

DOI: 10.11779/CJGE2018S1016

K_0 预固结对非饱和重塑黄土强度与变形特性影响的研究

郭楠¹, 陈正汉^{*1, 2}, 郭剑锋², 孙树国², 扈胜霞³, 王梦南³

(1. 兰州理工大学土木工程学院, 甘肃 兰州 730050; 2. 陆军勤务学院军事设施系, 重庆 400041; 3. 延安大学建筑工程学院, 陕西 延安 716000)

摘要: 为了探讨 K_0 预固结对土的强度及变形特性的影响, 用改进的非饱和土三轴仪对重塑 Q_3 黄土做了两组共 36 个试验。第一组共 24 个试验, 每个试验包括三个阶段, 即试样先在竖向压力为常数的条件下 K_0 预固结, 再经过控制吸力和净围压为常数的各向等压固结, 最后进行控制吸力和净围压为常数的排水剪切试验; 第二组共 12 个试验, 每个试验仅包括第一组试验的后两个阶段。试验结果表明: 第一组试验应力-应变曲线的初始切线斜率大于第二组试验的初始切线斜率, 且吸力越大、净围压越大, 差距越明显; 第一组试验的破坏应力均明显大于第二组试验的破坏应力, 但除了吸力为 0 kPa 的饱和试样外, 两组试验相应的体应变相差不大; 第一组试验剪切初始阶段有轻微的剪胀现象, 但并不明显, 并很快转变为剪缩, 第二组试验各试样均处于剪缩状态; 虽然两种试验条件下有效摩擦角及破坏比相差不大, 但邓肯-张模型的初始模量表达式的指数 n 相差很大, 且总凝聚力-吸力曲线及邓肯-张模型的初始模量表达式的系数与吸力的关系曲线(即 $k-s$ 曲线)结果相差也较大。基于试验研究结果, 提出了考虑 K_0 预固结、吸力和净围压三者综合影响的表观凝聚力、切线杨氏模量的修正计算公式, 完善了非饱和土的增量非线性模型。

关键词: 非饱和重塑黄土; K_0 预固结; 强度; 变形特性

中图分类号: TU444 文献标识码: A 文章编号: 1000-4548(2018)S1-0100-07

作者简介: 郭楠(1987-), 女, 博士研究生, 主要从事非饱和土与特殊土力学及其工程应用研究。E-mail: 355094754@qq.com。

Deformation and strength properties of unsaturated remolded loess under K_0 pre-consolidation condition

GUO Nan¹, CHEN Zheng-han^{1,2}, GUO Jian-feng², SUN Shu-guo², HU Sheng-xia³, WANG Meng-nan³

(1. School of Civil Engineering, Lanzhou University of Technology, Lanzhou 730050, China; 2. Department of Military Installation, Army

Service University, Chongqing 400041, China; 3. School of Architectural Engineering, Yan'an University, Yan'an, 716000, China)

Abstract: In order to discuss the influence of K_0 pre-consolidation on the strength and deformation properties of loess, the experiments on a total of 36 remolded Q_3 loess samples in two groups are carried out using the improvement of unsaturated soil triaxial apparatus. The first group includes 24 tests, and each test includes three stages, namely, the samples are consolidated under the constant vertical pressure, and then, they are consolidated through the constant control suction and net confining pressure, and the drainage shear tests with constant control suction and net confining pressure are carried out in the end. The second group includes 12 tests, but each test only includes the last two stages of the first group. The results show that the initial tangent slope of stress-strain curves of the tests in the first group is greater than that of the second group, and the difference becomes more and more obvious with the increase of the suction and net confining pressure. The failure stress of the test samples in the first group is significantly greater than that of the second group. Except the tests on the saturated samples with no suction, the volumetric strain of two groups is similar. Unlike the shear shrinkage state of the test samples in the second group, the test samples of the first group exhibit slightly shear dilatancy at the initial stage, but it is not obvious and they become shear shrinkage instantly. Although the effective internal friction angle and destruction ratio are almost the same under the two kinds of experimental conditions, n is fairly different. Besides, the curves of total cohesion-suction and the relation curves of the index k in the initial modulus expression of Duncan-Chang model and suction ($k-s$) are rather different. Based on the test results, the modified formulas of apparent cohesion and tangent Young's modulus are put forward considering the comprehensive effects of K_0 pre-consolidation, suction and net confining pressure, and the incremental nonlinear model for unsaturated soils is improved.

基金项目: 国家自然科学基金项目(11672330; 51379220); 陕西省科技统筹创新工程计划项目(2014KTDZ03-01); 大学生创新训练计划项目(D2016120)

收稿日期: 2017-06-11

*通讯作者(E-mail: chenzhenghan47@163.com)

Key words: unsaturated remolded loess; K_0 pre-consolidation; strength; deformation property

0 引言

各向异性是土的重要力学特性之一, 对土的物理力学性质有着显著的影响。天然土层通常是在侧向不变形的条件下固结形成的, 即处于 K_0 状态^[1]。而常规三轴试验一般是在各向等压的条件下固结的, 与天然土层 K_0 固结的实际初始应力状态不相符, 因此考虑 K_0 固结的三轴剪切试验可以更准确的模拟天然土层的应力应变及强度特性。

目前, 根据地基土体的 K_0 固结特性, 国内外学者进行了仪器研制及试验研究, 并取得了一系列的成果。如Bishop等^[2]提出了用双筒压力室测静止土压力的方法; 张崇磊等^[3-5]对 K_0 固结条件下的黏性土进行了三轴试验, 探讨了 K_0 固结初始应力对黏性土强度及变形的影响; 黄茂松等^[6]对 K_0 固结黏土基坑抗隆起稳定性进行了分析; 王立忠等^[7]推导了软土在 K_0 固结条件下三轴压缩和三轴拉伸不排水强度的理论计算公式, 并在大量土性分析基础上提出平均不排水强度的简化计算公式; 褚福永等^[8-9]进行了粗粒土在 K_0 固结及各向等压固结条件下的排水剪切试验, 探讨了 K_0 固结过程中粗粒土的变形特性; 栾茂田等^[10]针对福建标准砂, 在 K_0 固结条件下, 进行了不同围压的循环三轴试验; 吕玺琳等^[11]基于二阶功准则及变形分叉理论, 对 K_0 固结不排水加载条件下饱和砂土的失稳特性进行了理论研究; 刘清秉^[12]对南阳中膨胀土进行了三轴膨胀试验, 并分别获得了考虑初始压实度、含水率、上覆压力耦合关联影响的 K_0 膨胀模型以及体积膨胀率与球应力关系的三轴膨胀经验模型。齐明山等^[13]分别对原状及重塑黄土进行了 K_0 固结试验研究, 分析了其强度及变形特性, 程海涛等^[14]提出连续加载条件下的 K_0 固结过程的变形模型。侯伟等^[15]基于 K_0 超固结土模型提出了不排水抗剪强度的一般表达式; 冯慧强等^[16]以 K_0 固结线为基准, 对Lade-Duncan模型进行了修正, 修正后的模型能更客观地描述原状土的屈服、破坏和各向异性等结构性属性。

相关研究很多, 这些结果都表明, K_0 固结后的砂土、黏土及粗粒料等都表现出明显的初始各向异性, 有别于各向等压固结后的土体的强度及变形特性。但前人在进行 K_0 固结试验时, 都只是控制试样的侧向平均不变形或是通过在试样局部加霍尔效应传感器测试样局部的径向变形, 从而控制试样的 K_0 固结状态, 并不能完全限制试样整体的侧向变形。另外, 目前的有关研究均未考虑基质吸力的影响。本文是综合考虑吸力和净围压的影响, 在完全侧限的条件下进行研究, 因而更符合实际情况。

陈正汉等^[17]在1999年提出了非饱和土的增量非线性模型, 涉及土骨架变形和水量变化两个方面, 是邓肯-张模型的合理推广。但该模型是针对各向同性土提出的, 未考虑 K_0 预固结对非饱和土的强度及变形特性的影响。本文利用改进的非饱和土三轴仪及自行设计的可完全控制试样侧向位移的三瓣模, 以延安新区的重塑非饱和黄土为对象, 进行了各向等压及 K_0 预固结条件下的三轴固结排水剪切试验, 通过对比分析揭示有关规律, 为完善非饱和土的增量非线性模型及其工程应用提供方便。

1 研究方法

1.1 试验设备与土样

试验设备采用后勤工程学院改进升级的非饱和土三轴仪, 如图1所示。其中加载器对试样施加轴向荷载, 实现应力控制; 两台GDS压力/体积控制器分别控制和测量非饱和土三轴仪双层压力室的内、外室的压力和体变, 压力量测精度可以达到1 kPa, 体积量测精度可以达到1 mm³。为了在三轴仪上对试样进行 K_0 预固结, 专门设计加工了一套三瓣模(图1右侧上)。图1右侧下是用三瓣模进行 K_0 预固结的照片。三瓣模的内径39.1 mm, 高123 mm, 厚4 mm, 每瓣的边缘呈锯齿状, 相互咬合紧密。外侧套两个厚5.3 mm的钢箍, 可严格限制试样在竖向力作用下发生径向位移。

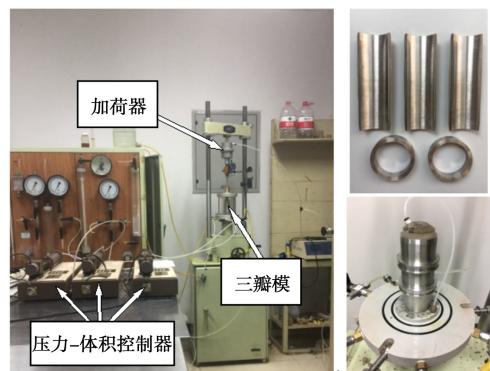


图1 改进的非饱和土三轴仪、三瓣模及 K_0 预固结
Fig. 1 Improved triaxial test apparatus for unsaturated soils and K_0 pre-consolidation condition

试验用土取自延安新区工地, 为重塑Q₃黄土, 土体的基本物理性质如表1所示。

根据延安新区某一区域填方的压实度, 本文重塑试样的干密度控制为1.51 g/cm³, 含水率控制为18.6%, 据此计算出每个土样所需湿土的质量, 然后用专门的制样模具在千斤顶上将湿土分5次均匀压实。试样的直

径为39.1 mm, 高度为80 mm。

表1 土样的基本物理指标

Table 1 The physical parameters of soil samples

相对密度 G_s	塑限 $w_p/\%$	液限 $w_L/\%$	最大干密度 $\rho_{dmax}/(\text{g cm}^{-3})$	最优含水率 $w_{op}/\%$
2.71	17.3	31.1	1.91	12.5

1.2 试验方案

本文共做了两组共36个三轴试验, 试验方案列于表2。第一组共24个试验, 每个试验经历3个阶段: ①把试样安装在三轴仪底座上, 套上橡皮膜(不结扎), 再依次安装三瓣模、压力室外罩和量测轴向变形的百分表, 用加载器给试样施加一定的竖向压力, 给内外压力室同时施加等值的气压力, 让试样先在竖向压力(100, 200 kPa)及吸力(0, 50, 100, 200 kPa)为常数的条件下进行 K_0 固结; ②卸下加载器、压力室和三瓣模, 将橡皮膜的两头分别扎紧在试样底座和试样帽上, 再安装上压力室外罩, 给内外压力室充水, 让试样在控制吸力(0, 50, 100, 200 kPa)和净围压(100, 200, 300 kPa)为常数条件下进行各向等压固结; ③安装量测轴向力的量力环和量测轴向变形的百分表, 进行排水剪切试验。第二组共12个试验, 就是常规非饱和土三轴固结排水剪切试验, 每个试验仅包括第一组试验的后两个阶段。吸力和净围压分别用 $s(s=u_a-u_w)$ 和 (σ_3-u_a) 表示, 其中 σ_3 为总围压, u_a 和 u_w 分别为孔隙气压力和孔隙水压力。 K_0 固结阶段的固结稳定的标准为在2 h内, 试样的竖向位移小于0.01 mm, 排水量小于0.01 mL, 一般都历时72 h以上。各向等压固结阶段固结稳定的标准为2 h内体变和排水均小于0.01 mL, 固结历时40 h以上; 剪切速率选用0.0066 mm/min。

表2 试验研究方案

Table 2 Experimental programs

试验组别	控制竖向压力/kPa	控制净围压/kPa	控制基质吸力/kPa	试验简称
1	100 200	100	0	K_0 CD 试验
		200	50	
		300	100	
		200	200	
2	—	100	0	CD 试验
		200	50	
		300	100	
		200	200	

2 试验结果分析

2.1 应力-应变性状分析

为叙述方便, 在下文中, 将第一组试验和第二组试验分别简称为 K_0 CD试验和CD试验。两组试验的

轴向应变-偏应力关系曲线如图2所示。限于篇幅, 本文仅列出竖向压力为200 kPa的 K_0 CD试验的结果进行分析。由图2可见: K_0 CD试验应力-应变曲线的初始切线斜率大于CD试验的初始切线斜率, 且吸力越大、净围压越大, 差距越明显; 吸力为0 kPa的饱和试样, 在 K_0 CD及CD两种试验条件下的偏应力相差很大, 且净围压越大, 差值越大。

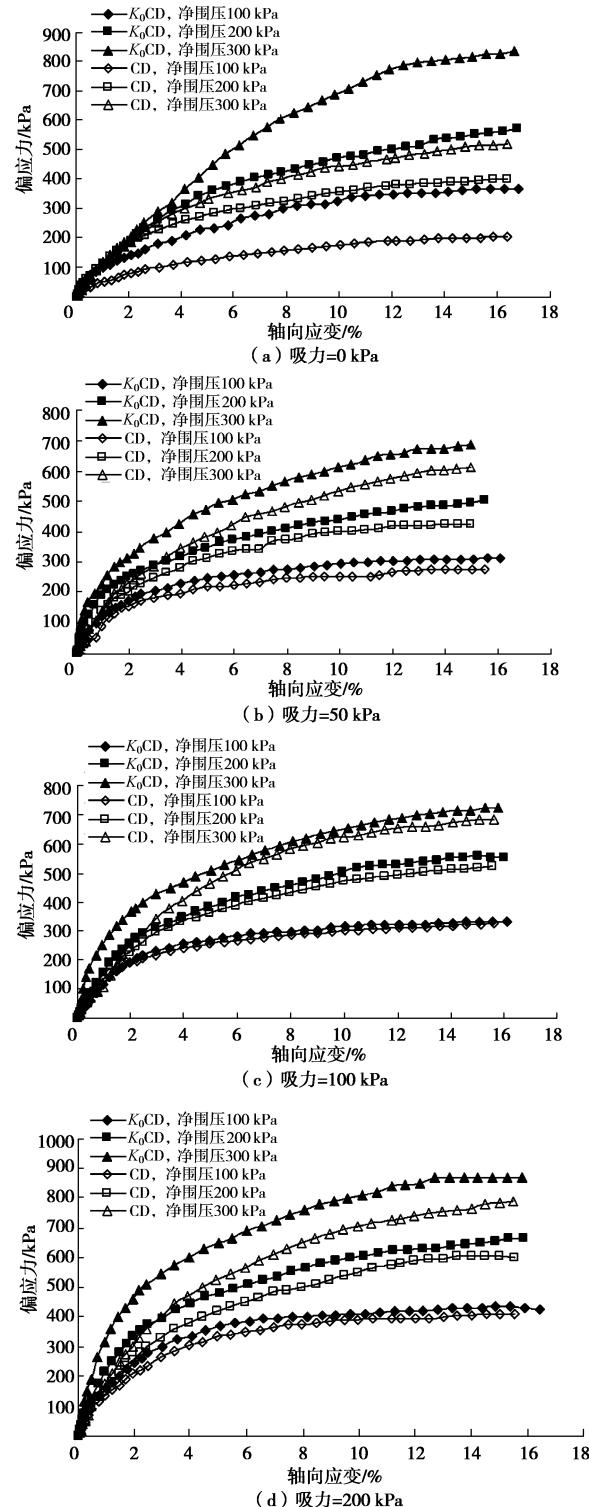


图2 K_0 CD及CD试验的 $(\sigma_1 - \sigma_3)$ - ε_1 关系曲线

Fig. 2 Relationship between $(\sigma_1 - \sigma_3)$ and ε_1

由图2还可看出, 2组试验中各试样的破坏形式均属于塑性破坏, 故取轴向应变等于15%时的偏应力为破坏应力。表3为两种试验条件下试样的强度参数, 结合表中数据可知, 吸力为0 kPa, 净围压30 kPa的试样, K_0 CD 和 CD 两组试验试样的破坏应力 q_f 分别为831.0 和521.5 kPa, 相差309.5 kPa。吸力为50、100、200 kPa 时, 两组试验的破坏应力差值较吸力为0 kPa 时小, 主要是因为吸力为0 kPa 的饱和试样在 K_0 固结的第一阶段竖向位移(反映体变)较大, 净围压为100, 200, 300 kPa 时试样的竖向位移分别为4.397, 4.416, 4.306 mm。而吸力为50, 100, 200 kPa 时, 试样在 K_0 固结阶段的竖向位移在1.186~1.590 mm 之间, 远小于饱和土的竖向位移。试样在 K_0 固结阶段竖向位移越大, 试样就越密实, 在剪切阶段的剪应力就会越大。

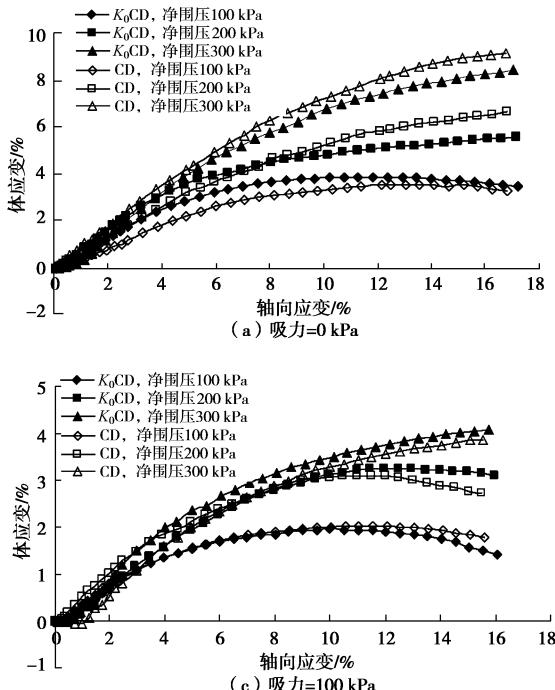


图3 K_0 CD 及 CD 试验的 ε_v - ε_l 关系曲线

Fig. 3 Relationship between ε_v and ε_l

表3 土样的强度参数

Table 3 Strength parameters

吸力 /kPa	$\sigma_3 - u_a$ /kPa	q_f /kPa		p_f /kPa		$\tan \omega$		$\phi' /(\circ)$		ξ		c /kPa	
		K_0 固结	均压 固结	K_0 固结	均压 固结	K_0 固结	均压固 结	K_0 固结	均压 固结	K_0 固结	均压 固结	K_0 固结	均压 固结
0	100	367.7	201.3	226.6	167.1								
	200	596.2	400.9	398.7	333.7	1.21	1.05	31.39	26.51	86.01	33.86	41.63	16.11
	300	831.0	521.5	593.7	473.8								
50	100	312.1	276.0	204.0	192.0								
	200	503.8	424.5	367.9	341.5	1.15	1.08	28.93	27.13	77.72	65.34	37.25	30.98
	300	686.9	610.8	529.0	503.6								
100	100	333.0	325.5	211.0	208.3								
	200	557.7	525.1	385.9	375.0	1.20	1.12	30.04	28.21	84.15	95.79	42.07	47.90
	300	733.0	683.8	544.3	527.9								
200	100	433.3	409.3	244.4	236.4								
	200	666.0	605.4	422.0	410.7	1.27	1.17	31.61	29.2	125.2	135.0	62.61	67.50
	300	873.8	790.3	591.3	563.4								

图3是 K_0 CD 及 CD 试验的轴向应变 - 体应变关系曲线。从图3可以看出, K_0 CD 试验在剪切的初始阶段有轻微的剪胀现象, 但并不明显, 并很快转变为剪缩, CD 试验各试样均处于剪缩状态。相同吸力下, 净围压较小的试样随着试验的进行剪缩趋势有所减弱。吸力为0 kPa 的饱和试样体应变均大于吸力50, 100, 200 kPa 的试样的体应变。由图3还可以看出, 当吸力分别为50, 100, 200 kPa 时, 除个别试样(吸力200 kPa、净围压200 kPa 的试样)外, 2组试验相应的体应变差值不大。

2.2 重塑黄土的强度和变形参数

将两组试验试样的破坏应力(q_f , p_f)取值列于表3, 并在 p - q 平面内作出强度包线如图4。由图4可以看出吸力相同的一组试验点几乎落在同一直线上, 且

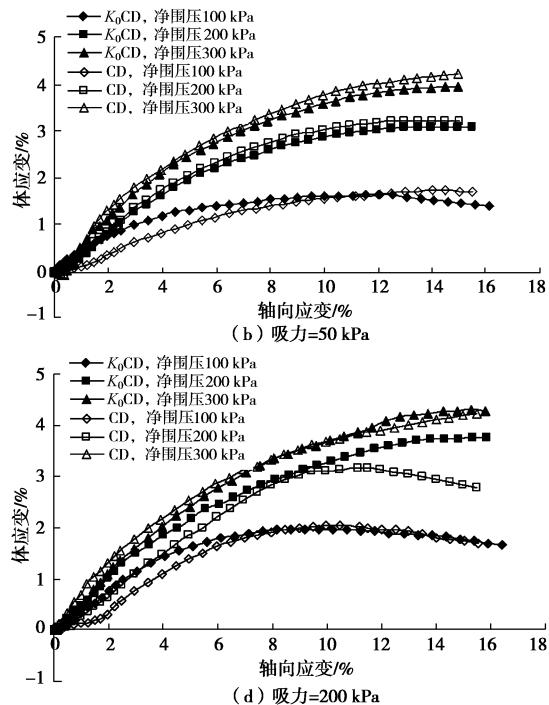


图3 K_0 CD 及 CD 试验的 ε_v - ε_l 关系曲线

Fig. 3 Relationship between ε_v and ε_l

表 4 与杨氏模量相关的参数

Table 4 Parameters associated with E_t

吸力 /kPa	$\sigma_3 - u_a$ /kPa	$(\sigma_1 - \sigma_3)_{ult}$ /kPa		R_f		k		n	
		K_0 固结	均压 固结	K_0 固结		均压固结		K_0 固结	均压 固结
				试验值	平均值	试验值	平均值		
0	100	454.5	285.7	0.81		0.71			
	200	666.7	476.2	0.86	0.80	0.84	0.78	108.4	100.1
	300	1111.1	666.7	0.75		0.78		0.45	0.27
50	100	344.8	312.5	0.91		0.88			
	200	625.0	526.3	0.81	0.85	0.81	0.81	161.3	136.4
	300	833.3	833.3	0.82		0.73		0.53	0.28
100	100	370.4	312.5	0.90		0.91			
	200	666.7	625.0	0.83	0.85	0.84	0.83	192.2	153.8
	300	909.1	1000.0	0.81		0.73		0.54	0.25
200	100	476.2	425.5	0.91		0.86			
	200	769.2	740.7	0.87	0.88	0.79	0.81	239.9	190.2
	300	1000.0	909.1	0.87		0.79		0.61	0.28

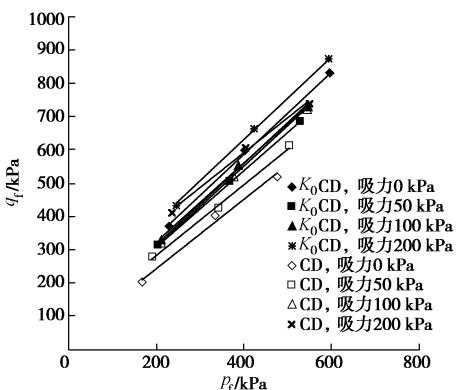
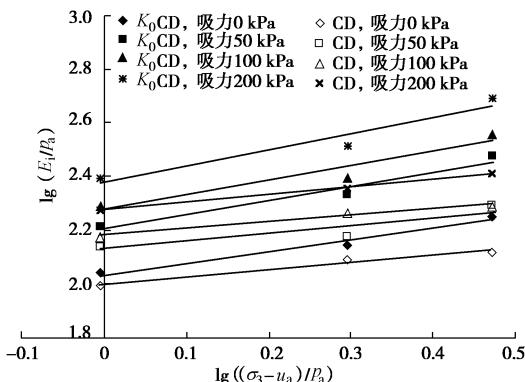
图 4 K_0 CD 及 CD 试验 p - q 平面内的强度包线Fig. 4 Strength envelope in p - q plane

图 5 起始切线模量随净围压的变化

Fig. 5 Variation of $\lg(E_i / p_a)$ with $\lg((\sigma_3 - u_a) / p_a)$

各直线的斜率近似相等, $\tan \omega$ 和 ξ 分别为直线的斜率和截距, 其值列于表 3。参照文献[19]的处理方法, 进一步可求得土的有效内摩擦角 φ' 及表观黏聚力 c 列于表 3。

图 5 是 $\lg(E_i / p_a) - \lg((\sigma_3 - u_a) / p_a)$ 关系曲线, 其中 E_i 是初始切线杨氏模量。同吸力、同净围压下, K_0 CD 试验所得到 E_i 值比 CD 试验所得的 E_i 大, 每一级吸力下的关系曲线近似为直线, 其方程为

$$E_i = kp_a \left(\frac{\sigma_3 - u_a}{p_a} \right)^n, \quad (1)$$

其中, p_a 是大气压, k 、 n 为土性参数, 分别代表加载条件下试验的 $\lg(E_i / p_a)$ 与 $\lg((\sigma_3 - u_a) / p_a)$ 的直线关系的截距和斜率。

同样, 参照文献[19]的处理方法, 求得土的与杨氏模量相关的其他参数列于表 4。表 4 中 $(\sigma_1 - \sigma_3)_{ult}$ 是试样的极限偏差应力, $R_f = (\sigma_1 - \sigma_3)_f / (\sigma_1 - \sigma_3)_{ult}$, 为破坏比。

由表 3、4 可以看出, 相同净围压下, K_0 CD 及 CD 试验试样的表观黏聚力 c 及参数 k 均随着吸力的增加而增大。但是有效内摩擦角 φ' 、破坏比 R_f 和参数 n 随着吸力的增加却没有多大的变化, 说明吸力对有效内摩擦角 φ' 、破坏比 R_f 和参数 n 的影响并不显著, 可取其平均值。即对于该地区干密度为 1.51 g/cm^3 、含水率为 18.6% 的重塑 Q_3 黄土, 在 K_0 固结条件下的有效内摩擦角 φ' 可取为 30.49° 、破坏比 R_f 可取为 0.85、参数 n 可取为 0.53, 在均压固结条件下的有效内摩擦角 φ' 可取为 27.76° 、破坏比 R_f 可取为 0.81、参数 n 可取为 0.27。说明两种试验条件下, K_0 CD 试验得到的 φ' 及 R_f 比 CD 试验所得的 φ' 及 R_f 略大, 但 n 相差很大, 几乎是 2 倍的关系。利用表 3、表 4 中数据, 分别绘出黏聚力 c 随着吸力变化的关系图(图 6)及参数 k 随着吸力变化的关系图(图 7)。

由图 6、7 可以看出, K_0 CD 及 CD 试验试样的黏聚力 c 及参数 k 均随着吸力的增加整体呈增大的趋势, 但是两组试验所得 $c-s$ 及 $k-s$ 曲线结果相差较大。运用最小二乘法拟合两组试验的 $c-s$ 及 $k-s$ 关系式分别为式(2)和式(3):

$$c = As + B, \quad (2)$$

$$k = C \frac{s}{p_a} + D, \quad (3)$$

式中, A 和 C 分别 $c-s$ 和 $k-s$ 直线的斜率, B 和 D 是 $c-s$ 和 $k-s$ 直线的截距。两组试验 A 、 B 、 C 、 D

的值列于表 5。

表 5 两组试验 A、B、C、D 的取值

Table 5 Values of parameters A, B, C and D

试验简称	A	B	C	D
K_0 CD	0.116	35.77	64.24	120.02
CD	0.257	18.14	43.79	107.34

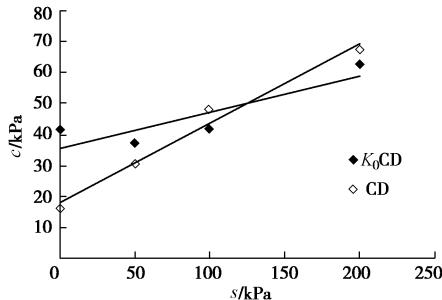


图 6 黏聚力 c 随吸力的变化

Fig. 6 Variation of c with suction

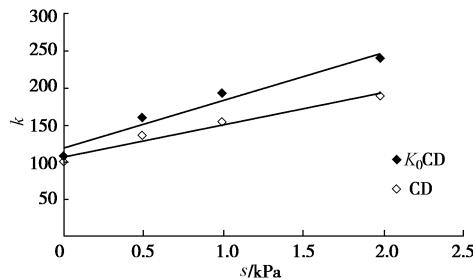


图 7 参数 k 随吸力的变化

Fig. 7 Variation of k with suction

结合图 6、7 分析表 5 可知, 两组试验 $c - s$ 关系曲线存在交点。吸力为 122 kPa 时, 两组试验的黏聚力 c 相等; 吸力小于 122 kPa 时, K_0 CD 试验的黏聚力大于 CD 试验的黏聚力; 吸力大于 122 kPa 时, K_0 CD 试验的黏聚力小于 CD 试验的黏聚力。前文分析得知, K_0 CD 试验的有效内摩擦角略大于 CD 试验的有效内摩擦角, 因此, 吸力小于 122 kPa 时, K_0 CD 试验的强度较大, 但吸力大于 122 kPa 时, 两组试验的强度差异无法确定。 $k - s$ 关系曲线中, K_0 CD 试验的斜率和截距均较大, 且 K_0 CD 试验的参数 n 远大于 CD 试验的 n 值, 故 K_0 CD 试验的初始切线杨氏模量 E_i 远大于 CD 试验的初始切线杨氏模量。

对于 K_0 CD 试验, 结合式 (1) 和式 (3) 及表 4, 则得初始切线杨氏模量 E_i 的具体表达式变为

$$E_i = \left(64.24 \frac{s}{p_a} + 120.02 \right) p_a \left(\frac{\sigma_3 - u_a}{p_a} \right)^n \quad (4)$$

式 (4) 即为 K_0 固结条件下考虑了吸力和净围压共同影响的初始切线杨氏模量计算公式。相应的切线杨氏模量的表达式为

$$E_t = \left(64.24 \frac{s}{p_a} + 120.02 \right) p_a \left(\frac{\sigma_3 - u_a}{p_a} \right)^n (1 - R_f L)^2, \quad (5)$$

式中, $L = (\sigma_1 - \sigma_3)/(\sigma_1 - \sigma_3)_f$, 为应力水平。根据莫

尔-库仑强度准则, 有

$$(\sigma_1 - u_3)_f = \frac{2c \cos \varphi + 2(\sigma_3 - u_a) \sin \varphi}{1 - \sin \varphi}, \quad (6)$$

则切线变形模量的表达式可写为

$$E_t = \left(64.24 \frac{s}{p_a} + 120.02 \right) p_a \left(\frac{\sigma_3 - u_a}{p_a} \right)^n \cdot \left[1 - \frac{R_f (\sigma_1 - \sigma_3) (1 - \sin \varphi)}{2c \cos \varphi + 2(\sigma_3 - u_a) \sin \varphi} \right]^2, \quad (7)$$

式中, 表观黏聚力 c 由式 (2) 表示。

由于经过 K_0 预固结处理的试样, 其应力状态和土样的天然应力状态更接近, 故建议用该试验结果指导工程应用。

3 结 论

(1) K_0 CD 试验应力 - 应变曲线的初始切线斜率大于 CD 试验的初始切线斜率, 且吸力越大、净围压越大, 差距越明显。相同吸力下, 净围压较小时两组试验的偏应力差值较小, 基本上净围压越大, 偏应力差值就越大。

(2) K_0 CD 试验在剪切的初始阶段有轻微的剪胀现象, 但并不明显, 且很快转变为剪缩, CD 试验各试样均处于剪缩状态。相同吸力下, 净围压较小的试样随着试验的进行剪缩趋势有所减弱。除了吸力为 0 kPa 的试样, 两组试验相应的体应变相差不大。

(3) 相同净围压下, K_0 CD 及 CD 试验试样的表观黏聚力 c 及参数 k 均随着吸力的增加整体呈增大的趋势, 两组试验所得 $c - s$ 及 $k - s$ 曲线结果相差较大。虽然两组试验条件下 φ' 及 R_f 相差不大, 但 n 相差很大, 几乎是 2 倍的关系。

由此可见, 各向等压固结三轴试验所测定的强度和变形值异于天然土层中的实际值, K_0 预固结对黄土强度及变形的影响不可忽略。本文的研究结果完善了非饱和土的增量非线性本构模型, 使其更能反映土样的初始应力条件, 故具有良好的应用价值。

参考文献:

- [1] 曾国熙, 龚晓南, 盛进源. 正常固结黏土 K_0 固结剪切试验研究[J]. 浙江大学学报, 1987, 21(2): 1-9. (ZENG Guo-xi, GONG Xiao-nan, SHENG Jing-yuan. Research on normally consolidated clay by K_0 consolidated shear test[J]. Journal of Zhejiang University, 1987, 21(2): 1-9. (in Chinese))
- [2] BISHOP A W, HENEL D J. The measurement of soil properties in triaxial test[M]. London: Edward Arnold, 1962.
- [3] 张崇磊, 蒋关鲁, 董志泓, 等. 原状粉质黏土 K_0 固结状态变形响应特征[J]. 中南大学学报(自然科学版), 2014,

- 45(7): 2378 – 2386.** (ZHANG Chong-lei, JIANG Guan-lu, DONG Zhi-hong, et al. Deformation response characteristics of undisturbed silty clay in K_0 consolidation state[J]. Journal of Central South University (Science and Technology), 2014, **45(7):** 2378 – 2386. (in Chinese))
- [4] 李校兵, 郭林, 蔡袁强, 等. K_0 固结饱和软黏土的三轴应力路径试验研究[J]. 中南大学学报(自然科学版), 2015, **46(5):** 1820 – 1825. (LI Xiao-bing, GUO Lin, CAI Yuan-qiang, et al. Stress path triaxial tests on K_0 -consolidated saturated soft clay[J]. Journal of Central South University (Science and Technology), 2015, **46(5):** 1820 – 1825. (in Chinese))
- [5] 纠永志, 黄茂松. 超固结软黏土的 K_0 系数与不排水抗剪强度[J]. 岩土力学, 2017, **38(4):** (JIU Yong-zhi, HUANG Mao-song. Coefficient of earth pressure at rest and undrained shear strength of K_0 overconsolidated soft clays[J]. Rock and Soil Mechanics, 2017, **38(4):** (in Chinese))
- [6] 黄茂松, 宋晓宇, 秦会来. K_0 固结黏土基坑抗隆起稳定性上限分析[J]. 岩土工程学报, 2008, **30(2):** 250 – 255. (HUANG Mao-song, SONG Xiao-yu, QIN Hui-lai. Basal stability of braced excavations in K_0 -consolidated soft clay by upper bound method[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2008, **30(2):** 250 – 255. (in Chinese))
- [7] 王立忠, 叶盛华, 沈恺伦, 等. K_0 固结软土不排水抗剪强度[J]. 岩土工程学报, 2006, **28(8):** 970 – 977. (WANG Li-zhong, YE Sheng-hua, SHEN Kai-lun, et al. Undrained shear strength of K_0 consolidated soft clays[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2006, **28(8):** 970 – 977. (in Chinese))
- [8] 褚福永, 朱俊高, 王平, 等. K_0 固结条件下粗粒土变形及强度特性研究[J]. 岩土力学, 2012, **33(6):** 1625 – 1630. (CHU Fu-yong, ZHU Jun-gao, WANG Ping, et al. Study of deformation and strength characteristics of coarse grained soil under K_0 -consolidation condition[J]. Rock and Soil Mechanics, 2012, **33(6):** 1625 – 1630. (in Chinese))
- [9] 朱俊高, 吉恩跃, 方智荣, 等. 粗粒土等压固结与 K_0 固结三轴试验比较[J]. 防灾减灾工程学报, 2013, **33(4):** 394 – 398. (ZHU Jun-gao, JI En-yue, FANG Zhi-rong, et al. Comparison of triaxial test with K_0 -consolidated and isotropically consolidated specimens of coarse grained soil[J]. Journal of Disaster Prevention and Mitigation Engineering, 2013, **33(4):** 394 – 398. (in Chinese))
- [10] 栾茂田, 张振东, 许成顺, 等. K_0 固结条件下砂土的循环剪切特性试验研究[J]. 岩土力学, 2008, **29(9):** 2323 – 2328. (LUAN Mao-tian, ZHANG Zhen-dong, XU Cheng-shun, et al. Experimental studies of cyclic shear characteristic of sand under K_0 consolidation condition[J]. Rock and Soil Mechanics, 2008, **29(9):** 2323 – 2328. (in Chinese))
- [11] 吕玺琳, 钱建固, 黄茂松. 不排水加载条件下 K_0 固结饱和砂土失稳预测[J]. 岩土工程学报, 2015, **37(6):** 1010 – 1015. (LÜ Xi-lin, QIAN Jian-gu, HUANG Mao-song. Prediction of instability of K_0 -consolidated saturated sands under undrained loading conditions[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2015, **37(6):** 1010 – 1015. (in Chinese))
- [12] 刘清秉, 吴云刚, 项伟, 等. K_0 及三轴应力状态下压实膨胀土膨胀模型研究[J]. 岩土力学, 2016, **37(10):** 2795 – 2802. (LIU Qing-bing, WU Yun-gang, XIAO Wei, et al. Swelling model study of expansive soil at K_0 and triaxial stress state[J]. Rock and Soil Mechanics, 2016, **37(10):** 2795 – 2802. (in Chinese))
- [13] 齐明山, 冯翠霞, 谢永利, 等. 原状黄土连续加荷 K_0 固结试验研究[J]. 地下空间与工程学报, 2005, **1(3):** 370 – 373. (QI Ming-shan, FENG Cui-xia, XIE Yong-li, et al. Research of intact loess through continuous loading K_0 consolidation tests[J]. Chinese Journal of Underground Space and Engineering, 2005, **1(3):** 370 – 373. (in Chinese))
- [14] 程海涛, 刘保健, 谢永利. 压实黄土连续加载 K_0 固结特性[J]. 岩石力学与工程学报, 2007, **26(增刊 1):** 3203 – 3208. (CHENG Hai-tao, LIU Bao-jian, XIE Yong-li. K_0 consolidation characteristics of compacted loess under continuous loading[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2007, **26(S1):** 3203 – 3208. (in Chinese))
- [15] 侯伟, 姚仰平, 崔文杰. K_0 超固结土的不排水抗剪强度[J]. 力学学报, 2008, **40(6):** 795-803. (HOU Wei, YAO Yang-ping, CUI Wen-jie. Undrained shear strength of K_0 over consolidated soil[J]. China Journal of Theoretical and Applied Mechanics, 2008, **40(6):** 795 – 803. (in Chinese))
- [16] 冯慧强, 高凌霞, 王冲, 等. 以 K_0 固结线为基准的修正 Lade-Duncan 模型[J]. 辽宁工程技术大学学报(自然科学版), 2016, **35(3):** 289 – 293. (FENG Hui-qiang, GAO Ling-xia, WANG Chong, et al. Research on a modified Lade-Duncan model based on K_0 -consolidation line[J]. Journal of Liaoning Technical University (Natural Science), 2016, **35(3):** 289 – 293. (in Chinese))
- [17] 陈正汉, 周海清, FREDLUND D G. 非饱和土的非线性模型及其应用[J]. 岩土工程学报, 1999, **21(5):** 603 – 608. (CHEN Zheng-han, ZHOU Hai-qing, FREDLUND D G. Nonlinear model for unsaturated soils and its application[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 1999, **21(5):** 603 – 608. (in Chinese))