

DOI: 10.11779/CJGE201803005

# 超固结度对超固结饱和黏土不排水蠕变特性的影响研究

韩 剑<sup>1, 3</sup>, 姚仰平<sup>1</sup>, 尹振宇<sup>\*2, 3</sup>

(1. 北京航空航天大学交通科学与工程学院, 北京 100191; 2. 同济大学地下建筑与工程系, 岩土及地下工程教育部重点实验室, 上海 200092;  
3. 南特中央理工大学土木与力学工程研究所, 法国 南特 44300)

**摘要:** 以具有不同超固结度的重塑黏土试样为研究对象, 在加载应力比等同于临界状态线斜率的应力条件下开展了一系列不排水蠕变试验, 研究了超固结饱和黏土的蠕变特性。试验结果表明, 对强超固结度黏土试样, 随着蠕变时间的增加, 孔压一直降低, 并从正孔压降到负孔压。强超固结度试样的初始应力路径虽然都到达了正常固结土试验获得的临界状态线, 但强超固结度的试样在蠕变阶段并不破坏。在蠕变初始阶段, 对于不同强超固结度轴应变速率与对数蠕变时间的关系线是相互平行的直线。整个蠕变过程中, 强超固结度试样都处于剪胀状态中, 且超固结度越大, 到达最大剪胀状态的蠕变时间越长。在相同的应力比下, 超固结度是影响超固结试样不排水蠕变破坏与否的重要因素。

**关键词:** 黏土; 超固结; 蠕变; 临界状态; 三轴试验

中图分类号: TU431 文献标识码: A 文章编号: 1000-4548(2018)03-0426-05

作者简介: 韩 剑(1986 - ), 男, 湖北荆州人, 博士, 主要从事岩土力学与本构关系方面的研究。E-mail:  
jianhan@buaa.edu.cn。

## Influences of overconsolidation ratio on undrained creep behavior of overconsolidated saturated clay

HAN Jian<sup>1,3</sup>, YAO Yang-ping<sup>1</sup>, YIN Zhen-yu<sup>2,3</sup>

(1. School of Transportation Science and Engineering, Beihang University, Beijing 100191, China; 2. Department of Geotechnical Engineering, Key Laboratory of Geotechnical and Underground Engineering of Ministry of Education, Tongji University, Shanghai 200092, China; 3. Ecole Centrale de Nantes, Research Institute of Civil and Mechanical Engineering, Nantes 44300, France)

**Abstract:** The results from creep tests on reconstituted clay are presented and used to develop a preliminary framework of undrained creep behavior of overconsolidated clay. Based on the results of undrained creep tests on the samples with different OCRs under the same stress ratio close to the slope of CSL, as the creep time increases, the pore pressure decreases to the end of creep, from a positive value to a negative one. The stress paths of the specimens with different OCRs all reach the critical state line. However, the highly overconsolidated specimens do not fail. At the beginning of creep, there are parallel lines for the relationship between the axial strain rate and the creep time for different OCRs. The specimens with higher OCRs are all in the state of stress dilatancy during the undrained creep. The higher the value of OCR is, the much more creep time the specimen reaching the greatest dilatancy state needs. Under the same stress ratio, the OCR is the important factor influencing the specimens to fail or not.

**Key words:** clay; overconsolidation; creep; critical state; triaxial test

## 0 引言

黏土的时间效应特性对工程结构的稳定和变形有着至关重要的影响, 即使是在荷载低于抗剪强度的情况下, 黏土的变形随时间的变化仍然非常明显。近年来, 各国学者对正常固结黏土的时间效应特性进行了大量的研究<sup>[1-12]</sup>。岩土工程中的地基土经常是超固结土, 其持续变形和破坏主要是由于不排水条件下长时间蠕变造成的。目前, 对超固结土不排水蠕变特性的研究比较少, 已发表的成果大都是研究弱超固结土的

蠕变特性<sup>[13]</sup>, 对强超固结黏土(超固结度大于 10)的不排水蠕变特性还鲜有研究。

因此, 本文为研究超固结黏土的不排水蠕变特性, 制备超固结重塑黏土试样(OCR 从 2 到 14)开展了不排水三轴的蠕变试验研究, 获得了关于超固结黏土

基金项目: 国家自然科学基金项目(51579005, 51579179, 41372285);

国家重点基础研究发展计划(“973”计划)项目(2014CB047006)

收稿日期: 2016-12-05

\*通讯作者(E-mail: zhenyu-yin@gmail.com)

不排水蠕变发展规律的试验数据, 为后续研究强超固结度黏土的蠕变特性及其本构模拟提供了宝贵的试验参考资料。

## 1 试验材料及试样制备

本文所用的超固结黏土 (Merville 黏土) 原状试样取自于法国北部的城市—Merville, 地表深度 5 m 到 11 m。该黏土沉积于第三纪始新世初期, 距今大约三千万年前, 然后沉积过程一直持续到第三纪上新世结束, 距今大约五百万年前。沉积结束时的土层比现在的土层要高大约 200 m, 由于侵蚀的作用, 以前的土层被破坏殆尽, 现在土层的顶部被淤泥质土覆盖。侵蚀过程一直持续到第四纪, 距今大约二百万年。现在的天然 Merville 黏土的竖向有效应力要远远低于其在沉积结束时受的力, 所以 Merville 黏土是一种超固结土。Merville 黏土中主要的黏粒矿物是伊利土, 另外有少量的高岭土及蒙脱石, 黏土整体呈现为灰棕色。天然 Merville 黏土的饱和度为 100%, 天然含水率大约为 31%, 液塑限分别为 99% 和 40%, 天然重度为 19.5 kN/m<sup>3</sup>, 黏粒含量 (<2 μm) 为 26%。

上述 Merville 黏土的形成历史使得土体具有很强的结构性, 以及大量的微裂隙。为避免结构性与裂隙的影响以及得到均质的试验试样, 本文按照文献[14]中的方法制备重塑土试样, 泥浆的含水率是液限的 1.25 倍。然后将泥浆倒入固结器皿中进行固结, 施加的竖向有效应力为 100 kPa, 直到试样每天的轴向位移变化小于 0.1 mm 时, 结束固结, 重塑土试样的初始孔隙比为 1.223。整个固结过程持续一个月, 确保制成的重塑土样是饱和的以及固结完成的。制备好重塑土试样为圆柱形, 高度为 70 mm, 直径为 35 mm。

## 2 试验方案

本文制备了 2 组重塑土试样, 其中 1 组正常固结重塑土试样用来做不排水三轴压缩试验。正常固结重塑土试样的有效固结压力分别为 100, 200, 400 kPa 和 700 kPa。另外 1 组试样用来做不排水蠕变试验, 超固结重塑土试样的超固结度分别为 2, 3.5, 7 和 14, 对应的竖向蠕变荷载  $q_{\max}$  分别为 350, 200, 100 kPa 和 50 kPa, 使得蠕变初始应力状态刚好落在临界状态线上。加载及蠕变过程中一直保持围压 ( $\sigma_3$ ) 不变。所有蠕变试验都是一次加载, 加载速率为 50 kPa/min。所有试样在不排水试验前都进行了反压饱和, 反压力为 700 kPa, 孔压系数  $B$  值都在 0.96 以上。反压饱和后, 对试样进行等向固结。正常固结重塑土试样的有效固结压力分别为 100, 200, 400 和 700 kPa, 试样固结完成后的孔隙比分别为 1.282, 1.073, 0.874 和 0.742。

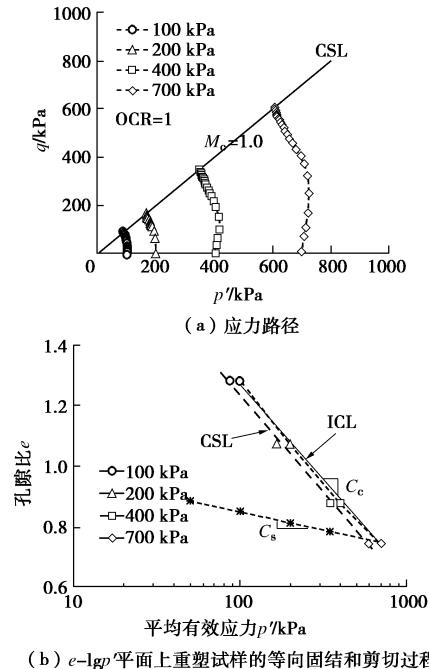
为得到超固结度为 2, 3.5, 7 和 14 的重塑土样, 试样先在较高的有效固结压力 (700 kPa) 下进行等向固结, 然后分别将有效固结压力减小到 350, 200, 100 和 50 kPa 下进行等向固结, 此时有效固结压力定为  $p'_0$ , 试样固结完成后的孔隙比分别为 0.783, 0.811, 0.848 和 0.886。因此, 本文每个蠕变试验中施加的荷载都是等于各自的有效固结压力  $p'_0$  (如: OCR=2 试样的有效固结压力为 350 kPa, 其蠕变荷载也是 350 kPa)。

重塑土试样的固结时间一般在 4 d 到 7 d。固结完成后, 在不排水条件下按上述试验方案进行不排水三轴压缩试验和不排水蠕变试验。试验过程中, 在试样底部有传感器对孔隙水压力进行测量。

## 3 试验结果与分析

### 3.1 临界状态线的确定

不排水三轴压缩试验的结果如图 1(a) 所示。由图 1(a) 中正常固结重塑试样的试验结果可以确定 Merville 黏土的临界状态线 (CSL), 其斜率  $M_c$  的值为 1.0。



(a) 应力路径

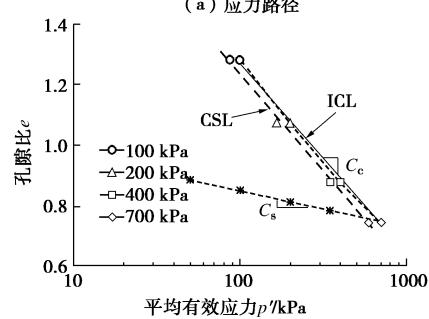


图 1 不同固结压力下正常固结重塑土样的不排水三轴压缩试验结果

Fig. 1 Test results of reconstituted specimens with different effective consolidation pressures

将不排水三轴压缩试验的等向固结阶段和剪切阶段的结果整理到  $e - \lg p'$  平面上, 如图 1 (b) 所示。由不同等向固结压力下重塑试样的孔隙比可以得到等向压缩线 (isotropic compression line, ICL)。正常固结重塑土试样在不排水条件下都到达临界状态, 因此, 由临界状态对应的平均有效应力 ( $p'$ ) 可以得到临界状态线 (critical state line, CSL), 其平行于等向压缩线。由图 1 (b) 可以得到 Merville 重塑土样的压缩

和回弹指数 ( $C_c$ ,  $C_s$ )。

### 3.2 蠕变试验结果—轴应变及孔压的变化

加载速率为 50 kPa/min, 每个蠕变试验要达到所需的蠕变荷载需要一定时间, 在加载过程中孔隙水压力一直增加, 弱固结土 ( $OCR=2$ ) 在加载完后较短时间内发生破坏, 强超固结土 ( $OCR=3.5, 7$  和  $14$ ) 取孔压达到最大值时作为蠕变阶段的开始, 其不排水蠕变试验结果如图 2 所示。所有蠕变试验中施加的荷载与对应的初始有效固结压力的比值 ( $q_{max}/p'_0$ ) 都是 1.0。

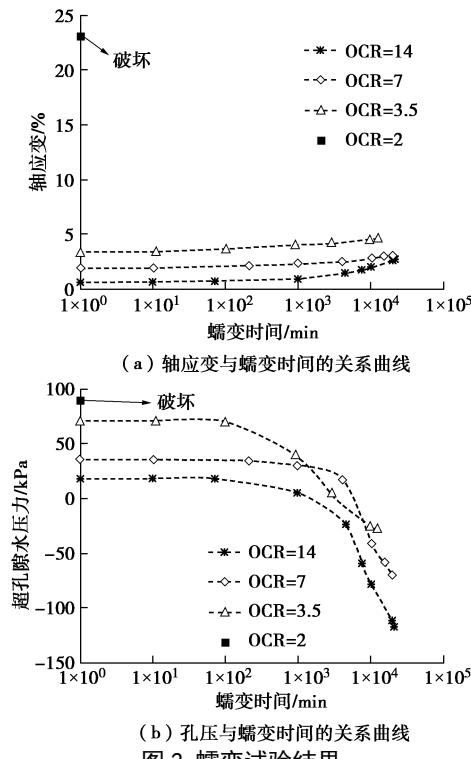


Fig. 2 Creep test results of reconstituted specimens with different OCRs

OCRs

由图 2 可知, 虽然蠕变荷载与有效固结压力的比值都相同, 但超固结度越大, 其应变变化幅度越小。超固结度为 2 的弱超固结度重塑土试样在很短的蠕变时间内破坏了。对超固结度为 3.5, 7 和 14 的试样, 试样蠕变过程中没有破坏, 在轴应变速率低于  $10^{-6}/\text{min}$  时, 认为应变变化达到稳定状态, 蠕变试验结束。

超固结度比较大 ( $OCR=3.5, 7$  和  $14$ ) 的试样, 在蠕变开始后一段时间内孔压保持不变, 随着蠕变时间的增加, 孔压开始下降, 从正孔压降为负孔压, 直到蠕变试验结束时仍没有稳定, 下降的幅值远大于上升幅值。这个现象与前人的正常固结和弱固结黏土的蠕变试验<sup>[15]</sup>得到的结果不同。

### 3.3 蠕变试验结果——应力比及应力路径的变化

图 3 为应力比 ( $q/p'$ ) 随蠕变时间增加而变化的曲线。不同超固结度 ( $OCR=2, 3.5, 7$  和  $14$ ) 的试样, 在蠕变开始时, 其初始应力比均在 1.0 左右。

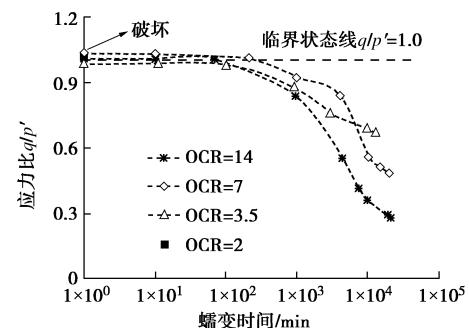


图 3 应力比随蠕变时间的变化

Fig. 3 Evolution of stress ratio with increasing creep time

超固结度较大 ( $OCR=3.5, 7$  和  $14$ ) 的试样, 蠕变开始阶段, 应力比保持不变, 但随着蠕变时间的增加, 应力比开始减小, 这说明孔压开始下降, 平均有效应力开始增加, 直到蠕变试验结束时应力比的变化仍没有稳定, 应力比随蠕变时间变化的过程与孔压随蠕变时间变化的过程相对应。虽然应力比在蠕变过程中变化比较大, 但所有超固结度较大 ( $OCR=3.5, 7$  和  $14$ ) 的试样在蠕变过程中都没有破坏。

图 4 (a) 中为蠕变过程中不同超固结度试样应力路径的变化情况。弱固结 ( $OCR=2$ ) 试样在蠕变开始时, 其应力比即超过临界状态线而发生破坏。而超固结度较大 ( $OCR=3.5, 7$  和  $14$ ) 的试样在蠕变开始时虽然应力比在临界状态线上, 但并没有发生破坏。在一段蠕变时间内 (100 min 以内), 应力比基本不变化, 即一直在临界状态线附近。然后, 随着蠕变时间的增加, 应力路径向临界状态线右边发展 (即孔压降低), 直到蠕变结束时仍没有稳定。

对不同超固结度试样的蠕变试验结果作蠕变时间线, 即图 4 中的虚线, 每个时间线上对应一个蠕变时间, 如图 4 (a) 中的从左到右的时间线 (100<sup>th</sup> min, 1000<sup>th</sup> min, 10000<sup>th</sup> min, 蠕变试验结束), 分别对应蠕变时间为第 100 分钟, 第 1000 分钟, 第 10000 分钟以及蠕变试验结束。由于蠕变开始到第 100 分钟的过程中, 强超固结度 ( $OCR=3.5, 7$  和  $14$ ) 试样的孔压和平均有效应力 ( $p'$ ) 变化很小, 则在图 4 (a) 中画第 100 分钟以内的时间线 (如第 1 分钟时间线、第 10 分钟时间线) 比较难分辨, 因此对于蠕变开始阶段只在图 4 (a) 中画了第 100 分钟的时间线。

随着蠕变时间的增加, 蠕变时间线离临界状态线越来越远, 如图 4 (a) 所示。在蠕变试验结束 (轴应变速率小于  $10^{-6}/\text{min}$  或试样破坏) 时, 可以得到一条超固结黏土的蠕变试验结束时间线。将超固结黏土从蠕变开始到蠕变试验结束阶段 (从左到右的虚线) 的试验结果画在  $e - \lg p'$  上, 如图 4 (b) 所示。虽然所有的超固结试样的应力比在试验过程中都达到甚至超过临界状态线, 但是所有的超固结土都没有到临界状

态, 即使是在“ $OCR=2$ ”试验中破坏的试样。

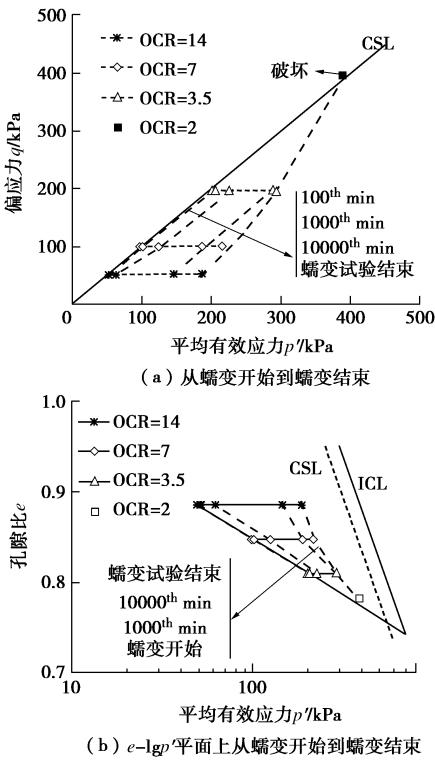


图 4 蠕变试验结果

Fig. 4 Creep test results

### 3.4 蠕变试验结果——塑性应变速率的变化

在不排水条件下, 体应变不变, 即  $d\varepsilon_a+2d\varepsilon_r=0$ , 因此偏应变增量可以得到:  $d\varepsilon_d=2/3(d\varepsilon_a-d\varepsilon_r)=d\varepsilon_a$ 。由于, 在蠕变过程中没有偏应力的变化, 则弹性偏应变增量为 0, 即塑性偏应变增量有  $d\varepsilon_d^p=d\varepsilon_a$  的关系, 其随蠕变时间的变化曲线如图 5 (a) 所示。

不排水条件下, 由于体应变增量为 0, 则有  $d\varepsilon_v^p=-d\varepsilon_v^e$ , 那么, 塑性体应变增量可以由平均有效应力的增量 ( $d p'=du$ ) 求得, 即

$$d\varepsilon_v^p=\frac{du}{K}, \quad (1)$$

其中,  $K$  为体积模量, 由  $K=(1+e_0)p'/\kappa$  得到,  $\kappa$  由图 1 中的  $C_s$  得到,  $e_0$  为蠕变加载开始时试样的孔隙比,  $p'=p'_0+\Delta q/3-\Delta u$ ,  $p'_0$  为蠕变加载开始时的有效固结压力。塑性体应变率随蠕变时间的变化曲线如图 5 (b) 所示。

对弱超固结试样 ( $OCR=2$ ), 加载阶段结束后很快就达到了破坏。对超固结度较大 ( $OCR=3.5, 7$  和  $14$ ) 的试样, 塑性偏应变速率与蠕变时间的关系在蠕变开始阶段为 3 条平行直线。随着蠕变时间的增加, 3 条斜率直线都竖直向下发展, 其速率越来越低, 见图 5 (a)。

在图 5 (b) 中, 由于是双对数坐标, 因此负的塑性体应变率按绝对值处理。图中塑性体应变率均是负值, 即整个蠕变过程中, 强超固结度 ( $OCR=3.5, 7$  和  $14$ ) 试样一直处于剪胀状态中。所有蠕变试验的最大应力比都是相同的 ( $q/p'=1.0$ ), 而且应力路径在蠕变阶段都

达到了临界状态线, 但只有弱超固结度 ( $OCR=2$  和  $OCR=2*$ ) 的试样破坏了。这个现象说明, 在相同应力比下, 坚向蠕变荷载是影响试样破坏与否的重要因素。

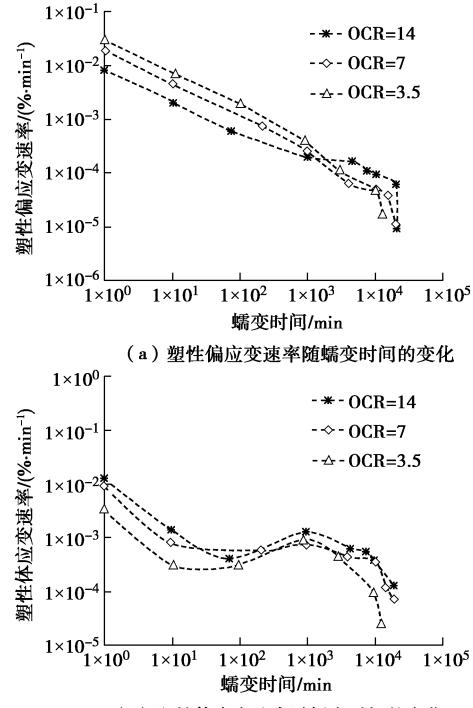


图 5 蠕变试验结果

Fig. 5 Creep test results

### 3.5 蠕变试验结果——应力剪胀值的变化

基于上述塑性应变的结果, 可以得到超固结重塑土样的应力剪胀值  $d=d\varepsilon_v^p/d\varepsilon_d^p$  (按定义,  $d$  值为负表示剪胀, 为正表示剪缩)。应力剪胀值随应力比的变化曲线如图 6 所示。

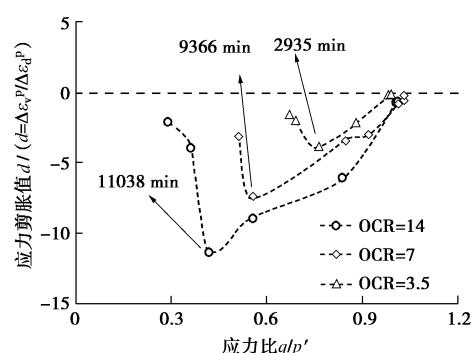


图 6 蠕变阶段中应力剪胀值随应力比的变化曲线

Fig. 6 Evolution of dilatancy versus stress ratio during undrained creep stages

在蠕变整个阶段中, 强超固结度 ( $OCR=3.5, 7$  和  $14$ ) 试样的剪胀值  $d$  是负的, 表示试样在此阶段是剪胀。蠕变开始后, 随着蠕变时间的增加, 剪胀值  $d$  一直减小, 达到最小值时, 对应着最大的剪胀状态(图 6 中实心点所示), 较高的超固结度需要较长的蠕变时间使剪胀值  $d$  达到最小值, 如图 6 中所示的蠕变时间。最后随着应力比的减小, 剪胀值  $d$  向 0 趋近。

## 4 结 论

根据超固结黏土在相同应力比不同超固结度条件下的不排水蠕变试验结果, 得到如下结论:

(1) 在加载过程结束后弱超固结土 ( $OCR=2$ ) 即发生破坏。对强超固结度 ( $OCR=3.5, 7$  和  $14$ ) 试样, 在蠕变开始阶段一段时间内, 孔压基本保持不变。随着蠕变时间的增加, 孔压越来越低, 从正孔压一直降到负孔压, 在蠕变试验结束时仍在下降。

(2) 超固结度试样在加载结束后, 其应力路径即到达临界状态线。在蠕变开始一段时间内由于平均有效应力变化很小, 则应力路径变化很小。随着蠕变时间的增加, 应力路径越来越远离临界状态线, 当应变速率低于  $10^{-6} \text{ min}^{-1}$  时, 在  $e - \lg p'$  平面上存在一条超固结黏土的蠕变时间线。虽然较大超固结度 ( $OCR=3.5, 7$  和  $14$ ) 试样的应力路径在  $p' - q$  面上到达临界状态线, 但是在  $e - \lg p'$  平面上并没有达到临界状态, 因此试样并没有蠕变破坏。在相同应力比下,  $OCR$  是影响试样破坏与否的重要因素。

(3) 较大超固结 ( $OCR=3.5, 7$  和  $14$ ) 试样的轴应变速率与蠕变时间的关系在蠕变开始阶段是 3 条相互平行的直线。在整个蠕变阶段中, 强超固结 ( $OCR=3.5, 7$  和  $14$ ) 试样一直处于剪胀状态中, 超固结度越大, 蠕变阶段中试样达到最大剪胀状态的时间越长。

后续将针对中国土样开展蠕变情况下超固结土破坏的临界  $OCR$  研究。

## 参 考 文 献:

- [1] 孙 钧. 岩土材料流变及其工程应用[M]. 北京: 中国建筑工业出版社, 1999. (SUN Jun. Rheological behavior of geomaterials and its engineering application[M]. Beijing: China Architecture and Building Press, 1999 (in Chinese))
- [2] 尹振宇. 软黏土流变理论及应用[M]. 上海: 同济大学出版社, 2016. (YIN Zhen-yu. Time dependency of soft clay and application[M]. Shanghai: Tongji University Press, 2016. (in Chinese))
- [3] 殷宗泽, 张海波, 朱俊高, 等. 软土的次固结[J]. 岩土工程学报, 2003, 25(5): 521 – 526. (YIN Zong-ze, ZHANG Hai-bo, ZHU Jun-gao, et al. Second consolidation of soft soils[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2003, 25(5): 521 – 526. (in Chinese))
- [4] 周秋娟, 陈晓平. 软土蠕变特性试验研究[J]. 岩土工程学报, 2006, 28(5): 626 – 630. (ZHOU Qiu-juan, CHEN Xiao-ping. Experimental study on creep characteristics of soft soils[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2006, 28(5): 626 – 630. (in Chinese))
- [5] 曾玲玲, 洪振舜, 刘松玉, 等. 重塑黏土次固结性状的变化规律与定量评价[J]. 岩土工程学报, 2012, 34(8): 1496 – 1500. (ZENG Ling-ling, HONG Zhen-shun, LIU Song-yu, et al. Variation law and quantitative evaluation of secondary consolidation behavior for remolded clays[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2012, 34(8): 1496 – 1500. (in Chinese))
- [6] AUGUSTESEN A, LIINGAARD M. Evaluation of time-dependent behavior of soils[J]. International Journal of Geomechanics, 2004, 4(3): 137 – 156.
- [7] YAO Y P, KONG L M, ZHOU A N. Time-dependent unified hardening model: three-dimensional elasto-visco-plastic constitutive model for clays[J]. Journal of Engineering Mechanics, ASCE, 2015, 141(6): 0414162.
- [8] 孔令明, 姚仰平. 考虑时间效应的  $K_0$  各向异性 UH 模型[J]. 岩土工程学报, 2015, 37(5): 812 – 820. (KONG Ling-ming, YAO Yao-ping.  $K_0$ -anisotropic UH model considering time effects[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2015, 37(5): 812 – 820. (in Chinese)).
- [9] YIN J H. Non-linear creep of soils in oedometer tests[J]. Géotechnique, 1999, 49(5): 699 – 707.
- [10] MESRI G, CASTRO A.  $C_a/C_c$  concept and  $K_0$  during secondary compression[J]. Journal of Geotechnical Engineering, 1987, 113(3): 230 – 247.
- [11] YIN Z Y, KARSTUNEN M, CHANG C S, et al. Modeling time-dependent behavior of soft sensitive clay[J]. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 2011, 137(11): 1103 – 1113.
- [12] WANG L Z, YIN Z Y. Stress-dilatancy of natural soft clay under undrained creep condition[J]. International Journal of Geomechanics, ASCE, 2014, 15(5): A4014002.
- [13] TAVENAS F, LEROUAIL S, ROCHELLE L A, et al. Creep behaviour of an undisturbed lightly overconsolidated clay[J]. Canadian Geotechnical Journal, 1978, 15(3): 402 – 423.
- [14] BURLAND J B. On the compressibility and shear strength of natural soils[J]. Géotechnique, 1990, 40(3): 329 – 378.
- [15] 尹振宇, 朱启银, 朱俊高. 软黏土蠕变特性试验研究: 回顾与发展[J]. 岩土力学, 2013, 34(增刊 2): 1 – 17. (YIN Zhen-yu, ZHU Qi-yin, ZHU Jun-gao. Experimental investigation on creep behavior of soft clays: review and development[J]. Rock and Soil Mechanics, 2013, 34(S2): 1 – 17. (in Chinese))