

饱和砂土三轴试验中反压设置与抗剪强度的研究

黄博, 汪清静, 凌道盛*, 丁浩, 陈云敏

(浙江大学岩土工程研究所软弱土与环境土工教育部重点实验室, 浙江 杭州 310058)

摘要: 为增加试样饱和度而采用反压饱和是室内三轴试验中普遍采用的技术手段, 但现行规范对试样中反压取值没有具体规定。通过对福建标准砂的一系列固结不排水和固结排水三轴试验, 分析了不同反压、围压下饱和砂土的应力-应变关系、孔压发展规律, 并分析了几种常用破坏取值标准下土体强度指标的差异。试验结果表明固结不排水三轴试验中, 反压对砂土应力应变关系、孔压发展有明显影响, 从而影响强度取值; 而在固结排水试验中, 施加不同的反压对于砂土抗剪强度则基本无影响。在不排水剪切中, 建议反压设为 300~500 kPa, 且在同一组试样中采用统一的反压对试样进行饱和。在破坏标准上, 建议采用最大有效主应力比 $(\sigma'_1/\sigma'_3)_{\max}$ 对应强度作为砂土的不排水抗剪强度; 而在考虑土体残余强度时, 建议采用超静孔压下降为零为破坏标准。

关键词: 反压; 剪胀性; 抗剪强度; 三轴试验

中图分类号: TU432

文献标识码: A

文章编号: 1000-4548(2012)07-1313-07

作者简介: 黄博(1973-), 女, 副教授, 主要从事土动力学和实验土力学研究和教学。E-mail: cehuangbo@zju.edu.cn。

Effects of back pressure on shear strength of saturated sand in triaxial tests

HUANG Bo, WANG Qing-jing, LING Dao-sheng, DING Hao, CHEN Yun-min

(Institute of Geotechnical Engineering, MOE Key Laboratory of Soft Soils and Geoenvironmental Engineering, Zhejiang University, Hangzhou 310058, China)

Abstract: The back pressure saturation method is commonly adopted in triaxial tests to increase the saturation degree of samples. But the value of the back pressure is not stipulated in Chinese standards nowadays. To investigate the back pressure effects, a series of triaxial tests are carried out on Fujian standard sand. The stress-strain relationship of saturated soils under different back pressures and confining pressures is analyzed, and the development of pore pressure is obtained. The effective friction angle obtained from different failure criteria are also deduced. The test results reveal that the back pressure plays an important role in the undrained shearing behaviors of dilative soils, however, it seems to produce no effect on drained condition. According to the test results, it is suggested that, the back pressure should be 300~500 kPa, and be equal in one series of tests. In undrained shear test the strength corresponding to the maximum effective principal stress ratio $(\sigma'_1/\sigma'_3)_{\max}$ is recommended as the maximum undrained shear strength. While the residual stress of soils needs to be considered, $\Delta u=0$ (excess pore pressure equal to zero) could be the failure criterion.

Key words: back pressure; dilatancy; shear strength; triaxial test

0 引言

室内三轴试验是最常用的测定土体抗剪强度的手段。为尽量消除制样时人为因素和试验条件对结果的影响,《土工试验方法标准(GB/T50123—1999)》从制样、饱和、安装、剪切等多方面对三轴试验步骤和方法进行了详细地规定,以尽量减少试验误差,规范试验标准,使各勘察、设计、科研单位在同样的试验条件下获得强度指标,便于工程的应用和比较。

试样饱和是试验中很关键的一个环节。经典土力学都建立在水土两相饱和介质理论的基础上,三轴试

验的试样理论上应达到完全饱和。但事实上,制备100%饱和的试样是相当困难的。Black等^[1]对不同初始饱和度下Ottawa砂的反压值的研究表明,初始饱和度越低,使试样达到饱和所要求的反压便越高;且对于软土及较软的土体制备较低饱和度(如99%)要比制备完全饱和度(100%)的试样节省大量时间,而且

基金项目: 地震行业科研专项(200808022); 国家自然科学基金项目(50708095, 51178427); 国家重点基础研究发展计划项目(2007CB714203)

收稿日期: 2011-06-15

*通讯作者

在试验过程中饱和度在 99%~100% 之间,对孔压的发展几乎没有影响。规范 GB/T50123—1999 规定:在不排水条件下,当孔隙水压力增量与周围压力增量之比 $B > 0.98$ 时,即认为试样饱和,英、美等国也有类似的规定。

常用的试样饱和方法有抽气饱和、水头饱和以及反压饱和等。反压饱和法是 Skempton 等在 20 世纪 50 年代提出的提高土体饱和度的技术手段,采用同时等量增加试样内的孔隙水压力和周围压力的方法,利用经典物理学理论中:一定温度下,气体在液体里的溶解度与该气体的平衡分压成正比,而一定质量气体的体积与压力成反比的原理,使残留在试样内的空气在高应力状态下被压缩,并溶解于孔隙水中,以此增加试样饱和度。

普遍的观点认为,基于 Terzaghi 有效应力原理,反压饱和法不会改变作用在饱和土体上的有效应力,也就不会改变土体的工程力学特性。因此,规范 GB/T50123—1999 对反压值没有进行明确规定。而在实际操作中,试验人员对于反压的设置非常随意,资料^[1-4]表明三轴试验中反压设置范围变化很大,在 0~900 kPa 之间;在同一组试验中,反压设置也经常变化。

三轴试验中反压是否对土体行为完全没有影响呢?有限的研究给出了相反的答案。Allam 等^[5]对不同制样方法制备的重塑和原状黏土样采用和不采用反压饱和技术的剪切试验中,试样的强度和孔压响应大为不同;Brand^[6]对不同反压下饱和黏土抗剪强度的研究表明,在低有效围压下,较低的反压会使正常固结黏土表现出超固结土的一些特性,且此时黏土的抗剪强度比高反压时明显要大;Xia 等^[7]对不同反压下砂土的动力试验表明,在其它试验条件相同时,砂土的抗液化强度明显不同。但是,对剪胀性土体在不同反压设置时,静力剪切作用下强度特性的研究,还比较少见。

本文对饱和福建标准砂进行不同反压条件下的固结不排水和排水三轴试验,探讨了反压对饱和砂土应力-应变关系、孔压和强度特性的影响和成因,并对常用的几种破坏取值标准进行分析和评价,给出三轴试验中反压设置建议范围和剪胀性土体的破坏标准,为改进和细化三轴剪切试验方法和今后规范修订、完善提供参考。

1 室内三轴试验

1.1 试验土样和制备

试验用砂土为福建标准砂,其比重 $d_s=2.64$,最大孔隙比 $e_{\max}=0.77$,最小孔隙比 $e_{\min}=0.54$,颗粒粒径分

别为 $D_{10}=0.11$ 、 $D_{30}=0.13$ 、 $D_{60}=0.18$,不均匀系数 $C_u=1.636$,曲率系数 $C_c=0.854$ 。试样直径为 3.91 cm,高度为 8.0 cm,干砂质量为 149.01 g。试样制备采用分层干捣法,分 5 层制备。固结后试样相对密度在 62.1%~65.8% 之间,如表 1 所示。

1.2 试样饱和

为提高试样饱和度,采用通 CO_2 和无气水,再施加反压的方法进行饱和。通 CO_2 前先施加 20 kPa 围压,以防 CO_2 将试样胀破,通 CO_2 压力不超过 5 kPa,时间 2 h 左右。让 CO_2 充分置换试样孔隙中的空气后,缓慢降低围压,同时从试样顶部抽真空,在 20 kPa 负压下从试样底部通入无气水,抽气通水时间一般为 8 h。此时试样孔隙水压力系数 B 值在 0.94~0.96 左右。之后逐级施加反压,在此过程中,始终保持围压与反压同速率线性递增,达到反压设定值并稳定 2 h 后,再测试样 B 值。

不采用反压饱和方法时,会适当延长通 CO_2 和无气水的时间,以使试样尽量饱和,在本次试验中,试样的 B 值在 0.96~0.972 之间。而同时采用反压饱和手段,试样 B 值均可达到 0.98 以上,详见表 1。

1.3 试验设计和过程

试验中各试样的围压和反压等情况列于表 1。

表 1 三轴试验剪切试样条件

Table 1 Conditions of samples in triaxial shear tests

试样编号	相对密度 $D_r/\%$	有效围压 σ'_c/kPa	反压 σ_b/kPa	B	剪切速率 $/(\text{mm min}^{-1})$	试验类型
①	65.8	100	0	0.96	0.40	CU
②	62.3	100	200	0.982	0.40	CU
③	63.0	100	500	0.995	0.40	CU
④	62.1	100	1000	0.993	0.40	CU
⑤	64.0	500	0	0.962	0.40	CU
⑥	63.2	500	500	0.988	0.40	CU
⑦	63.9	1000	0	0.972	0.40	CU
⑧	64.5	100	0	0.968	0.04	CD
⑨	64.9	100	500	0.992	0.04	CD

试样固结和剪切过程均按规范 GB/T50123—1999 要求,在 CU 试验中,取剪切速率为 0.4 mm/min,即轴向应变约 0.5%/min;在 CD 试验中,取为 0.04 mm/min,即轴向应变约 0.05%/min。

2 试验结果

2.1 相同有效围压、不同反压下的 CU 试验结果

图 1 给出了有效围压为 100 kPa,反压 $\sigma_b=0, 200, 500, 1000$ kPa 时 CU 试验结果。图 2 给出了有效围压为 500 kPa,反压 $\sigma_b=0, 500$ kPa 时结果。图中 P_p 为孔

隙水压力绝对值, 即没有扣除反压的孔压实测值。图 1 中应力应变关系初始段出现了反弯, 这种反弯现象在传统静三轴仪中较为常见^[8], 多为传力轴和试样不良接触造成。赖勇^[9]建议反向延长应力应变关系的直线段至横坐标轴, 扣除反弯段应变来修正。本次试验采用 GDS 三轴仪, 均控制试样帽与传力轴接触力为 0.003 kN (大约是 2.5 kPa) 再进行剪切, 所有砂样与传力轴的初始接触力是一致的。但图 1, 3 中仍有些试样应力 - 应变关系初始段出现反弯, 这可能是由于部分试样固结后顶面产生轻微倾斜, 而与传力轴发生不均匀接触造成的。从图中看, 反弯段仅出现在起始部分, 对轴力发展影响很小。采用赖勇建议方法, 修正应变大约在 0.2%~0.7%之间, 认为修正与否对应力应变关系影响不大, 因此未做修正。

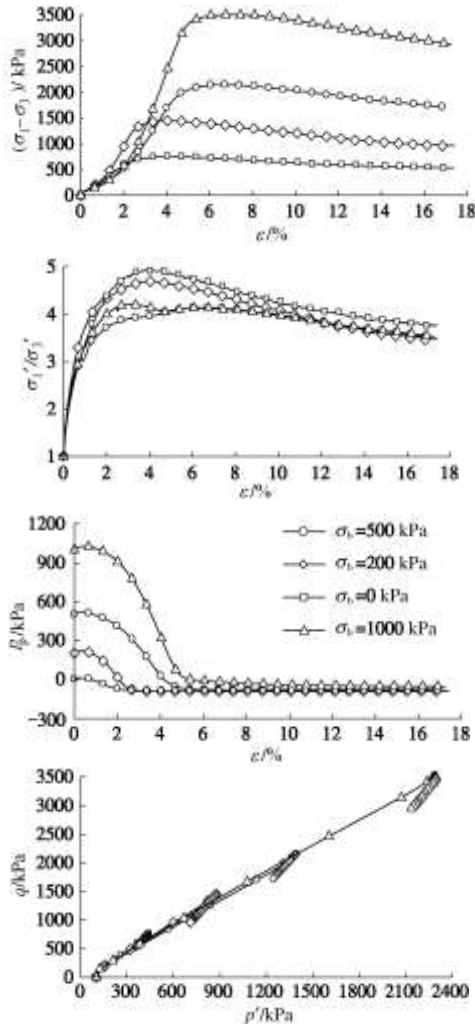


图 1 围压均为 100 kPa 下饱和砂 CU 试验结果

Fig. 1 CU Test results of saturated sand under the confining pressure of 100 kPa

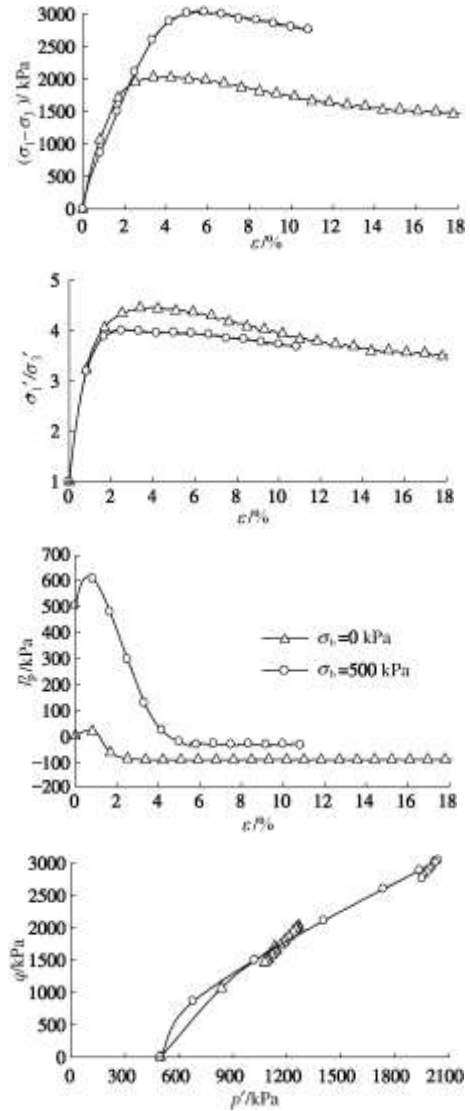


图 2 围压均为 500 kPa 下饱和砂 CU 试验结果

Fig. 2 CU test results of saturated sand under confining pressure of 500 kPa

由图 2 可知, 本次试验中, 相同有效围压而反压不同的试样, 应力应变关系曲线基本呈弱应变软化型, 但其主应力差峰值随施加反压不同, 呈现出巨大的差异, 表现为施加的反压越高, 主应力差峰值就越高, 以有效围压 100 kPa 为例, 从不施加反压时的峰值强度 758 kPa, 到反压为 1000 kPa 时的峰值强度 3508 kPa, 变化幅度相当惊人。此现象初看起来, 与太沙基有效应力原理大相径庭, 但仔细分析后可发现, 试样不排水剪切过程中主应力差的巨大差异, 与孔隙水压力下降, 有效围压上升有关, 正是有效应力原理起作用的结果。图 1, 2 中, 从孔压随轴向应变的变化可知, 剪切开始时, 孔压均有一定程度上升并很快达到峰值, 继而随着应变的增加孔压下降至负值, 表现出砂土的强剪胀性。且施加反压越高, 孔压下降幅度越大, 对应的有效围压的增值也越大。而有效围压的增大势必

会导致主应力差增加，从而造成应力 - 应变曲线在不同反压下的巨大差异。这也可从图中孔压下降趋于稳定后，主应力差才随后达到峰值看出。孔压上升至峰值对应的应变值基本一致，在 1% 左右，而孔压趋于稳定时对应应变值则随反压增大而延后，因此主应力差到达峰值时对应的应变也随着反压的增大而延后。

BISHOP 等^[10]指出：剪胀性土在不排水剪切时，孔压在开始阶段会由于试样剪缩而有轻微的上升，继而随着试样剪胀下降，当孔压下降超过反压时，就会产生负压孔压，理论上孔压下降可达到负的一个大气压。但实际上由于试样内部压力下降，溶解于高压环境下的气泡被重新释放，导致孔压不可能下降至负一个大气压，这一现象被称为汽化^[10]。本次试验中孔压最终稳定值在 -30~-93.8 kPa 不等。

2.2 相同反压、不同有效围压下的 CU 试验

图 3 给出了反压 $\sigma_b=500$ ，有效围压 $\sigma_{3c}=100, 500$ kPa 时 CU 试验结果。图 4 给出了反压 $\sigma_b=0$ ，有效围压 $\sigma_{3c}=100, 500, 1000$ kPa 时 CU 试验结果。图中，各试样应力 - 应变曲线形态相近，仍表现为弱应变软化型，且有效围压越高，孔压上升幅值越大，对应的主应力差峰值越大。由图 4 可见，反压为零时，主应力差峰值对应应变值也相近，在 4% 左右；而图 3 中，由于反压均为 500 kPa，则出现主应力差峰值时对应应变明显滞后，在 6% 左右，且孔压也在应变达到 6% 左右时趋于稳定。

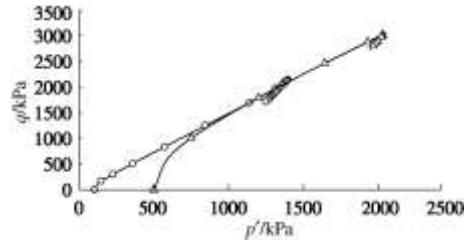


图 3 反压均为 500 kPa 下饱和砂 CU 试验结果

Fig. 3 CU test results of saturated sand under back pressure of 500 kPa

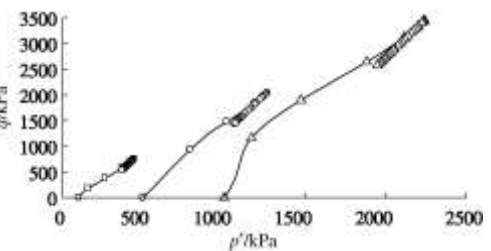
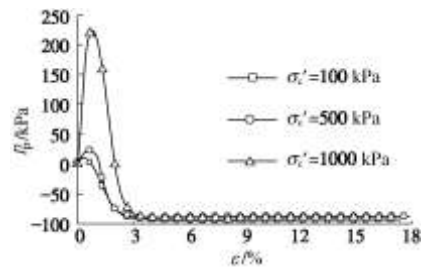
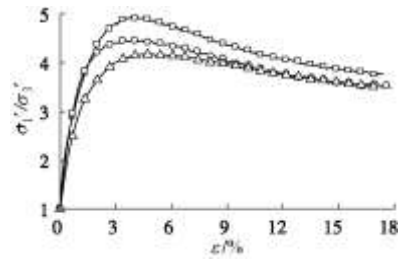
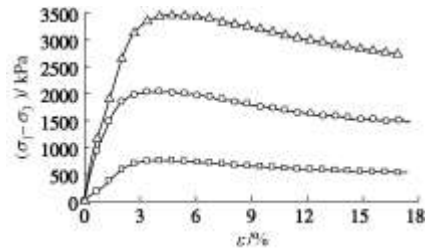


图 4 反压均为 0 kPa 下饱和砂 CU 试验结果

Fig. 4 CU test results of saturated sand under back pressure of 0 kPa

2.3 相同有效围压、不同反压下的 CD 试验

图 5 给出了有效围压 $\sigma_{3c}=100$ ，反压分别为 $\sigma_b=0, 500$ kPa 时 CD 试验结果。在剪切过程中，孔压均维持在反压设定值附近，偏离范围不超过 2 kPa，可认为无变化。图 6 给出了体应变 ϵ_v 和轴向应变 ϵ 的关系曲线。

由图 5, 6 可知，在本文试验条件下，砂土的应力

应变关系仍表现为弱应变软化型; 试样短暂剪缩后开始剪胀, 虽然两次试验中试样反压相差很大, 但在相同的有效围压下, 砂土的应力应变关系及体变发展非常接近。由此可认为: 砂土在排水剪切条件下, 其响应与反压设定值基本无关。这也正是在进行砂土或其它剪胀性土体抗剪强度测试时, 经常采用排水剪试验方法的原因。这样, 既可以在试样饱和时采用反压饱和手段, 同时又能避免在不排水剪切过程中因剪胀而导致有效围压增大而使剪切强度超过轴力传感器量程。

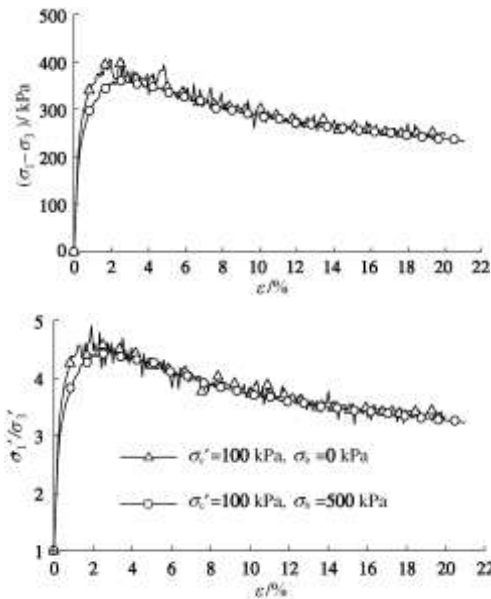


图 5 围压均为 100 kPa 下饱和砂 CD 试验结果

Fig. 5 CD test results of saturated sand under confining pressure of 100 kPa

但是以往常认为^[8], 由 CD 试验得出的内摩擦角 φ_d 值比 CU 试验得出的有效内摩擦角 φ' 值大 $1^\circ \sim 2^\circ$, 本试验中, 对比在不同破坏准则下整理 CU 与 CD 试验得到的内摩擦角结果来看 (表 2), 两者差距并非如此。当 CU 和 CD 试验均采用反压时, 两者结果差异较小, 但 φ' 值甚至均略大于 φ_d 值; 而反压均为 500 kPa 时, φ' 值降低, φ_d 一般比 φ' 大 $2^\circ \sim 4^\circ$ 。因此, 在某些情况下, 很难用 CD 指标代替 CU 的有效指标; 且排水剪切所需时间很长, 在没有试验数据自动记录装置时, 需花费巨大的人力, 所以进行剪胀性土体的不排水剪切强度试验是必要的。

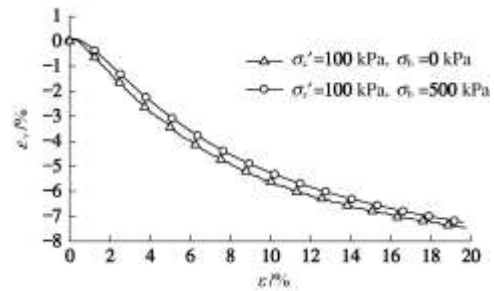


图 6 CD 试验体应变 - 轴向应变关系

Fig. 6 Relationship between volume strain and axial strain of sample in CD tests

3 讨 论

在试验中给试样施加一定反压, 可以使试样达到完全饱和, 同时也人为提高试样中静孔压水平, 使得

表 2 围压均为 100 kPa 下 CU 与 CD 试验结果对比

Table 2 Comparison between CU and CD test results under confining pressure of 100 kPa

破坏标准	CD	CU	$\Delta\varphi / (^\circ)$	CD	CU	$\Delta\varphi / (^\circ)$
	$(\sigma_b = 0 \text{ kPa})$	$(\sigma_b = 0 \text{ kPa})$		$(\sigma_b = 500 \text{ kPa})$	$(\sigma_b = 500 \text{ kPa})$	
	$\varphi_d / (^\circ)$	$\varphi' / (^\circ)$		$\varphi_d / (^\circ)$	$\varphi' / (^\circ)$	
$(\sigma_1 - \sigma_3)_{\max}$	40.5	41.5	-1.0	40.2	37.7	2.5
$(\sigma'_1 / \sigma'_3)_{\max}$	40.3	41.4	-1.1	40.0	37.7	2.3
有效应力路径破坏点	40.3	41.4	-1.1	40.0	37.7	2.3
$\varepsilon = 2.5\%$	40.2	40.3	-0.1	39.7	36.0	3.7
$\varepsilon = 5\%$	38.7	41.2	-2.5	38.7	37.3	1.4
$\varepsilon = 10\%$	36.2	38.2	-2.0	36.1	36.8	-0.7
临界状态角	33.6	35.2	-1.6	33.5	34.8	-1.3

表 3 不同破坏标准下试验用饱和砂土 φ' 的比较

Table 3 Comparison of φ' of saturated sand in tests under different failure criteria

破坏标准	$\sigma'_c = 100 \text{ kPa}$				$\sigma'_c = 500 \text{ kPa}$		$\sigma'_c = 1000 \text{ kPa}$	平均 值	标准 差	变异 系数/%
	$\sigma_b = 0$	$\sigma_b = 200$	$\sigma_b = 500$	$\sigma_b = 1000$	$\sigma_b = 0$	$\sigma_b = 500$	$\sigma_b = 0$			
$(\sigma_1 - \sigma_3)_{\max}$	41.5°	40.5°	37.7°	37.5°	39.2°	36.5°	37.9°	39.02°	1.652	4.23
$(\sigma'_1 / \sigma'_3)_{\max}$	41.4°	40.5°	37.7°	37.4°	39.2°	37.0°	37.9°	38.98°	1.641	4.21
u_{\max}	22.0°	25.3°	24.6°	25.8°	27.8°	28.9°	27.5°	25.04°	1.796	7.17
$\Delta u = 0$	34.5°	34.2°	35.0°	34.4°	35.1°	35.6°	34.7°	34.56°	0.273	0.79

有效应力路径破坏点	41.4°	40.5°	37.7°	37.4°	39.2°	37.0°	37.9°	38.98°	1.641	4.21
$\varepsilon = 2.5\%$	40.3°	39.5°	36.0°	37.5°	38.8°	36.8°	36.1°	37.88°	1.751	4.62
$\varepsilon = 5\%$	41.2°	40.2°	37.3°	37.3°	39.2°	36.4°	37.8°	38.76°	1.626	4.20
$\varepsilon = 10\%$	38.2°	37.4°	36.8°	36.7°	36.0°	35.1°	36.3°	37.08°	0.662	1.79
临界状态角	35.2°	34.2°	34.8°	34.7°	35.6°	35.4°	35.0°	35.00°	0.436	1.25

剪切过程中试样不会因剪胀出现超出量程的负孔隙水压力。然而施加反压的同时,也造成因为孔压下降,有效应力增加而产生的剪切强度的巨大增幅,这常常会造成试验因轴力超过传感器量程而中断。而且剪切过程中汽化现象的发生将会使试样饱和度下降,从而影响土体的抗剪强度,但究竟其影响程度如何,还未见中外文献报道。BRANDON等^[12]指出:为了防止剪切过程中出现汽化现象,需要设置比试样达到饱和和更高的反压,以使试样破坏时尚未发生汽化。这些现象均在一定程度上造成有效内摩擦角 φ' 值的波动。

根据CU试验结果,采用不同的破坏标准得到土体有效内摩擦角 φ' 值,见表3。除规范建议的最大应力差、最大有效主应力比、应力路径破坏点外,还增加了国外文献中^[12]常用的最大超静孔压、超静孔压为零点、定应变值以及考虑土体残余强度时的临界状态角等破坏标准。

从处理结果来看,在相同有效围压下,同一破坏准则下得到的土体 φ' 值随施加反压增大而降低。近年来对不同围压下砂土抗剪强度的研究表明,砂土的有效内摩擦角并非是一常数,是随着围压增大而降低^[13]或是先增大后降低^[14],降低程度因砂土类型不同而不同。可见,本次试验 φ' 值的波动也与有效围压在剪切过程中因孔压下降而产生的增幅不同有关。因此,不仅同一组试验最好采用相同的反压,而且剪胀性土体的CU试验最好能标明所施加的反压值,以便于在不同类型土体的抗剪强度指标比较中作为参考。

从表3中还可以发现,当采用不同的破坏标准时,其强度指标差异较大,且在同一破坏标准下,由不同试验所得到的有效指标也存在一定的差异。本文用变异系数对 φ' 值进行评估,见表3。

规范推荐的3种破坏标准中, $(\sigma_1 - \sigma_3)_{\max}$ 变异系数为4.23%,而在有效黏聚力等于零时, K_f 线破坏标准等同于最大有效主应力比 $(\sigma'_1 / \sigma'_3)_{\max}$ 破坏标准^[15],因此具有相同的变异系数4.21%,都在工程许可范围之内,均可作为土体的不排水抗剪强度的破坏准则。但根据2.1节中论述,在砂土或剪胀性土的三轴固结不排水试验中,如果同组试样反压设置不同,会导致到达主应力差峰值时的应变差异较大,且反压设置越大,主应力差到达的峰值会越高,容易超出试验仪器量程,获得土体的主应力差峰值往往较为困难。而从

有效主应力比和有效应力路径曲线看,不同反压的影响明显较小,且达到有效主应力比峰值时,对应应变仍较小,比较容易获取有效主应力比峰值及 K_f 线破坏点,且此时孔压与设置的反压相比变化并不大,还未出现明显下降,能避免汽化时饱和度降低对土体抗剪强度的影响。

采用 u_{\max} 作为破坏标准,其变异系数达到7.17%,且当 u_{\max} 发生时,对应应变值均很小,试样偏应力、有效主应力比仍处于明显增长阶段,此时得出的砂土 φ' 值明显偏小,采用此破坏标准会过于保守。

采用 $\Delta u=0$ (超静孔压为零)为破坏标准, φ' 值变异系数最小,即最不受反压和围压值的影响。但同 u_{\max} 破坏标准一样, φ' 值结果比较保守,但比较发现,此时 φ' 值与土体的临界状态角比较接近。而在实际试验过程中,由于试验时间及仪器量程的限制,导致获取土体的临界强度比较困难,相比较而言,获取 $\Delta u=0$ 破坏标准下的强度值则容易很多,所以,在需要考虑土体残余强度等情况时,建议可采用在 $\Delta u=0$ 破坏标准得到有效指标。

取应变定值 $\varepsilon = 2.5\%, 5\%, 10\%$ 对应的强度作为破坏强度,其变异系数以10%应变时最低,为1.79%。但很明显,取破坏应变为10%时,对于砂性土而言太过危险,此时土体偏应力以及有效主应力比均早已经过峰值并接近稳定,这时的强度值已经比较接近于土体的临界强度。另外,不同类型的剪胀性土在不同的试验条件下达到破坏时的应变差异很大。因此,对于砂土或剪胀性土采用定应变值作为破坏标准是不适合的。

4 结 论

基于一系列不同反压和围压下福建标准砂的CIU与CID试验和分析,得出以下4点结论。

(1)反压饱和方法作为提高土体饱和度的终极手段,是行之有效的。现行土工试验规程在三轴试验中没有规定反压的具体值,从理论上说,反压越高土体饱和度越大,土样越接近完全饱和土体,试验结果越准确。但在剪胀性土体的固结不排水剪试验中,由于剪切过程中孔压不断下降,甚至产生负孔压,造成土样上实际有效应力增大,导致剪切强度的急剧增加。由于轴力传感器量程有限,反压不能无限制提高,对

于一般砂性土或剪胀性土,建议反压为 300~500 kPa。

(2) 剪胀性土体的 CU 试验中,反压大小将会影响土体 φ' 值,施加反压越大, φ' 值越小。因此,建议在同一组试验中,试样所施加的反压要一致,并在结果中注明使用的反压值,以便于对不同类型的剪胀性土体进行强度比较和评估。

(3) 剪胀性土体的 CD 试验中,土体响应不受反压影响;在本文试验条件下,CD 试验得到的 φ_d 值与 CU 试验得到的 φ' 值相比在 $-2.5^\circ \sim 3.7^\circ$ 变化。因此,在某些情况下,很难用 CD 试验指标代替 CU 试验的有效指标,而进行剪胀性土的不排水剪切强度试验是必要的。

(4) 一般情况下,建议采用有效主应力比 $(\sigma'_1/\sigma'_3)_{\max}$ 作为剪胀性土体固结不排水(CU)试验的破坏标准。在需要考虑土体残余强度等情况时,推荐使用 $\Delta u=0$ 破坏标准下得到的有效指标。

参考文献:

- [1] BLACK D K, LEE K L. Saturating laboratory samples by back pressure[J]. Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, 1973, **SM1**(99): 75 - 93.
- [2] 魏海云, 詹良通, 陈云敏. 高饱和度土的压缩和固结特性及其应用[J]. 岩土工程学报, 2006, **28**(2): 267. (WEI Hai-yun, ZHAN Liang-tong, CHEN Yun-min. Compressibility and consolidation of unsaturated soils with high degree of saturation and its application[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2006, **28**(2): 267. (in Chinese))
- [3] 柏丽萍. 三轴试验中孔隙水压力的影响因素及改进方法[J]. 土工基础, 2007, **21**(6): 85. (BAI Li-ping. improved methods and the impact of factors of pore water pressure in the triaxial test[J]. Soil Eng. and Foundation, 2007, **21**(6): 85. (in Chinese))
- [4] AHNBERG H. Effects of back pressure and strain rate used in triaxial testing of stabilized organic soils and clays[J]. Geotechnical Testing Journal, 2004, **27**(3): 250 - 259.
- [5] ALLAM M M, SRIDHARAN A. Influence of the back pressure thchnique on the shear strength of soils[J]. Geotechnical Testing Journal, 1980, **3**(1): 35 - 40.
- [6] BRAND E W. Back pressure effects on the undrained strength characteristics of soft clay[J]. Soils and Foundations, 1975, **15**(2): 1 - 16.
- [7] HONG X, TING H. Effects of saturation and back pressure on sand liquefaction[J]. Journal of Geotechnical Engineering, 1991, **9**(117): 1347 - 1362.
- [8] ROSENGREN K J, JAEGER J C. The mechanical properties of an interlocked low-porosity aggregate[J]. Géotechnique, 1968, **18**: 317 - 326.
- [9] 赖勇. 砂土常规三轴试验中若干问题的探讨[J]. 地基处理, 2004, **15**(3): 60 - 64. (LAI Yong. Some problems of sand in triaxial test[J]. 2004, **15**(3): 60 - 64. (in Chinese))
- [10] BISHOP A W, ELDIN G. Undrained triaxial tests on saturated sands and their significance in the general theory of shear strength[J]. Géotechnique, 1950, **2**(1): 13 - 32.
- [11] 龚晓南. 土力学[M]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2002. (GONG Xiao-nan. Soil mechanics[M]. Beijing: China Architecture and Building Press, 2002. (in Chinese))
- [12] BRANDON T L, ROSE A T, DUNCAN J M. Drained and undrained strength interpretation for low-plasticity silts[J]. American Society of Civil Engineers, 2006, **132**(2): 250 - 257.
- [13] DESROSIERS R, SILVA A J. Strength behavior of marine sands at elevated confining stresses[J]. Marine Georesources and Geotechnology, 2002, **1**(20): 1 - 19.
- [14] LADE P V, YAMAMURO J A, BOPP P A. Drained and undrained strengths of sand in axisymmetric tests at high pressures[J]. Geotechnical Special Publication, 2006, **156**: 87 - 102.
- [15] 钱家欢, 殷宗泽. 土工原理与计算[M]. 2 版. 北京: 中国水利水电出版社, 1996. (QIAN Jia-huan, YIN Zong-ze. Geotechnical principles and calculation[M]. 2nd ed. Beijing: China Water Power Press, 1996. (in Chinese))
- [16] 李广信. 高等土力学[M]. 北京: 清华大学出版社, 2004. (LI Guang-xin. Advanced soil mechanics[M]. Beijing: Tsinghua University Press, 2004. (in Chinese))