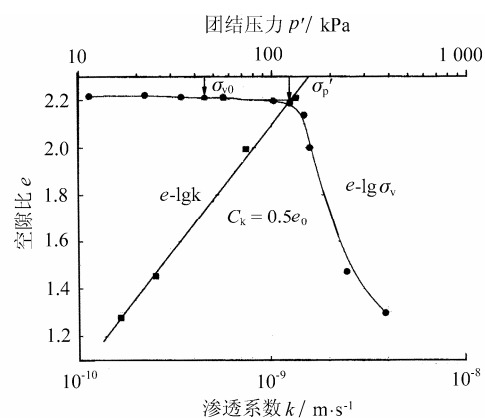


图2 渗透系数与孔隙比关系 (Leroueil, 1990)

Fig.2

(1) 不同扰动程度的饱和软土, 初始孔隙比不变。固结试验中, 须预压 1 kPa 的荷载, 使固结仪各部分紧密接触, 土体不产生附加变形。为此假定在单位荷载 (1 kPa) 时, 土体的孔隙比 e 等于原始的孔隙比 e_0 , 即 $\ln(1+e)$ - $\lg p$ 坐标中 e_0 对应荷载为 1 kPa。

(2) Nagaraj^[7]认为, 不同扰动程度的 (p'_y, e_y) 在 $\ln(1+e)$ - $\lg p$ 坐标中在一直线上, 其中 p'_y 为土体的屈服应力; e_y 为土体屈服时的孔隙比。其与重塑压缩曲线的交点为 (p'_{yr}, e_{yr}) , p'_{yr} 近似认为重塑土残余强度等效的屈服应力。Leroueil^[6]通过研究认为 $C_u/p'_y = f(I_p) = 0.11 + 0.0037I_p$, 因此, 可以近似采用十字板残余强度 C_w 近似反算得到 p'_{yr} , 从而得到不同扰动程度的屈服应力 p'_y 的表达式如下:

$$\lg p'_y = \frac{A}{A + SD \times C_{CLR}} \lg p'_c \quad (6)$$

$$\text{其中 } A = \frac{\ln(1+e_0) - \ln(1+e_{yr})}{\lg p'_c - \lg p'_{yr}}$$

(3) Schmertmann^[8]认为, 不同扰动度土体的压缩曲线相交于 $e = 0.42e_0$ 处。因而可以得到不同扰动度土体压缩曲线在 $e = 0.42e_0$ 处的坐标为

$$\left(10^{\frac{\ln(1+e_0) - \ln(1+0.42e_0)}{C_{CLR}}}, 0.42e_0 \right)。$$

进而得到同一 p' 作用下, 不同扰动度土体的孔隙比 e 与固结应力的关系如下:

$$\ln(1+e) = \ln(1+e_0) - C_{CLB} [\lg p' - \lg(1)] \quad \text{屈服前} \quad (7)$$

$$\ln(1+e) = \ln(1+e_y) - C_{CLA} [\lg p' - \lg(p'_y)] \quad \text{屈服后} \quad (8)$$

式中: p_y' 为土体屈服应力, 由式 (6) 得到; e_y 为土体屈服时对应的孔隙比, 由式 (7) 中 $p' = p_y'$ 计算得到。因此, 不同扰动度 SD 时, 屈服后压缩曲线在 $\ln(1+e) - \lg p$ 坐标上斜率 C_{CLA} 为

$$C_{CLA} = \frac{\ln(1+e_y) - \ln(1+0.42e_0)}{\lg p_y' - \lg p_{0.42e_0}} = \frac{\ln(1+e_y) - \ln(1+0.42e_0)}{\log p_y' - \frac{\ln(1+e_0) - \ln(1+0.42e_0)}{C_{CLR}}} \quad (9)$$

有了渗透系数 k 、 C_{CLB} 和 C_{CLA} 的表达式后即可算出不同扰动度土体的固结系数变化规律。

4 实例验证与对比分析

连云港浅层海相软土的初始孔隙比 e_0 为 1.706, 前期固结压力 p_c' 为 70 kPa, 重塑土的屈服应力 p_{yr}' 为 14 kPa, 重塑土体的 C_{CLB} 为 0.216, 土体初始渗透系数 k_0 为 10^{-4} m/d。根据式 (1) ~ (6) 可以计算得到固结系数随扰动度的变化见图 3。

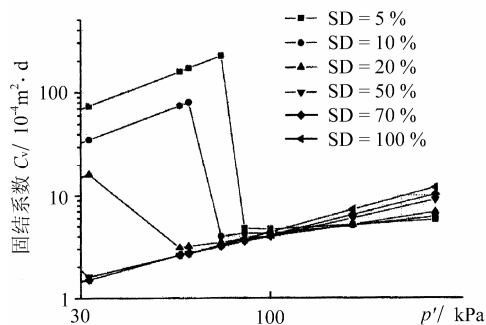


图 3 固结系数随扰动度 SD 变化

图 3 表明, 土体屈服前后固结系数有很大变化, 即屈服前土体固结系数远大于屈服后的固结系数。根据图 3 也可以发现, 屈服前土体固结系数随扰动度增大而减小, 而屈服后土体固结系数略有增加。由于本文分析中已知了土样的屈服应力, 因而得到的固结系数 C_v 与压缩应力 p' 之间的关系在屈服前后有比较大的突变。而目前国内进行压缩试验时一般只进行 50, 100, 200 和 400 kPa 的固结试验, 此时得到的固结曲线一般呈现出缓降型, 甚至是水平线型的曲线。

Olson^[1]通过不同取样方式进行室内固结试验得到固结试验曲线和固结系数分布如图 4 和图 5 所示。由于原文中未给出土体的液限 w_L 因而不能进一步评价其扰动度。但是图 4 表明, 土样 1~6[#] 的扰动是逐渐增加的; 但从图 5 的固结系数分布规律而

言, 与图 3 是能够吻合的。

沈珠江^[9]认为, 不同取样方式 (薄壁、厚壁) 得到土样以及重塑土的固结系数随固结压力变化如图 6 所示, 已有的研究^[10]表明, 厚壁取土器对试样扰动比薄壁取土器的扰动大, 并且小于重塑土的扰动度。图 6 中不同取样方式得到土体固结系数与固结压力关系与图 3 也是一致的。

综合图 3~6 可以认为, 本文推导得到的固结系数与已有的研究成果是吻合的, 是合理的。

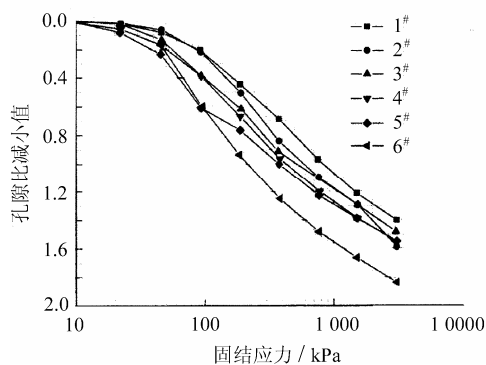


图 4 固结试验

Fig.4

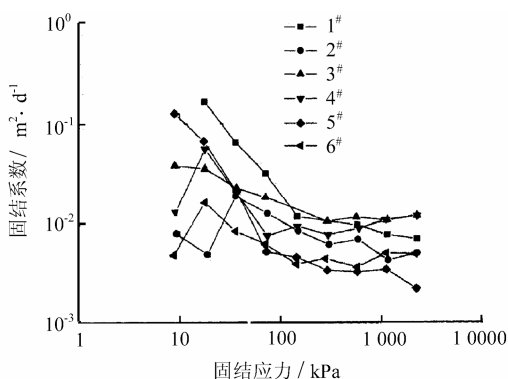


图 5 固结系数随压力变化

Fig.5

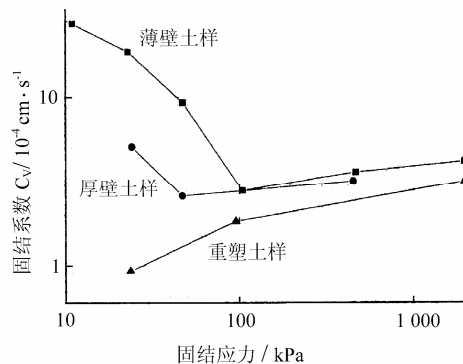


图 6 固结系数随压力变化

Fig.6

对比图 3, 图 5 和图 6 可以发现, 固结系数与应力水平密切相关, 土体屈服前后固结系数差异在

10 倍以上,这可能是室内试验的固结系数与原位根据沉降数据推算得到固结系数差异的原因。同时结合图 3 和图 6,发现取样扰动对固结系数,尤其是屈服前的固结系数影响非常大。因此,在进行土体固结分析时,合理选用固结系数以及提高取样质量是重要事情。

5 结 论

本文根据扰动度的定义给出了不同扰动度固结系数与固结应力之间的关系式,并通过实例验证了该分析的合理性。该分析结果为固结分析中固结系数的选取提供了参考。通过分析得到了以下几点结论:

(1) 土体屈服前后,固结系数差异非常大,因此,在作固结分析时,不同应力水平对应的固结系数选择是非常重要的。

(2) 取样扰动对固结系数影响非常大,因此,在采用室内固结试验获得的固结系数来计算地基土的固结时,应该根据土样取样质量进行取舍。

(3) 由于固结系数与取样质量关系密切,为此在工程勘察时应采取高质量的取样设备,从而使室内试验参数与原位参数能够很好吻合。

参 考 文 献

- [1] Roy Olson, Settlement of Embankments on clays[J]. **Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering**, 1998, 124(4): 278—288.
- [2] 邓永锋, 刘松玉, 洪振舜, 成层地基土体固结系数反演[J]. 公路交通科技, 2004, 21(9):1—4.
- [3] Butterfield, A natural compression law for soils(an advance on $e\text{-}\log p'$)[J]. **Geotechnique**, 1979, 29 (4):469—480.
- [4] Hong, Onitsuka, A method of correcting yield stress and compression index of Ariake clays for sample disturbance[J]. **Soils and foundations**, 1998,38:211—222.
- [5] 王 军, 高玉峰, 高红珍, 结构性软土地基施工扰动定量分析[J]. 岩土力学, 2005, 26(5): 789—794.
WANG Jun, GAO Yu-feng, GAO Hong-zhen, Quantitative analysis of foundation treatment disturbance of structured soft clay ground[J]. **Rock and Soil Mechanics**, 2005, 26(5): 789—794.
- [6] Leroueil S., Magnan J.P., Tavenas F., Embankments on soft clays[M]. England: Eliis Horwood limited,1990,70.
- [7] Nagaraj, Miura, Chung, S.G., Analysis and assessment of sampling disturbance of soft sensitive clays[J]. **Geotechnique**, 2003, 53 (7):679—683.
- [8] Schmertmann, J. H., The undisturbed consolidation behavior of clay [J]. **Trans., ASCE**, 1955, 120: 1 120—1 122.
- [9] 沈珠江, 软土工程特性和软土地基设计[J]. 岩土工程学报, 1998, 28(1):100—111.
SHEN Zhu-jiang, Engineering properties of soft soils and design of soft ground [J]. **Chinese Journal of Geotechnical Engineering**, 1998, 28 (1):100—111.
- [10] Liu Hanlong, Hong Zhenshun, Effect of sample disturbance on unconfined compression strength of natural Marine clays[J]. **China Ocean Engineering**, 2003, 17(3):407—416.