

# $K_0$ 等比固结条件下软土的变形

莫玮宏<sup>1</sup>, 陈晓平<sup>1, 2\*</sup>, 罗庆姿<sup>1</sup>

(1. 暨南大学理工学院, 广东 广州 510632; 2. 暨南大学教育部重大工程灾害与控制重点实验室, 广东 广州 510632)

**摘要:** 软土的变形与长期变形是学术界和工程界共同关注的问题, 会导致软弱土层的过大沉降和工后沉降。软土地基的固结状态更符合 $K_0$ 等比固结状态。基于土体的一维固结理论, 针对广东汕头东部围海造地吹填地基进行了原状土样在 $K_0$ 等比固结条件下的固结与次固结特性研究, 并与侧限压缩试验结果进行了对比。试验结果表明,  $K_0$ 等比固结条件下试样有明显的瞬时变形特征, 并对之后的变形产生影响, 与侧限压缩试验结果相比, 压缩指数增大、压缩模量减小、次固结系数减小、主次固结时间的分界提前。

**关键词:**  $K_0$ 等比固结; 侧限压缩试验; 主固结; 次固结

**中图分类号:** TU43      **文献标识码:** A      **文章编号:** 1000-4548(2013)S2-0798-06

**作者简介:** 莫玮宏(1989-), 男, 硕士研究生, 主要从事土力学与基础工程等方向的研究工作。E-mail: mwh5166@163.com。

## Deformation of soft soils under constant stress ratio consolidation with $K_0$

MO Wei-hong<sup>1</sup>, CHEN Xiao-ping<sup>1, 2</sup>, LUO Qing-zi<sup>1</sup>

(1. College of Science and Engineering, Jinan University, Guangzhou 510632, China; 2. Key Laboratory of Disaster Forecast and Control  
in Engineering, Jinan University, Guangzhou 510632, China)

**Abstract:** The deformation and long-term deformation of soft soils are concerned both in academic and engineering fields, and they lead to the excessive settlement and post-construction settlement of soft layers. Based on one-dimensional consolidation principle, the tests on the constant stress ratio consolidation with  $K_0$ , which is more actual consolidation state of soft foundation, are carried out to study the primary and secondary consolidation characteristics. The undisturbed samples used are obtained from a dredger fill foundation in Shantou of Guangdong province. By comparing with the  $K_0$  confined compression tests, it is noted that the instantaneous compression is significant in the tests on the constant stress ratio consolidation with  $K_0$ , which affect the primary and secondary deformations. There are higher compression index, lower compression modulus and lower secondary consolidation coefficient than those in  $K_0$  confined compression tests, and the duration of the primary consolidation is shorter.

**Key words:** constant stress ratio consolidation with  $K_0$ ; confined compression test; primary consolidation; secondary consolidation

## 0 引言

软土的变形与长期变形一直是学术界和工程界共同关注的问题, 由此造成的软弱土层过大沉降和工后沉降对于实际工程有不可忽视的影响。根据土体的变形机理和工后沉降的特征, 次固结特性是影响工后沉降的关键因素之一。目前关于次固结的研究大多基于一维侧限压缩试验, 但现场的应力状态并非严格满足侧向变形等于零的侧限条件, 特别是软弱土层。相比之下,  $K_0$ 等比固结条件更符合软土地基的变形特性, 即在试验中始终保持侧向应力与竖向应力之比为常数。

次固结的机理研究已经有较长的历史, Taylor 等提出次固结是黏土结构的塑性调整<sup>[1]</sup>, Terzaghi 认为次固结应该是由规律不同且相互独立的两个过程控制: 一是侧限条件下, 在主固结变形之后, 黏土颗粒逐渐调整到稳定平衡位置; 二是一定厚度的土层受到剪应力后, 逐渐发生侧向位移<sup>[2]</sup>。陈宗基认为在固结过程中的次固结是由于偏应力和体应力而产生的黏滞体积蠕变, 由于土骨架本身的黏弹性和孔隙水挤出的延滞导致<sup>[3]</sup>。各种认识虽然不完全一致, 但取得共识

基金项目: 国家自然科学基金项目(11072088); 广东省水利科技创新项目(YSK2009-01)  
收稿日期: 2013-07-17

\*通讯作者

表 1 试样物理力学指标 (平均值)

Table 1 Physical and mechanical indices of samples (average value)

取样 深度/m	$w$ /%	$e$	$\rho$ $(\text{g}\cdot\text{cm}^{-3})$	$d_s$	$w_L$ /%	$w_p$ /%	$k$ $(\text{cm}\cdot\text{s}^{-1})$	$a_{1-2}$ $/\text{MPa}^{-1}$	$E_{s1-2}$ $/\text{MPa}$	快剪		固结快剪	
										$c$ $/\text{kPa}$	$\varphi$ $(^{\circ})$	$c$ $/\text{kPa}$	$\varphi$ $(^{\circ})$
6~8.8	62	1.65	1.67	2.65	57.5	30.7	$3\times 10^{-8}$	1.21	2.0	12.4	0.2	5.6	17.5

表 2 试验方案

Table 2 Test schemes

试验 方法	试样高度 mm	物理指标				分级加压方式		
		$e$	$w/\%$	$\rho/(\text{g}\cdot\text{cm}^{-3})$	$S_r/\%$	加载等级/kPa	固结时间/(d)	
侧限 固结	40	1.67	63	1.62	100	50-100-200-400-800	6	
$K_0$ 等比固结	40	1.64	59	1.60	97	竖向: 50-100-200-400-800 侧向: 30-60-120-240-480	6	

的一点也是很明确的, 即次固结主要表现为土颗粒的蠕动变形, 至于产生这种蠕动的原因, 可归咎为体积压缩和剪切位移。目前, 很多学者对次固结特性的影响因素进行研究, 如: 荷载的影响<sup>[4-5]</sup>、土的结构性影响<sup>[6]</sup>等, 由于这些研究都是基于侧限压缩试验, 所以对次固结的认识只能反映土体体积压缩, 采用  $K_0$  等比固结条件下的固结试验来进行研究, 无论是在反映次固结机理方面, 还是对实际工程的真实描述方面都有更加合理的一面。

本文针对广东汕头东部围海造地吹填地基采用薄壁取土获取了软土的原状土样, 分别采用侧限压缩试验装置和  $K_0$  等比固结试验装置进行了对比试验, 分析了不同试验条件下的压缩指数、次固结系数、主次固结划分、 $K_0$  系数变化规律等。

## 1 试验概况

### 1.1 土样的基本特性

取样地点位于广东省汕头市东部围海吹填地基, 土层剖面由上至下分别为人工填土、粉细砂、含粉细砂和贝壳碎屑淤泥、淤泥质黏土、和中粗砂等。试验针对淤泥质黏土展开, 取样深度 6.0~8.8 m, 原状样中可见砂粒和少量贝壳碎屑。

土样的颗粒级配如图 1 所示, 基本物理力学特性见表 1。土体具有含水率高、孔隙比大、渗透性低、压缩性高、强度低的特点。根据《土的工程分类标准》(GBT50145—2007)<sup>[7]</sup>, 土类属于高液限黏土。采用 Casagrande 作图法可确定先期固结压力  $p_c=80 \text{ kPa}$ 。

### 1.2 试验装置

侧限压缩试验在高压固结仪上进行,  $K_0$  等比固结试验在改进的 GJY 型  $K_0$  固结仪上完成, 改进原理如图 2 所示。改进后的装置可以保证试样与侧限压缩试验的试样一致, 围压控制系统可以控制试样所受的侧向压力使得固结过程中保持不变, 即设定的  $K_0$  等比固

结条件不变。这样建立的对比试验在同样的加载条件下就具有很好的可比性。

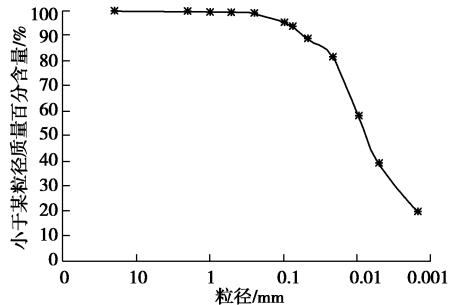
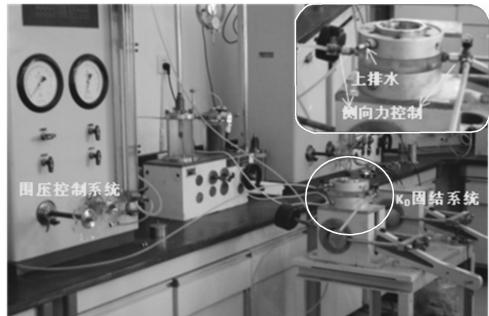


图 1 试样颗粒分布曲线

Fig. 1 Particle size distribution curve of samples

图 2 改进的  $K_0$  固结仪Fig. 2 Improved  $K_0$  consolidation apparatus

### 1.3 试验方案

根据经验公式  $K_0=1-\sin\varphi'$  和 CU 试验成果, 取  $K_0=0.6$  进行  $K_0$  等比固结试验, 根据现行规范拟定的试验方案如表 2 所示。

## 2 试验成果及分析

### 2.1 压缩指数

根据土样的试验条件, 任意一级荷载下试样的压缩累积应变 (竖向) 可以表示为

$$\varepsilon_{zi} = \frac{h_0 - h_i}{h_0} = \frac{\Delta h_i}{h_0}, \quad (1)$$

式中,  $h_0$  为土样初始高度,  $h_i$  为第  $i$  级荷载下土样的稳定高度,  $\Delta h_i$  为该级荷载下土样初始高度与稳定高度的差值。

对于侧限压缩试验, 由于  $\varepsilon_x = \varepsilon_y = 0$ , 所以根据试样截面在受压前后相等和颗粒不可压缩的条件下式

(1) 可进一步表示为

$$e_i = e_0 - (1 + e_0) \frac{\Delta h_i}{h_0} = e_0 - \varepsilon_{zi}(1 + e_0) \quad (2)$$

式(2)是根据侧限压缩试验成果绘制  $e-p$  曲线的依据, 式中  $e_0$  为土样的初始孔隙比。

将式(2)所对应的固结压力用对数坐标表示可得  $e-\lg p$  曲线, 由此曲线和压缩指数  $C_c$  的定义式  $C_c = \Delta e / \Delta \lg p$  可得

$$C_c = \frac{e_i - e_{i+1}}{\lg p_{i+1} - \lg p_i} \quad , \quad (3)$$

代入式(2)可得以压缩累积应变表示的压缩指数:

$$C_c = \frac{\varepsilon_{zi+1} - \varepsilon_{zi}}{(\lg p_{i+1} - \lg p_i)} (1 + e_0) \quad , \quad (4)$$

式中,  $p_i$  为固结压力, 其余符号同前。

对于  $K_0$  等比固结试验, 可以设  $\varepsilon_x = \varepsilon_y$ , 但由于  $\varepsilon_x = \varepsilon_y \neq 0$ , 所以对于试验成果的整理只能采用式(1)所示的竖向累积应变, 相应的压缩指数  $C_{ck0}$  为

$$C_{ck0} = \frac{\varepsilon_{zi+1} - \varepsilon_{zi}}{\lg p_{i+1} - \lg p_i} \quad . \quad (5)$$

比较式(5)和式(4), 可知通过侧限压缩试验所获得的与  $K_0$  等比固结试验具有相同意义的压缩指数实际为  $C_c/(1 + e_0)$ 。

图3为根据上述竖向累积应变的定义所整理的两种试验条件下土样的压缩曲线, 纵坐标采用竖向累积应变以满足土力学理论中对相应压缩性指标的定义。根据压缩曲线确定的压缩指数  $C_c$  如表3所示。

表3 两种试验条件下的压缩指数

Table 3 Compression indices under two kinds of consolidation

试验方法	固结压力/kPa	50	100	200	400	800
侧限压缩	$C_c$	0.093	0.461	0.586	0.563	0.526
	$C_c/(1 + e_0)$	0.035	0.173	0.220	0.211	0.197
$K_0$ 等比固结	$C_{ck0}$	0.036	0.182	0.251	0.225	0.221

图3表明, 两种试验显示的压缩曲线具有相似的规律, 表明  $K_0$  等比固结条件下土样的变形仍是体积压缩变形, 只不过在竖向压缩的同时还产生了一定的侧向位移, 使得  $K_0$  等比固结条件下每级固结压力所对应的竖向累积应变更大一些。表3显示两种试验条件下获得的压缩指数在  $C_{ck0}$  和  $C_c/(1 + e_0)$  之间具有较好的可比性,  $K_0$  等比固结条件下的压缩指数略大于侧限压

缩条件的试验结果。

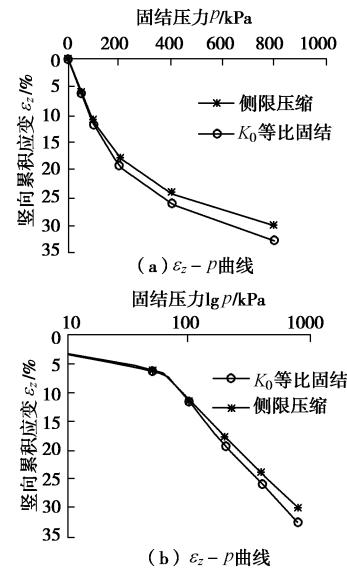


图3 两种试验条件下的压缩曲线

Fig. 3 Compression curves under two kinds of consolidation

## 2.2 压缩模量

侧限条件下的压缩模量  $E_s$  可采用图3(a)曲线的割线模量:

$$E_s = \frac{\Delta p}{\Delta \varepsilon} = \frac{p_{i+1} - p_i}{\varepsilon_{zi+1} - \varepsilon_{zi}} \quad , \quad (6)$$

式中,  $\varepsilon_{zi}$  如式(1)所示, 其余符号同前。

对于  $K_0$  等比固结, 式(6)的定义仍是可行的, 为区别起见, 以  $E_{sk0}$  表示。

根据两种试验条件下的压缩曲线可确定压缩模量如图4所示。

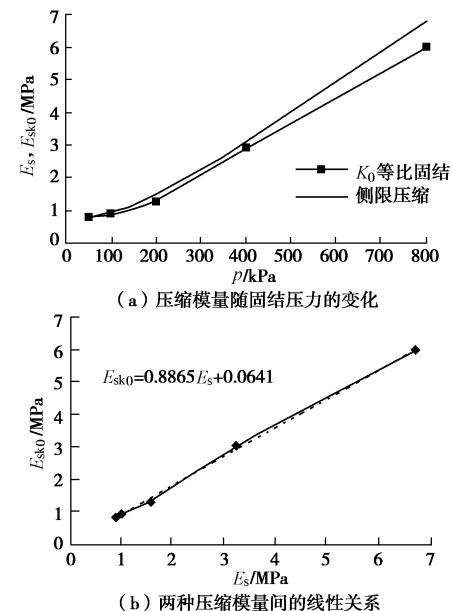


图4 两种试验条件下的压缩模量

Fig. 4 Compression moduli under two kinds of consolidation

图4(a)所示的压缩模量随固结压力的变化关系表明,  $K_0$  等比固结条件下的压缩模量略小于侧限压缩

模量, 差值随着压力的增大而增大。两种试验条件下压缩模量都呈现随着压力的增加而增大的趋势, 表明土样在固结压力作用下的变形会逐渐趋于稳定,  $K_0$  等比固结条件下土样的变形仍是体积压缩变形。另外, 压缩模量在较小的固结压力时 ( $p=100 \text{ kPa}$ ) 有一个转折, 压缩模量和固结压力的关系以土的先期固结压力为界呈现不同的趋势。

将两种试验条件下的压缩模量进行拟合, 呈现图 4 (b) 所示的线性关系, 近似取为  $E_{sk0}=0.89E_s$ , 这一结果对于沉降计算有较好的应用意义。

### 2.3 次固结系数

根据 Bjerrum 有关次固结的确定方法, 次固结系数一般计算式为  $C_a = \frac{\Delta e}{\lg \frac{t_2}{t_1}}$  [8], 式中,  $t_1$  和  $t_2$  分别对应

$$C_a = -\frac{\Delta e}{(\lg t_2 - \lg t_1)} = \frac{h_2 - h_1}{(\lg t_2 - \lg t_1)h_0}(1+e_0) = \frac{\varepsilon_{z2} - \varepsilon_{z1}}{(\lg t_2 - \lg t_1)}(1+e_0), \quad (7)$$

式中,  $\varepsilon_{z1}$  表示主固结为 100% 时竖向累积应变,  $\varepsilon_{z2}$  表示次固结中产生的竖向累积应变。

式 (7) 对于侧限压缩试验和  $K_0$  等比固结试验都是适用的, 可以通过  $C_a/(1+e_0)$  建立两者的对比关系, 即

$$C_{ak0} = \frac{C_a}{1+e_0}, \quad (8)$$

式中,  $C_{ak0}$  为  $K_0$  等比固结下的次固结系数。

根据试验成果绘出图 5 所示的  $e - \lg t$  和  $\varepsilon_z - \lg t$  曲线, 由此得到的次固结系数及与压缩指数的比值见表 4。

表 4 次固结系数

Table 4 Coefficients of secondary consolidation

试验方法	固结压力 /kPa	50	100	200	400	800
侧限压缩	$C_a$	0.0097	0.0174	0.0164	0.0154	0.0136
	$C_a/(1+e_0)$	0.0036	0.0065	0.0061	0.0058	0.0051
	$C_a/C_c$	0.1000	0.038	0.028	0.027	0.026
$K_0$ 等比固结	$C_{ak0}$	0.0029	0.0063	0.0056	0.0036	0.0038
	$C_{ak0}/C_{ck0}$	0.082	0.035	0.022	0.016	0.017

上述结果表明, 两种试验条件下次固结系数都在先期固结压力附近出现极大值, 符合次固结机理<sup>[5]</sup>。侧限压缩条件下试样的初始变形很小, 但是次固结变形比较明显, 次固结系数与压缩指数的比值在

0.026~0.1 之间。 $K_0$  等比固结条件下试样的瞬时变形可见 (图 5 (b), (c)), 但次固结明显降低, 次固结系数与压缩指数的比值也降低, 在 0.017~0.082 之间。

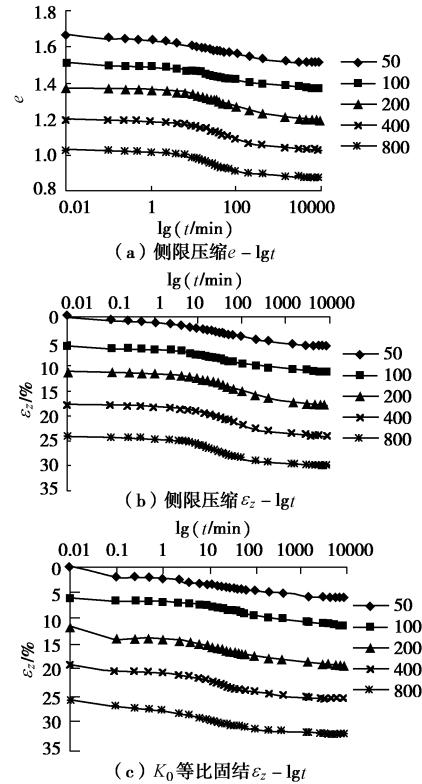


图 5 两种试验条件下变形与时间关系

Fig. 5 Relationship between deformation and time under two kinds of consolidation

### 2.4 瞬时变形

为了更好对比两种试验条件下的变形特征, 以 50 kPa 固结压力下的前 800 min 的竖向累积应变为例可绘制图 6 所示的试样在加荷瞬时的变形, 侧限压缩试验由于侧向的刚性约束使得初始剪切变形明显小于  $K_0$  等比固结试验。

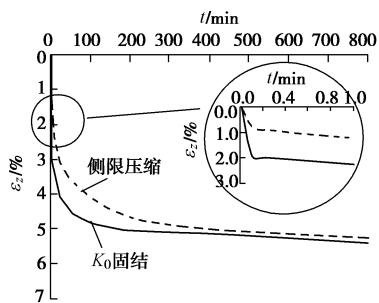


图 6 两种试验条件下的瞬时变形

Fig. 6 Instantaneous deformations under two kinds of consolidation

为进一步了解  $K_0$  系数在土样压密过程中的变化, 定义土样的  $K_0$  系数为  $K_0 = \Delta \sigma_1 / \Delta \sigma_3$ , 然后通过改进的  $K_0$  固结装置测定在侧限条件下侧压力的变化间接确定  $K_0$ 。试验方法为: 将压力室充满水后关闭阀门, 并

保证仪器密封。假设在试验压力下水不可压缩,通过侧向水压力的传感器得到在压缩过程中侧向应力的变化,从而确定 $K_0$ 的变化如图7所示。结果表明 $K_0$ 在加荷瞬时较高,之后随着压缩过程逐渐降低,逐渐趋于稳定,这一结果与类似研究的 $K_0$ 变化趋势一致<sup>[9]</sup>。虽然侧限压缩试验过程中的 $K_0$ 并不能准确确定,但是通过图7所示的规律至少可以表明,侧限压缩试验的条件与所认识的土在天然沉积过程的压密条件是不一致的,这也是 $K_0$ 等比固结试验更符合软土地基的原因之一。由于实际土层在加荷初期通常不会立即产生固结排水,此时的变形主要来自于侧向位移造成的剪切变形,这也是黏性土地基会呈现三段式沉降规律的原因。实际沉降计算中往往由于瞬时变形在地基总变形中所占份额有限、计算不准而不予考虑,但是作为变形机理,此部分变形不仅对沉降量值产生影响,同时还会对后续的变形特性产生一定影响。 $K_0$ 固结试验在一定程度上反映出了这一规律,所提供的压缩性指标对于地基沉降计算无疑更有意义的。

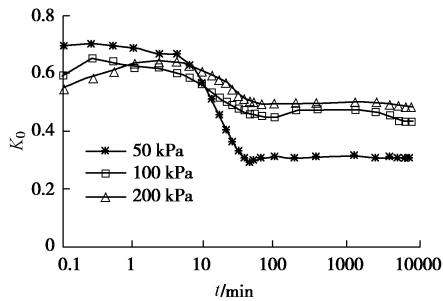


图7 侧限压缩中 $K_0$ 系数的变化

Fig. 7 Change of  $K_0$  during confined compression

## 2.5 主次固结的分界

根据Cassagrande作图法,主次固结的分界可基于 $e - \lg t$ 曲线确定中段和末端的趋势直线交叉点,所对应的时间就是主、次固结在时间上的分界点。根据孔隙比 $e$ 与竖向累积应变 $\varepsilon_z$ 的关系 $\varepsilon_z = (e_0 - e)/(1 + e_0)$ ,基于 $\varepsilon_z - \lg t$ 曲线的Cassagrande方法如图8所示。通过侧限压缩试验的数据分析,采用 $e - \lg t$ 和 $\varepsilon_z - \lg t$ 得到的主次固结分界相同。

两种试验条件下主、次固结的分界列入表5。

表5 主、次固结分界

Table 5 Division of primary and secondary consolidations (min)

试验方法	固结压力/kPa				
	50	100	200	400	800
侧限压缩	800	650	600	300	120
$K_0$ 等比固结	550	400	350	180	100
单位固结压力下的时间差值 min/kPa	5	2.5	1.25	0.3	0.025

由表5数据可见,在同样的划分标准和固结压力下, $K_0$ 等比固结条件下主固结的完成快于侧限压缩条

件,结合图5及表4,表明在 $K_0$ 等比固结条件下试样的次固结开始更早,相应的次固结变形却减小。也就是说,在 $K_0$ 等比固结条件下,次固结对变形的影响并没有侧限压缩条件下的影响大。这一现象的合理性还需进一步的研究,但就一些实际工程来看,软土地基的工后沉降问题主要是固结问题而不是次固结问题。另外,表5的结果还表明,随着固结压力增大,两种试验条件下的主次固结分界时间的差异将会越来越小。

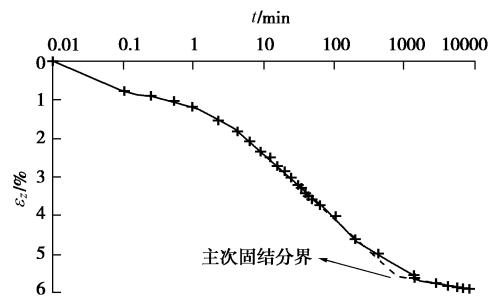


图8 基于 $\varepsilon - \lg t$ 曲线的主、次固结分界示意图

Fig. 8 Schematic diagram of division of primary and secondary consolidations based on  $\varepsilon - \lg t$  curve

## 3 结论

软土在荷载下的变形规律及软土地基的沉降分析一直是土力学理论与实践中的重要研究课题。本文基于软弱地基沉降更符合 $K_0$ 等比固结条件的认识,针对广东汕头东部围海造地吹填地基进行了原状土样在 $K_0$ 等比固结条件和侧限压缩条件下的对比试验研究,得到下述结论:

(1)  $K_0$ 等比固结条件下的压缩曲线与侧限压缩曲线具有相似的规律,表明土样的变形仍是体积压密,不过在竖向压缩的同时还产生了一定的侧向位移,使得 $K_0$ 等比固结条件下压缩指数大于侧限压缩条件的试验结果。两种试验条件下获得的压缩指数在 $C_{ck0}$ 和 $C_c/(1+e_0)$ 之间具有较好的可比性。

(2)  $K_0$ 等比固结条件下的压缩模量呈现随着压力的增加而增大的趋势,表明土样在固结压力作用下的变形会逐渐趋于稳定。另外,压缩模量在较小的固结压力时( $p=100$  kPa)有一个转折。两种试验条件下的压缩模量呈现 $E_{sk0}=0.89E_s$ 的线性关系。

(3)  $K_0$ 等比固结条件下的次固结系数与侧限压缩试验一样都在先期固结压力附近出现极大值,但前者的次固结系数更小,与压缩指数的比值在0.017~0.082之间,小于侧限压缩试验结果。另外, $K_0$ 等比固结条件下主固结的完成快于侧限压缩条件,不过,随着固结压力增大,两种试验条件下单位压力作用下

主次固结分界时间的差异将会越来越小。

(4)  $K_0$  等比固结条件下试样有较明显的瞬时变形特征, 并对后期变形产生一定影响。由于在侧限条件下  $K_0$  系数呈现动态特征, 与实际土层的受力状态不一致, 所以能够反映瞬时变形的  $K_0$  等比固结试验条件更符合软土地基的沉降特点, 由此确定的压缩性指标对于地基沉降计算更合适。

#### 参考文献:

- [1] TAYOR D W, MERCHANT W. A theory of day consolidation accounting for secondary compressions[J]. Journal of Mathematics and Physics, 1940, **19**(23)14: 167.
- [2] TERZAGHI K. Fifty years of subsoil exploration[C]// Proceeding of the Third International Conference on Soil Mechanics and Found Engineering. Zurich, 1953: 227 - 237.
- [3] 陈宗基. 固结及次时间效应的单维问题[J]. 土木工程学报, 1958, **5**(1): 1 - 3. (TAN TJONG-KIE. One dimensional problems of consolidation and secondary time effects[J]. China Civil Engineering. 1958, **5**(1): 1 - 3. (in Chinese))
- [4] 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. Secondary consolidation of soft soils[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2003, **25**(5): 521 - 526. (in Chinese))
- [5] 陈晓平, 朱鸿鹄, 张芳枝, 等. 软土变形时效特性的试验研究[J]. 岩石力学与工程学报, 2005, **24**(12): 2142 - 2148. (CHEN Xiao-ping, ZHU Hong-hu, ZHANG Fang-zhi, et al. Experimental study on time-dependent deformation of soft soil[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2005, **24**(12): 2142 - 2148. (in Chinese))
- [6] 张先伟, 王常明. 软土结构性对次固结系数的影响[J]. 岩土力学, 2012, **33**(2): 476 - 482. (ZHANG Xian-Wei, WANG Chang-ming. Effect of soft clay structure on secondary consolidation coefficient[J]. Rock and Soil Mechanics, 2012, **33**(2): 476 - 482. (in Chinese))
- [7] GB/T50145 — 2007 土的工程分类标准 [S]. 2007. (GB/T50145—2007 Standard for engineering classification of soil[S]. 2007. (in Chinese))
- [8] BJERRUM L. Embankments on soft ground[C]// Proceedings of the speciality conference on Performance of earth and earth-supported structures. West Lafayette: Purdue University, ASCE, 1972: 1 - 54.
- [9] 梁英俊. 土层侧压力系数试验测定及其对盾构管片内力的影响分析[D]. 北京: 北京交通大学, 2011. (LIANG Ying-jun. The research on the coefficient of lateral earth pressure and its influence on the interal force of shield segments[D]. Beijing: Beijing Jiaotong University, 2011. (in Chinese))

(本文责编 胡海霞)