

粉粒含量对砂土强度特性的影响

朱建群^{1,2}, 孔令伟¹, 钟方杰¹

(1. 中国科学院武汉岩土力学研究所岩土力学重点实验室, 湖北 武汉 430071; 2. 湖南科技大学土木工程学院, 湖南 湘潭 411201)

摘要: 对含无塑性粉粒的砂土进行了三轴固结不排水试验, 结果显示: 粉粒含量通过颗粒组成和结构对粉砂强度和变形产生重要影响。在粉粒含量为 6%, 9% 和 12% 时, 松散试样在 100 kPa 围压下出现了静态液化现象, 而粉粒含量增至 15% 时该现象消失, 且随着围压的增大该现象也消失; 在同一粉粒含量下, 粉砂土残余内摩擦角高于峰值内摩擦角, 但残余偏应力值很小, 这是由于孔压增长很大, 抵消了内摩擦角由 ϕ'_p 提高到 ϕ'_r 的有利影响; 稳态线也受粉粒含量的影响, 表现在随着粉粒含量的增加, 稳态线逐渐向下移动; 各粉细砂强度和变形对围压的敏感性远强于纯净砂; 粉粒含量对孔隙比的影响是含量超出一定值后才变得显著的, 这说明粉粒加入到砂骨架中时, 并未全部充填至砂粒孔隙中, 而是以砂粒间接触点或面上为主, 这样的接触结构导致了粉砂具有高体缩性, 由此使得粉砂样表现出典型的应变软化特征。

关键词: 粉粒; 砂粒; 应变软化; 试验

中图分类号: TU411

文献标识码: A

文章编号: 1000-4548(2007)11-1647-06

作者简介: 朱建群(1975-), 女, 江西上饶人, 博士研究生, 从事特殊土力学性质方面的研究。E-mail: zhu-jq@163.com。

Effect of fines content on strength of silty sands

ZHU Jian-qun^{1,2}, KONG Ling-wei¹, ZHONG Fang-jie¹

(1. Key Laboratory of Rock and Soil Mechanics, Institute of Rock and Soil Mechanics, Chinese Academy of Sciences, Wuhan 430071, China; 2. School of Civil Engineering, Hunan University of Science and Technology, Xiangtan 411201, China)

Abstract: An experimental study on sands with different content of nonplastic fines (particles smaller than 0.075 mm in diameter) was performed. It was shown that the strength and strain of the silty sands were affected by fines content. Silty sands with fines content of 6%, 9% and 12% exhibited static liquefaction under the confining pressure of 100 kPa, but samples with fines content of 0%, 3% and 15% did not. And the static liquefaction disappeared under the confining pressure of 200 kPa. For a kind of silty sands with certain fines content, the friction angle which was relevant to the residual stress difference was higher than that to the peak stress difference, but the residual stress difference was quite low, because the increase of pore water was fast, and counterbalanced the advantage of the increase from ϕ'_p to ϕ'_r . The steady state line moved downward with the increase of fines content. The strength of samples with different fines content was more sensitive to the confining pressure than that of clean sand. The influence of fines content on void ratio was remarkable when the fines content was more than 12%. It was shown that the void between load-bearing grains was not entirely filled with fines of low content and might be only filled with the fines were on the contact of the sand grains. Silty sands with the sand-silt fabric were highly compressible and exhibited typical strain-soften characteristics and instability under low confining pressure.

Key words: fines content; sand grain; strain-soften characteristic; test

0 引言

以往对于砂性土研究较多的是颗粒均一的纯净砂, 如加拿大 Ottawa 砂和我国福建标准砂, 它们的颗粒成分中不含或含极少的细粒(粒径小于 0.075 mm 的颗粒), 通过对它们抗剪强度和变形特性的研究, 得到了一些有意义的规律性结论, 并推广至某些涉及砂土的工程问题中。事实上, 自然界广泛分布着含细粒的砂性土, 砂粒形状、细粒和砂粒的相互接触作用以

及细粒对颗粒级配影响等因素必然会在土体的强度和变形上反映出来。可以推断, 简单地将纯净砂的规律性经验推广到工程中, 必然引起强度过高或不足, 设计过于冒险或是保守等问题的出现。因而基于细粒含量, 并由此引起颗粒级配差异对于含细粒砂强度的研

基金项目: 国家自然科学基金资助项目(40372128)

收稿日期: 2007-01-08

究具有理论意义和现实价值。

目前,细粒含量对砂土强度特性的影响已经引起了国内外学术界和工程界的重视,已有不少研究者对该问题作了不同程度的研究。Thevamayagam^[1-2]等的研究表明,粉砂、砂质粉土与纯砂的物理特性均有较大差别,这主要是由于微结构的改变引起的,这种改变在粉粒含量超过一定值(称为临界含量)时才会发生作用,且该临界含量是与砂骨架和粉粒的孔隙比、矿物成分、形状等物理特征密切相关的。Polito^[3]等用循环三轴试验研究了砂中非塑性细颗粒土(粉土)对液化阻力的影响。结果表明,如粉土被包围在砂土骨架中(粉土含量低),则该土的液化阻力由土的相对密度决定且与粉土含量无关;如果砂颗粒被包围在粉土中(粉土含量高),液化阻力也由相对密度控制,但在相同的密度条件下,液化阻力较前一种情况低,且与砂的含量和类型无关。Georgiannou^[4]等进行了含高岭土的 Ham river 砂的三轴压缩和拉伸试验,研究表明,与纯净砂相比,含黏粒砂表现出更不稳定的性状。国内刘雪珠^[5]等对3种黏粒含量(5%,10%和15%)的南京粉细砂进行了液化试验研究,结果表明,黏粒含量对南京粉细砂的抗液化强度影响很大,随黏粒含量增加,在不同固结比时,抗液化强度并不是单调变化,而是在黏粒含量为10%左右处于一个低谷,其抗液化强度最低。衡朝阳^[6]等对含黏粒砂土抗液化性能的试验研究表明,黏粒矿物成分和含量的不同均会引起砂土动力稳定性的变化。

总体上讲,国外考虑较多的是细粒(包括无塑性粉粒和黏粒)对圆形石英砂的强度特性影响,而国内则着眼于黏粒对砂粒液化强度的影响,但对于无塑性粉粒对片状砂颗粒影响的研究还鲜有报道。我国长江中下游地区广泛分布着片状砂颗粒,故而考虑粉粒含量影响下的片状砂强度特性具有明显的工程实际意义。本文系统地对低粉粒含量下片状砂抗剪强度特征进行了试验研究,并从微观上对其影响机理进行了初步探讨。

1 试样及试验方案

1.1 试样基本情况

为反映细粒含量变化对饱和粉细砂强度特征的影响,进行了一系列的三轴固结不排水剪切试验。

试验所用土样均取自南京河西地区的片状粉细砂。制备试样前对所需使用的砂粒和粉粒预先进行了分选:土样经风干后过0.25 mm和0.075 mm筛,选取粒径在0.075~0.25 mm范围内的砂粒为骨架砂;粉粒为从中筛选下的粒径小于0.075 mm的细粒。试验

所用重塑样由砂粒与不同量的粉粒重新配制而成,掺入的粉粒含量(占土样总质量)分别为0%,3%,6%,9%,12%和15%(以下为表述方便,以FC0,FC3,FC6,FC9,FC12和FC15表示各含量试样)。细粒的掺入必然使试样物理性质发生了一系列变化,表1为各粉细砂试样的基本物理力学性质指标,图1为各试样的颗粒级配曲线。

由图表可见,粉粒的加入未使土粒比重发生明显的变化,但对干密度等物理状态指标还是存在影响的。

表1 各粉细砂试样的基本物理力学性质指标

Table 1 Physical properties of silty sands with nonplastic fines

细粒含量/%	比重 G_s	不均匀系数 C_u	干密度/($\text{g} \cdot \text{cm}^{-3}$)	
			最大值	最小值
0	2.709	1.547	1.583	1.278
3	2.709	1.568	1.602	1.271
6	2.711	1.685	1.605	1.267
9	2.712	1.957	1.623	1.284
12	2.712	2.373	1.641	1.265
15	2.714	2.719	1.682	1.228

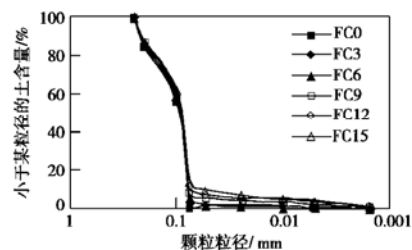


图1 各粉细砂试样的颗粒级配曲线

Fig. 1 The grain size distribution of silty sands with different amounts of nonplastic fines

1.2 试验方案

按照粉粒含量和单个试样的总质量,确定砂粒质量和细粒质量,而后将两者充分混合,拌匀。制样前将一定质量的水和土样充分搅拌均匀后,在密闭塑料袋内静置20 h;而后测定其含水率,平行试验的差值不应超过1%;最后采用湿击法进行试样的制备。各试样采用相同的孔隙比, $e=1.07 \pm 0.005$,分5层击实至预定高度;成型后套入乳胶膜内,再装入三轴室。重塑样的直径为39.1 mm,高度为80 mm。

按照《土工试验规程》(SL237—1999),对三轴室内的试样先预加20 kPa围压,再联合采用二氧化碳和无气水水头饱和的方法使试样饱和,并通过孔压系数 B 来检验试样的饱和性。试验的孔压系数 B 均达到98%以上,达到试验要求。

本次采用应变控制式固结不排水剪切试验,剪切速率为0.073 mm/min,试验结束的标准是轴向变形达到20%左右。

2 试验结果及分析

2.1 不同粉粒含量下的应力应变及应力路径曲线

对各粉细砂样进行固结不排水剪切试验, 从而得到偏应力与变形、孔隙水压力与变形等一系列关系曲线。通过对试验结果的分析, 可发现随着粉粒含量的增大, 试样的峰值偏应力和残余偏应力均有所变化, 且表现出不同的应力应变关系曲线 (如图 2 和图 3)。图 2 中所显示的是固结压力为 100 kPa 下的曲线。

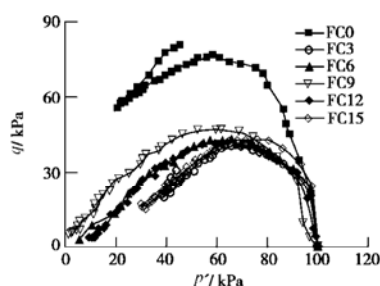


图 2 各试样的应力路径曲线

Fig. 2 Curves of stress path of samples

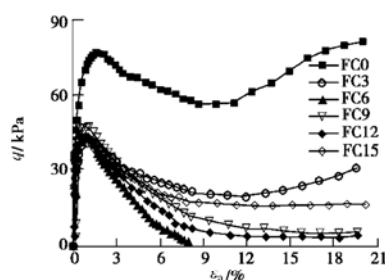


图 3 试样应力-应变关系曲线

Fig. 3 Curves of stress-strain relationship of samples

由图可见, 纯净砂 FC0 试样具有较高的峰值偏应力和残余偏应力, 表现出应变软化-硬化型的特征曲线, 即在剪切过程中, 试样先表现出剪缩, 在经过相转换点后表现为剪胀; 在应力路径上显示“肘”后偏应力随着有效平均主应力增加而增长; 试样 FC3 具有与 FC0 相似的应力应变和应力路径性状, 但在强度上明显小于纯净砂; 试样 FC6 最显著的特征是在轴向变形尚未达到 20% 时, 偏应力就降到了 0, 而 FC9 和 FC12 时在轴向变形达到 20% 时偏应力也接近于 0, 该现象被称之为静态液化^[7-8]。当 FC 值再提高时则静态液化现象消失, 残余强度提高, 但与纯净砂相比还是明显偏小, 且均为典型的软化型应力应变关系。各粉细砂的峰值强度均出现在轴向应变不到 2% 时, 且随着粉粒含量的提高, 峰值强度对应的轴向应变越小。同时也可从图中看出, 在峰值强度之前, 粉粒含量对于试样应力应变关系的影响不大, 而在峰值之后土样受粉

粒含量的影响逐渐增强。

2.2 同一粉粒含量粉细砂不同围压下的强度特征

从上面的分析可见, 粉粒含量为 6%, 9% 和 12% 的粉细砂在 100 kPa 围压下表现出很低的残余偏应力, 那么在其他围压下, 是否也有此现象呢? 本次研究同时考虑各粉细砂峰值强度和残余强度随围压的变化。

以 FC9 为例, 绘制其在 50, 100 和 200 kPa 围压下的应力应变关系, 见图 4。由图可见, 在 50 kPa 下试样也出现了静态液化现象, 且轴变未达到 20%; 在 200 kPa 下试样也表现出典型的应变软化特征, 且峰值偏应力和残余偏应力均有较大幅度的提高。而 FC6 和 FC12 具有相同的性状发生, 这说明静态液化多发生在低围压下的粉细砂土体中, 这与 Yamamuro 和 Lade 等人的研究结果是一致的。同时也与实际相符, 即由松散粉细砂构成的边坡出现流滑现象是由浅层土体在某些原因下发生滑动 (如河岸边坡受冲刷作用以及尾矿砂受水位骤变影响), 而后随坡内发生较大变形, 且超静孔隙水压力来不及消散, 大面积范围内的土体迅速液化, 并向坡内发展导致边坡失稳。

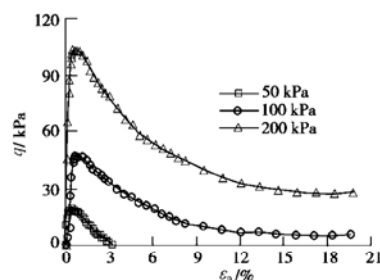


图 4 FC9 在不同围压下的应力应变曲线

Fig. 4 Curves of stress-strain relationship of FC9 under different confining pressures

对于应变软化材料, Bishop 曾定义了脆性指标 I_B 来表征其偏应力的降低程度:

$$I_B = \frac{\sigma_{dp} - \sigma_{dr}}{\sigma_{dp}}, \quad (1)$$

式中, σ_{dp} 为峰值强度, σ_{dr} 为残余强度。

由此定义可见, 脆性指标的变化范围为 0~1, 且该值越大, 则土体强度在峰值后变化越大, 易在较低的驱动应力下引起土体大变形^[9]。显然脆性指标 I_B 是一个与土样本本身的特性和围压有关的指标, 故而, 也可通过不同围压下的脆性指标反映各试样受围压影响下的稳定性。

由图 5 可见, FC0 在各围压下的稳定性均高于各粉细砂; 在 50 kPa 下各粉细砂的稳定性均较差, 但是他们对于围压的敏感性很强, 当围压增大时, 稳定性

的逐渐增强;总体上看,粉粒含量从 0%到 9%,试样稳定性逐渐减弱,而超过了 9%之后随着粉粒含量的提高,其稳定性逐渐升高。即 FC9 具有最低的抗静态液化强度,这与刘雪珠利用振动三轴的试验结果是相吻合的。

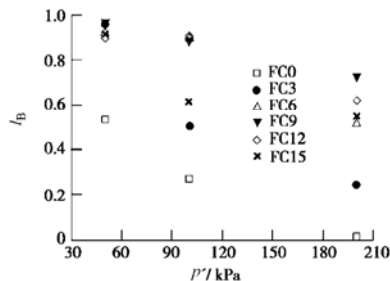


图 5 各试样脆性指标与围压的关系

Fig. 5 Brittleness index versus confining pressure

2.3 孔压-变形曲线

土体强度特征的另一表现形式是孔压的变化,如砂土的剪胀性就可通过孔压反映出。从图 6 中可看出,FC9 的孔压最终等于围压;FC6 在轴向变形未到达 20%的孔压也接近围压,相应低偏应力接近 0,这说明在 100 kPa 围压下 FC6 细砂孔压的增长率高于 FC9 细砂,具有更低的抗静态液化势。与偏应力成鲜明对比的是纯净砂的孔压较含细粒的粉细砂要低得多。

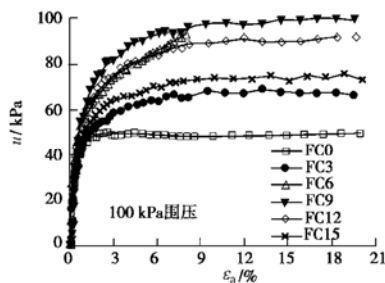


图 6 孔压曲线

Fig. 6 Curves of pore water pressure

2.4 峰值内摩擦角与残余内摩擦角

通常土体强度大小是通过抗剪强度指标来获得的。取各试样在 50, 100 和 200 kPa 围压下的应力莫

尔圆得到峰值有效应力指标,残余有效应力指标和固结不排水剪总应力指标,见表 2。

由表可见,粉粒含量对各强度指标的影响是不同的。对于峰值有效内摩擦角 ϕ'_p 和残余内摩擦角 ϕ'_{cu} 而言,FC9 之前随粉粒含量的增加而减小,而在其后则有所上升;两者相比, ϕ'_{cu} 上升后变化不大。对于残余有效内摩擦角 ϕ'_r 而言,各粉细砂试样间的变化不大,维持在 $32^\circ \sim 36^\circ$ 之间,相比之下,纯将砂的 ϕ'_r 反而较低。对比同一含量下的 ϕ'_p 和 ϕ'_r ,可以发现 ϕ'_r 均比 ϕ'_p 要高的多,且 ϕ'_{cu} 值比有效应力指标低得多。但从图 2 和图 3 中可看到各试样的残余偏应力值均不高,这说明孔隙水压力的增长率很高,足以抵消了内摩擦角由 ϕ'_p 提高到 ϕ'_r 的有利影响,且孔压上升越高,则同一试样 ϕ'_p 和 ϕ'_r 差值越大, ϕ'_{cu} 值越小。在这一点上,试样 FC6 和 FC9 粉细砂显得尤为突出。

2.4 稳态线

砂土及粉砂土最主要的工程问题仍为液化问题。目前,针对地震破坏滞后现象的研究——其实质是局部土体液化后能否进一步产生滑移或产生过量变形破坏的问题, Poulos 和 Castro 提出了稳态强度理论^[10]。Poulos 认为对于颗粒材料,“稳态变形”是指土体在常体积、常法向有效压力、常剪应力和常应变速率下的持续变形状态。在室内试验中,当试样在较大变形时仍旧受剪,且孔压保持稳定时即可认为达到稳态变形状态^[7]。

在稳态时的剪应力 $q_{ss} ((\sigma'_1 - \sigma'_3)_{ss})$ 、有效平均应力 $p'_{ss} (((\sigma'_1 + 2\sigma'_3)/3)_{ss})$ 与其达到稳态时的孔隙比 e 之间建立其相应的关系,即为稳态线。由此绘出各试样 $e - \lg q_{ss}$ 曲线 (见图 7)。这里需说明的是,对于 FC0 和 FC3 表现为应变软化-硬化特征,故稳态强度可取为试样的准稳态强度,即剪切过程中最小强度。

为了数学表达上的方便,在 $e - \lg q_{ss}$ 坐标中稳态线被认为是线性的^[11],可利用下列关系进行拟合

$$e = \lambda - k \ln q_{ss} \quad (2)$$

式中 e 为试样稳态时的孔隙比; q_{ss} 为(准)稳态时偏应力; λ, k 为待定参数,即为拟合直线的截距和斜率,各试样拟合后参数见表 3。

表 2 各试样的强度指标

Table 2 Strength parameters of samples

试样	峰值有效指标		残余有效指标		残余总应力指标	
	内摩擦角/(°)	黏聚力/kPa	内摩擦角/(°)	黏聚力/kPa	内摩擦角/(°)	黏聚力/kPa
FC0	27.7	0	28.8	7.19	18.7	1.021
FC3	27.3	10.8	33.0	4.27	16.3	15.72
FC6	22.5	7.94	36.1	8.67	12.1	17.10
FC9	19.2	1.65	35.5	2.92	5.0	4.84
FC12	25.4	13.60	35.6	12.10	10.5	11.30
FC15	25.1	16.20	35.8	9.47	11.1	13.22

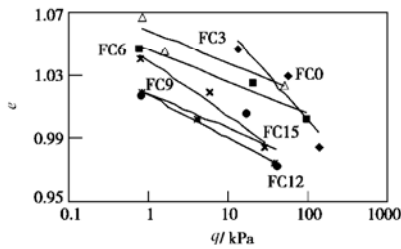


图 7 各试样的稳态曲线

Fig. 7 Steady-state lines of samples

表 3 各试样稳态曲线参数 λ 和 k 值

Table 3 λ and k of steady-state lines

参数	FC0	FC3	FC6	FC9	FC12	FC15
λ	1.117	1.059	1.046	1.039	1.018	1.018
k	0.025	0.009	0.009	0.015	0.012	0.009

由图 7 和表 3 可见, 粉粒对于稳态线也是存在影响的。对比 FC3 与纯净砂 FC0 的稳态线, 可发现他们的位置明显不同, 这意味着粉粒对于土体稳态强度具有重要影响。其次, 纯净砂的各数据点相对集中, 这说明其稳态线相对于围压不敏感, 即受围压的影响不大, 而各含粉粒细砂对于围压的敏感性却强的多, 在此拟合时并未对不同围压下的稳态线进行区分; 第三, 与其他研究者的结果一样^[1-2], 含粉粒细砂的稳态线均落在了纯净砂稳态线之下, 即加入粉粒后稳态线逐渐向下移动, 但各稳态线的斜率相差不大, 在 1.02 附近。这说明受粉粒影响的各稳态线最终在一窄带中。由此可见, 颗粒级配对稳态线的影响是存在的。

2.5 孔隙比变化情况

以上试验结果和分析再次说明了土体的微观结构对其强度和变形的重要影响。因此, 在进行三轴固结不排水剪试验的同时, 对各种粉细砂样的最大、最小孔隙比进行了测定, 以反映粉粒的存在而导致砂粒在颗粒排列及相互接触情况的变化。图 8 显示了孔隙比随粉粒含量变化的情况。

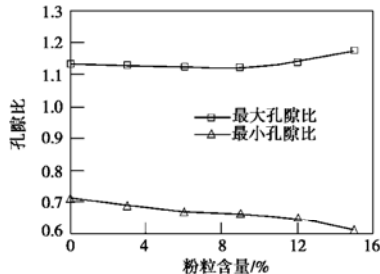


图 8 孔隙比和粉粒含量的关系

Fig. 8 Void ratio of samples versus fines content

由图 8 可见, 粉粒对于细砂孔隙比的影响是在其含量达到 12% 后才变得显著的。这在一定程度上说明

当粉粒加入到纯净砂中形成粉细砂共同承受荷载之初, 粉粒并未占据砂粒间的孔隙, 而是较多地处于砂粒间的接触点或是接触面上。

一般来说, 砂土的强度主要来源于固体颗粒间的滑动摩擦和咬合摩擦, 而后者会引起土的剪胀、颗粒破碎和颗粒重定向排列^[12]。对于纯净砂而言, 在剪切初期片状颗粒的滑动摩擦使得纯净砂具有一定的体缩趋势, 则在强度上表现为偏应力在达到峰值后下降; 随着剪切作用的深入, 当颗粒接触的更加紧密, 体缩急剧减小时, 片状颗粒间接触应力增加, 以咬合摩擦为主, 则此时试样由剪缩变为剪胀。而当砂土中含粉粒时, 试样的体缩大大增强。这是由于在外力作用下片状颗粒相互错动导致处于砂粒接触点上的粉粒滑入孔隙中; 或者, 一部分粉粒其仍处于接触点上时则表现为粉粒自身的弹性压缩。这样的粉粒—砂粒相互接触关系使得片状砂粒间的咬合作用被削弱, 在剪切过程中以滑动摩擦为主, 故试样出现的是剪缩性状, 没有出现剪胀, 应力应变关系为软化型。另一方面, 具有较大体缩性的粉细砂, 其内孔压增长率也相应增高, 有效偏应力急剧降低, 在极端情况下孔压等于围压, 有效偏应力接近于 0, 如含量为 6% 和 9% 时。

3 结 论

通过本次试验研究, 验证了无塑性粉粒对于粉砂土的颗粒组成和结构有着重要影响, 并进一步影响着砂土强度和变形特征。

(1) 在粉粒含量为 6%、9% 和 12% 时松散粉砂土出现了静态液化现象, 表现为在轴向变形不到 1% 时偏应力即达到了峰值, 而后随着轴变的加大, 偏应力急剧降低, 最终接近于 0, 对应的孔压均上升至围压, 而当粉粒含量和围压增加时则静态液化消失。

(2) 在松散状态下 ($e=1.07 \pm 0.005$), 各含量粉细砂均表现出典型应变软化的强度特征。与纯净砂相比, 他们的峰值内摩擦角和残余内摩擦角间变化较大。在 FC9 之前, 峰值内摩擦角随着粉粒含量增加而降低, 其后却随着粉粒含量增加而增加; 各粉细砂残余有效内摩擦角变化不大, 但均高于纯净砂; FC6 和 FC9 的残余总应力指标最低, 反映出孔压增长的很大, 接近了相应的围压。

(3) 在同一含量下, 残余内摩擦角高于峰值内摩擦角, 但残余偏应力都偏小, 这是由于孔压增长率过大, 抵消了内摩擦角由 ϕ_p' 提高到 ϕ_r' 的有利影响。

(4) 稳态线受粉粒含量的影响是存在的。随着粉粒含量的增加, 稳态线逐渐向下移动。同时也看出了各粉细砂对围压的敏感性强于纯净砂。

(5)与强度特征对粉粒含量具有强烈的敏感性不同的是,粉粒对孔隙比的影响是在含量超出一定范围后才变得显著。这说明当粉粒加入到砂骨架中时,很大一部分并未充填在砂骨架的孔隙中,而是在砂粒间的接触点或面上,这样的接触关系导致了粉砂样具有较高的体缩性,从而使偏应力随轴向变形在达到峰值后呈下降趋势,故而其应力应变关系为典型的应变软化型。

致谢:感谢武汉岩土力学研究所郭爱国副研究员和刘观仕助理研究员在本次试验研究中的大力支持!

参考文献:

- [1] THEVANAYAGAM S. Effect of fines and confining stress on undrained shear strength of silty sands[J]. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 1998, **124**: 479 - 491.
- [2] THEVANAYAGAM S, MOHAN S. Intergranular state variable and stress-strain behaviour of silty sands[J]. Geotechnique, 2000, **50**(1): 1 - 23.
- [3] POLITO C P, MARTIN II J R. Effects of nonplastic fines on the liquefaction resistance of sands[J]. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 2001, **127**(5): 408 - 415.
- [4] GEORGIANNOU V N, BURLAND J B, HIGHT D W. The undrained behaviour of clayey sands in triaxial compression and extension[J]. Geotechnique, 1990, **40**(3): 431 - 449.
- [5] 刘雪珠, 陈国兴. 黏粒含量对南京粉细砂液化影响的试验研究[J]. 地震工程与工程振动, 2003, **23**(6): 150 - 155. (LIU Xue-zhu, CEHN Guo-xing. Experimental study on influence of clay particle content on liquefaction of Nanjing fine sand[J]. Earthquake Engineering and Engineering Vibration, 2003, **23**(6): 150 - 155. (in Chinese))
- [6] 衡朝阳, 何满潮, 裘以惠. 含黏粒砂土抗液化性能的试验研究[J]. 工程地质学报, 2001, **9**(4): 339 - 344. (HENG Chao-yang, HE Man-chao, QIU Yi-hui. Experimental study of liquefaction-resistant characteristics clayey sand[J]. Journal of Engineering Geology, 2001, **9**(4): 339 - 344. (in Chinese))
- [7] YAMAMURO J A, LADE P V. Steady-state concepts and static liquefaction of silty sands[J]. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 1998, **124**(9): 868 - 877.
- [8] YAMAMURO J A, LADE P V. Static liquefaction of very loose sands[J]. Canadian Geotechnical Journal, 1997, **34**: 905 - 917.
- [9] PITMAN T D, ROBERTSON P K, SEGO D C. Influence of fines on the collapse of loose sands[J]. Canadian Geotechnical Journal, 1994, **31**: 728 - 739.
- [10] POULOS S J, et al. Liquefaction evaluation procedure[J]. J Geotechnical Engineering Division, ASCE, 1985, **111**(GT6): 772 - 792.
- [11] 赵成刚, 尤昌龙. 饱和砂土液化与稳态强度[J]. 土木工程学报, 2001, **34**(3): 90 - 96. (ZHAO Cheng-gang, YOU Chang-long. Liquefaction and steady state strength[J]. China Civil Engineering Journal, 2001, **34**(3): 90 - 96. (in Chinese))
- [12] 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))