

# 玻璃砂透明土变形特性三轴试验研究

孔纲强<sup>1, 2</sup>, 刘璐<sup>1, 2</sup>, 刘汉龙<sup>1, 2</sup>, 周航<sup>1, 2</sup>

(1. 河海大学岩土力学与堤坝工程教育部重点实验室, 江苏南京 210098; 2. 河海大学土木与交通学院, 江苏南京 210098)

**摘要:** 玻璃砂透明土是一种由玻璃砂、正十二烷和 15 号白油按质量比 1:4 的混合液体制备而成的新型人工合成透明土; 该材料具有透明度高, 与天然土体相似度更好等优点, 可以用于基于透明土材料的可视化模型试验。为了研究其变形特性, 对不同级配的玻璃砂透明土, 进行三轴固结不排水剪切试验和三轴固结排水剪切试验, 并与同等条件下的福建标准砂试验结果进行对比分析; 测得固结不排水剪应力 - 应变曲线、以及孔压应变曲线形态等工程特性。试验结果表明, 随着相对密度的增加, 玻璃砂的应力 - 应变关系从应变硬化型向应变软化型过渡, 破坏时的孔压系数  $A_f$  降低, 变形模量变大; 与标准砂相比, 玻璃砂透明土的应力 - 应变曲线峰值来的相对更慢一些。

**关键词:** 玻璃砂透明土; 标准砂; 变形特性; 三轴试验

中图分类号: TU411 文献标识码: A 文章编号: 1000-4548(2013)06-1140-07

**作者简介:** 孔纲强(1982-), 男, 浙江磐安人, 博士, 副教授, 主要从事软土地基处理及桩-土相互作用方面的教学与研究工作。E-mail: gqkong1@163.com。

## Triaxial tests on deformation characteristics of transparent glass sand

KONG Gang-qiang<sup>1, 2</sup>, LIU Lu<sup>1, 2</sup>, LIU Han-long<sup>1, 2</sup>, ZHOU Hang<sup>1, 2</sup>

(1. Key Laboratory of Ministry of Education for Geomechanics and Embankment Engineering, Hohai University, Nanjing 210098, China;

2. College of Civil and Transportation Engineering, Hohai University, Nanjing 210098, China)

**Abstract:** Based on the transparent soil materials and digital imaging technology, the model tests on geotextile can be visualized. Transparent glass sand is one kind of new transparent synthetic soil materials, which is composed by glass sand, twelve alkane and white mineral oil mixture (1:4). This new material has good transparency, and its properties are similar to those of natural soil. Hence, it can be used in visualization model test technique. Based on the consolidated undrained triaxial compression tests and consolidated drained triaxial compression tests, the deformation properties of the transparent glass sand with different size ranges are studied. For comparative analysis, the deformation properties of standard sand are also obtained. Then stress-strain curves and pore pressure-strain curves of the soil are measured. The laboratory test results show that the stress-strain relation is transited from strain hardening to strain softening, and the pore pressure coefficient and deformation modulus decrease with the increase of the relative density. The peak of the stress-strain curve of the transparent glass sand is relatively slower compared with that of the standard sand.

**Key words:** transparent glass sand; standard sand; deformation property; triaxial test

## 0 引言

传统的量测土体变形的方法不能可视化土体内部在变形过程中的动态变化。邵龙潭等开发了一套完整的数字图像测量系统, 用于三轴试验中来测量土样的连续变形<sup>[1]</sup>。李元海等利用数字照相变形量测技术, 采用标点法和无标点法进行了土体的地基承载力和剪切试验<sup>[2]</sup>。但是这些方法也只局限于测量土体的宏观变形和边界测量, 仍然未能在岩土模型试验中获取土体内部变形过程。利用人工合成透明土材料并采用光学观测技术和图像捕捉与处理技术可以实现土的可视化研究, 以便深入研究土体内部变形规律和机理<sup>[3]</sup>。

Liu 开发了一套与透明土相适应的变形测量系统, 该系统利用激光散斑技术实现透明土实验的观测<sup>[4]</sup>。在三维观测方面, Toiya 等采用贯入实验研究了透明土的三维变形<sup>[5]</sup>。Iskander 等对如何利用散斑照相技术观测透明土的三维变形进行了探讨<sup>[6]</sup>。Ni 等采用 PIV 技术测量了模型桩打入透明土模型过程中周围土体的挤压变形情况, 对成桩过程中桩与桩周土的相互作用做了研究<sup>[7]</sup>。

基金项目: 国家自然科学基金项目(51008116, 51278170); 国家自然科学基金高铁联合基金项目(U1134207)

收稿日期: 2012-09-13

为了观测和研究土体内部的变形, 人工合成透明土和图像光学技术作为新兴的试验技术成为岩土力学研究的有力手段。Sadek 等利用透明砂土替代天然砂土分别进行了相同固结比情况下松散砂土和密实砂土的固结排水三轴试验和不同固结比情况下的排水超固结试验<sup>[8]</sup>。Liu 等对透明土的渗透和固结的流变特性进行了模型试验<sup>[9]</sup>。吴明喜选用熔融石英砂和具有相近折射率的溴化钙溶液合成了透明土, 并通过三轴试验对透明合成砂土在不同条件作用下的力学性能进行了研究<sup>[10]</sup>。赵红华等根据一系列共振柱/扭剪仪试验测得人工合成透明土的基本动力特性在某种程度上表现出了与天然土类似的变化规律<sup>[11]</sup>。

目前透明土研究还存在以下亟需解决的问题: ①透明土的岩土特性和其在岩土工程模型试验中的应用目前国内研究相对较少; ②透明土也具有自身的缺陷, 如透明土的透明度问题等。本文在前人研究成果基础上, 提出一种新的人工合成透明土材料: 利用玻璃砂、正十二烷及白矿油混合物, 分别模拟土体颗粒与土颗粒之间的孔隙流体。该新型人工合成材料具有透明度更高, 与天然土相似度更好等优点。为推广应用该人工合成透明土材料, 本文开展了对其变形特性的研究, 并与福建标准砂进行对比分析。

## 1 材料特性与试验方案

本试验所选用的材料为玻璃砂, 与硅石凝胶相比, 它的内部无大量的微细孔道, 与熔融石英砂比, 它的杂质极少、纯度高、具有更好的透明度。基于人工合成透明土的透明度要求, 以及后期模型试验相似率等因素考虑, 本文采用徐州新沂万和矿业有限公司生产的粒径为 0.5~1.0 mm 玻璃砂作为主要研究对象, 并与标准级配的玻璃砂、福建标准砂进行对比分析研究, 试验材料如图 1 所示。

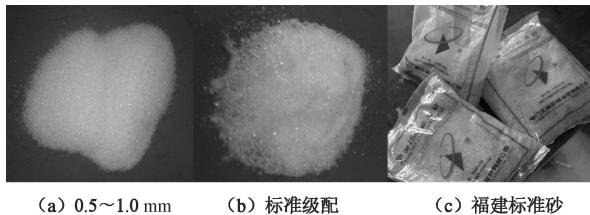


图 1 室内试验材料实物对比图

Fig. 1 Materials for laboratory tests

### 1.1 玻璃砂透明土的制备

选择一定级配的玻璃砂, 洗净烘干, 去除杂质和水分; 24℃时, 将正十二烷与 15 号白油按质量 1:4 混合, 并用玻璃棒不断搅拌, 直到充分混合, 溶液均匀; 用阿贝折射仪测定混合液折射率, 并微调两种液体比例, 直至折射率达到 1.4585, 即与玻璃砂颗粒的

折射率相等; 将玻璃砂缓慢倾倒入混合液中, 并用玻璃棒不断搅拌, 保持液体水平面略高于透明土颗粒表面; 将混合物放置于真空箱中, 抽真空, 以去除空气, 直到悬浮液透明为止。

### 1.2 材料工程特性

玻璃砂颗粒为有棱角的不规则形状。根据《土工试验规程》<sup>[12]</sup>, 进行颗粒、比重、相对密度试验。图 2 所示为标准级配玻璃砂的颗粒曲线。由图 2 可知, 标准级配玻璃砂的不均匀系数  $C_u=2.59$ , 曲率系数  $C_c=0.91$ , 级配不良。经 3 次平行测定, 测得到玻璃砂的平均比重约为 2.186。用漏斗法测定最小干密度, 用振动法测定最大干密度, 得到 3 种材料相对密度的试验结果, 如表 1 所示。

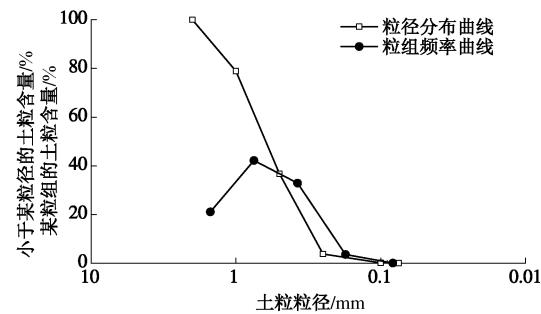


图 2 颗粒分析试验曲线

Fig. 2 Gradation curves of glass sand

表 1 相对密度试验结果

Table 1 Results of relative density tests

编号	试验材料	最小干密度 $\rho_{min}/(g \cdot cm^{-3})$	最大干密度 $\rho_{max}/(g \cdot cm^{-3})$
A	0.5~1.0 mm	0.970	1.274
B	标准级配	1.119	1.520
C	福建标准砂	1.650	1.864

### 1.3 试验方案与工况设计

本试验使用的是 SJ-IIA 型应变控制式常规三轴剪力仪。针对不同围压 (50, 100, 200, 400 kPa)、不同相对密度 (30%, 70%) 下的粒径为 0.5~1.0 mm 的玻璃砂透明土、标准级配的玻璃砂透明土、以及福建标准砂进行固结不排水试验 (CU); 并针对粒径为 0.5~1.0 mm 的玻璃砂透明土进行了固结排水试验 (CD) 作为对比分析, 其参数设计如表 2 所示。

表 2 本文室内试验工况

Table 2 Conditions of laboratory tests

试样 编号	试验材料	围压 $\sigma_3/kPa$	相对密 度 $D_r/%$	试验 类型
A	粒径为 0.5~1.0 mm	50~400	30, 70	CU
B	标准级配	50~400	30, 70	CU
C	福建标准砂	50~400	30, 70	CU
D	粒径为 0.5~1.0 mm	100~200	30, 70	CD

#### 1.4 试验方法

根据试验要求的试样干密度和试样体积,称取所需颗粒体玻璃砂的质量。试验试样按照《土工试验规程》<sup>[12]</sup>扰动土样的制备程序处理,在压力室底座上用对开模直接成样。试验试样分4层击实,每层玻璃砂的数量相等,每装一层用击锤轻压使其接触密实,再把接触面稍微刮擦一下,使其每两层自然装样接触,以免装样造成分层现象。

本文试验采用水头饱和法进行试样的饱和:将试样装入压力室内,然后施加20 kPa的围压,并同时提高试样底部量管的液面和降低连接试样顶部固结排水管的液面,使两管液面差在1 m左右。打开量管阀、孔隙压力阀和排水阀,让液体自下而上通过试样,直至同一时间间隔内量管流出的液体量与固结排水管内的液体量相等为止。

## 2 变形特性试验结果与分析

### 2.1 应力-应变关系

#### (1) 相对密度的影响分析

以粒径为0.5~1.0 mm的玻璃砂为例,绘制在100, 200 kPa围压下,两种相对密度(30%, 70%)的应力-应变曲线如图3所示。由图3可知,随着相对密度的增加,玻璃砂透明土的应力应变关系从应变硬化型向应变软化型过渡。松散状态下(相对密度为30%),土体基本表现为稳定型或弱应变硬化型,土体强度在轴向应变约为20%时出现峰值。密实状态下(相对密度为70%),土体表现出应变软化特性,但软化程度较弱,土体强度在轴向应变为15%条件下出现峰值。这些现象主要是由于0.5~1.0 mm玻璃砂是单一粒径,孔隙比较大。在松散条件下,主要引起了孔隙体积的压缩,土体微观结构没有根本改变,因而抗剪强度较低。在密实条件下,围压不仅引起了孔隙体积的压缩,而且还引起了土体微观结构的改变,土颗粒的排列更加紧凑和密实,土体骨架变得坚硬,使得土体抵抗外部变形的能力大大提高,抗剪强度也随之增强。当轴向作用力达到其最大承载力时,土体的微观结构发生破坏,骨架发生损伤,其承载力开始下降,宏观表现出弱应变软化特性。

#### (2) 围压等级的影响分析

以粒径为0.5~1.0 mm的玻璃砂为例,绘制在两种相对密度下(30%, 70%),不同围压(50, 100, 200, 400 kPa)下的应力-应变曲线如图4所示。由图4可知,初始模量与围压关系明显,围压越大,初始模量越大,相同主应力差时应变越小;主应力差随围压增大而增大。主要原因:材料在剪切之前,围压

愈大,压缩量愈大,相对密实度愈大,颗粒之间的咬合能力及抗剪切变形能力愈强,变形模量愈大。

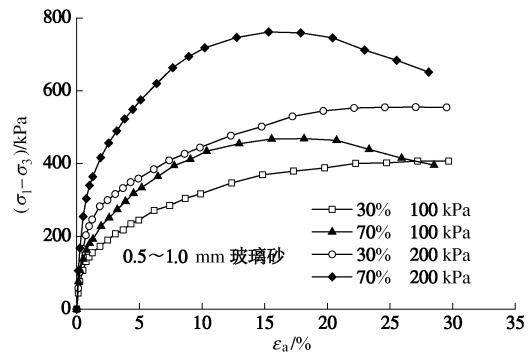
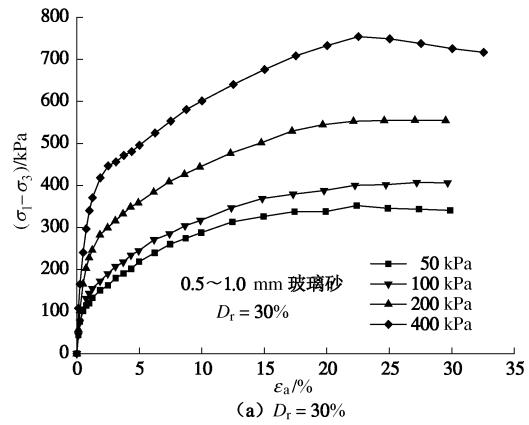


图3 不同相对密度下的应力-应变曲线

Fig. 3 Curves of stress-strain under different relative densities



(a)  $D_r = 30\%$

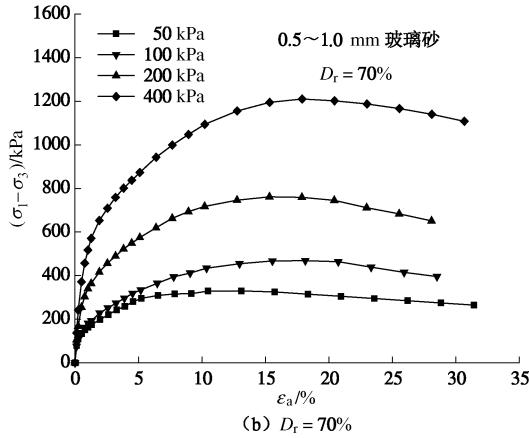


图4 不同围压下的应力-应变曲线

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

#### (3) 颗粒粒径的影响分析

以100, 200 kPa为例,绘制两种相对密度下(30%, 70%),不同粒径的玻璃砂应力-应变关系曲线如图5所示。由图5可知,标准级配的玻璃砂透明土在相对密度较小(30%)时,土体基本表现为稳定型,土体强度在轴向应变约为12%时出现峰值。当相对密度较大(70%)时,土体表现出较明显的应变软化特性,

土体强度在轴向应变为 7% 条件下出现峰值。与粒径为 0.5~1.0 mm 的玻璃砂相比, 标准级配的峰值出现更早, 主应力差值更大。这是因为标准级配比单一粒径的玻璃砂粒径分布更均匀, 孔隙比相对较小, 围压引起的孔隙体积的压缩量变小, 所以会提前出现峰值。土颗粒间的排列更加紧凑和密实, 使得土体抵抗外部变形的能力大大提高, 抗剪强度也随之增强。

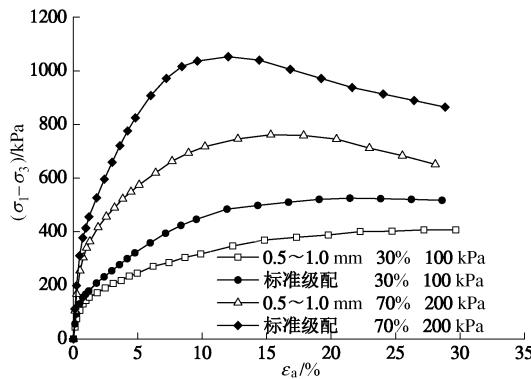


图 5 不同颗粒粒径的应力 - 应变曲线

Fig. 5 Curves of stress-strain under different grain sizes

#### (4) 与标准砂的对比分析

以相对密度为 30% 时 200 kPa 围压的情况为例, 0.5~1.0 mm 粒径的玻璃砂、标准级配玻璃砂、福建标准砂的应力 - 应变曲线如图 6 所示。由图 6 对比分析发现: 标准砂的应力 - 应变曲线在初始阶段, 应力随应变发展较快, 在小应变时即达到峰值。这是因为玻璃砂颗粒为棱角状, 而标准砂颗粒更为圆滑, 颗粒孔隙填充较好, 孔隙比较小, 孔隙体积的压缩量较小, 会很快出现峰值。对剪切性状的对比发现玻璃砂与标准砂试样的破坏形态基本一致, 多为鼓胀型。

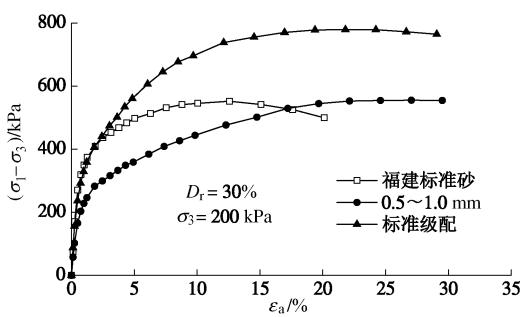


图 6 应力 - 应变曲线的对比

Fig. 6 Comparative of stress-strain curves

#### (5) 与 CD 试验的对比分析

以相对密度 30% 为例, 绘制在 100, 200 kPa 围压下, 0.5~1.0 mm 粒径试样的 CU, CD 试验的应力 - 应变曲线如图 7 所示, 孔压与应力 - 应变曲线如图 8 所示。由图 7, 8 可知, 在低围压下, 先产生正孔隙水应力, 使有效周围压力减小, 固结不排水剪试验测

得的强度要比固结排水剪试验的低, 所以早期在同一应变下, 固结排水剪强度比固结不排水剪的高; 后孔压下降, 出现负孔隙水应力, 使有效周围压力增加, 由固结不排水剪试验测得的强度要比固结排水剪试验的高, 所以后期在同一应变下, 固结排水剪强度比固结不排水剪的低, 且随着负压的不断增大, 它们之间的差值越来越大。在高围压下, 孔压也是先增加后逐渐降低, 只是在高围压下, 孔压总是为正, 所以剪切过程中固结排水剪强度始终比固结不排水剪的高; 随着正孔压不断降低, 它们之间的差值越来越小。CD 试验中, 以相对密度为 30% 的玻璃砂透明土为例: 在 100 kPa 围压下, 试验后体积增加 2.5 mL; 在 200 kPa 围压下, 试验后体积减少 1.5 mL。

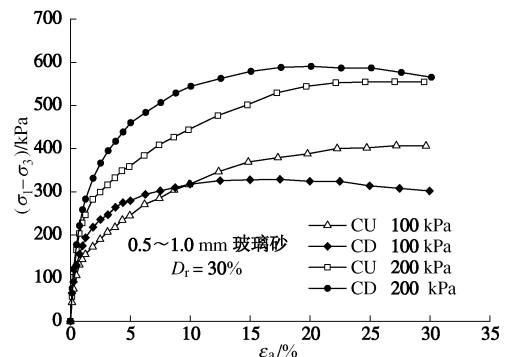


图 7 CU、CD 试验的应力 - 应变曲线对比

Fig. 7 Comparative curves of stress-strain of CU and CD tests

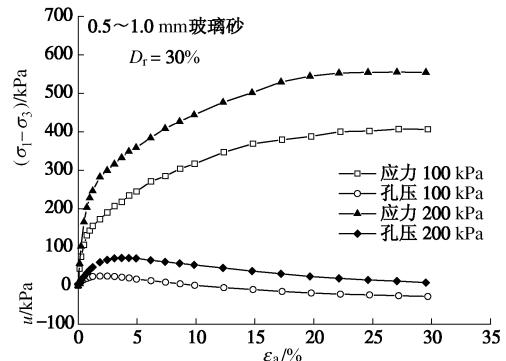


图 8 孔压与应力 - 应变关系曲线

Fig. 8 Curves of pore water pressure versus stress-strain

#### 2.2 有效应力比的变化规律

以 0.5~1.0 mm 粒径的玻璃砂为例, 有效应力比随应变的变化规律如图 9 所示。由图 9 可知, 试样的有效应力比均随围压的增大而减小。在松散状态下(相对密度为 30%), 有效应力比随应变的增长趋势是先快速增长直至达到稳定值; 在密实状态下(相对密度为 70%)有效应力比随应变的增长趋势是先快速增长至稳定值, 然后缓慢下降。这与试样在不同相对密度下的应力 - 应变关系曲线的变化趋势是一致的。

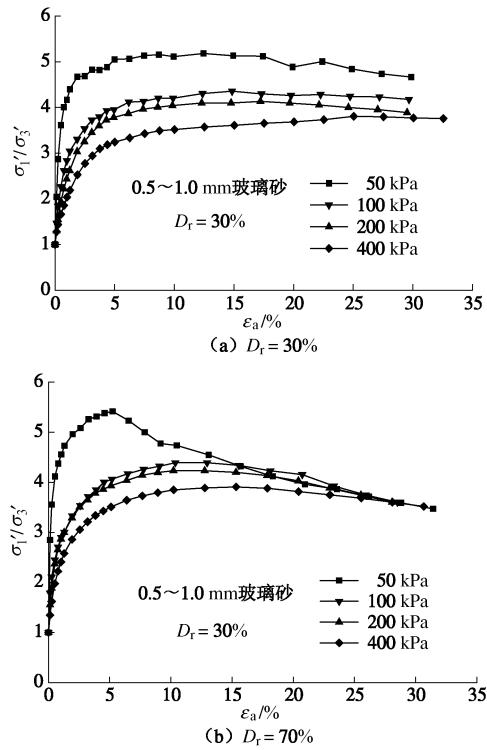


图 9 有效应力比变化曲线

Fig. 9 Curves of effective stress ratio

### 2.3 孔隙水压力的变化规律

孔隙水压力的发展规律是三轴固结不排水剪试验的研究重点之一。 $D_r=30\%$ 条件下 $0.5\sim1.0\text{ mm}$ 粒径的玻璃砂试样的孔压-应变曲线如图 10 所示。由图 10 可知, 在施加偏压的初期, 孔隙水压力以较快的速度上升直到最高点, 然后缓慢下降直到试验结束(其他工况情况下的试样有相似的规律)。以上现象说明玻璃砂有一定的剪胀性。

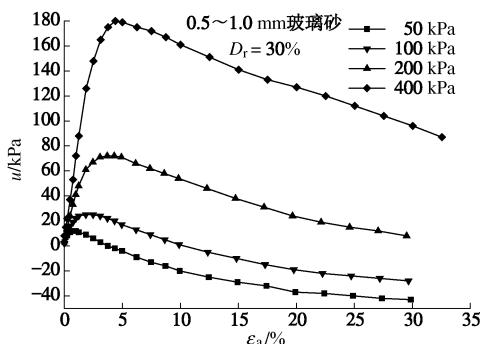


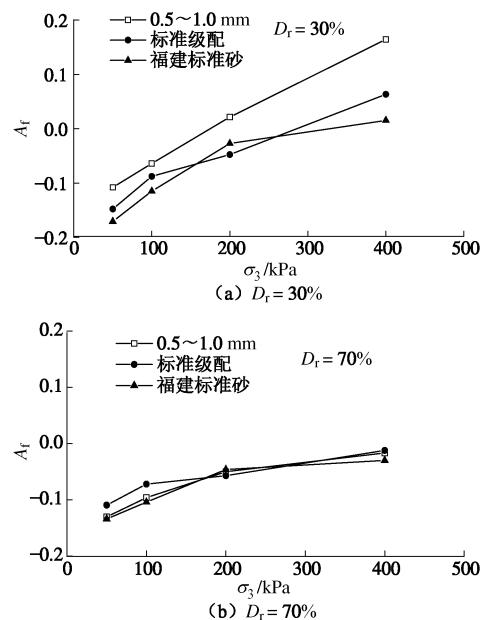
图 10 孔压-应变曲线

Fig. 10 Relationship between pore water pressure and axial strain

在 CU 试验中, 由于孔压增量随偏应力增量而变化, 因此孔压系数  $A$  不是常数, 本文使用剪破时的孔压系数  $A_f$  来研究玻璃砂的孔压特性。

不同材料级配的孔压系数  $A_f$  随围压的变化规律如图 11 所示。由图 11 可知, 随着相对密度的增加, 孔压系数  $A_f$  的值反而降低。这是因为提高土体的相对密度可以加强土的骨架结构, 此时在外力作用下, 土

体骨架可以承担较多的应力, 造成  $A_f$  值降低。当材料处于松散状态时, 单一粒径的玻璃砂的  $A_f$  值最大, 标准级配的玻璃砂次之, 福建标准砂最小。这是因为, 与福建标准砂相比, 玻璃砂为不规则的棱角状, 颗粒间孔隙比较大, 所以  $A_f$  值提高; 而单一粒径的玻璃砂孔隙比最大, 所以  $A_f$  值最大。但当材料处于密实状态时, 3 种试样的  $A_f$  值相差不大且发展趋势相似。这意味着相对密度是影响  $A_f$  值的主要因素, 当土体密实时土体骨架所能承担的应力相差不大, 所以  $A_f$  值较为接近。

图 11 孔压系数  $A_f$  与围压的关系曲线Fig. 11 Relationship between  $A_f$  and confining pressure

### 2.4 主应力差的变化规律

图 12 (a) 以 $0.5\sim1.0\text{ mm}$ 粒径的玻璃砂为例, 给出了不同相对密度下最大主应力差与围压的关系, 可以得知: 对同一种材料而言, 相对密度小的, 最大主应力差增加随着围压的增大呈逐渐变缓的趋势。图 12 (b) 以松散状态(相对密度为 30%)为例, 比较不同材料级配的最大主应力差与围压的关系, 从中看出: 不同材料级配的试样, 三轴固结不排水剪切试验中的最大主应力差与围压的关系基本呈线性增大的; 在同一围压条件下, 标准级配的玻璃砂的最大主应力差最高, 而单一粒径的玻璃砂与福建标准砂的最大主应力差较为接近, 福建砂略高一点。

### 2.5 变形模量的变化规律

三轴固结不排水试验的变形模量取最大主应力差一半时的主应力差与其所对应的应变的比值。不同材料级配的试样变形模量与围压的关系如图 13 所示。由图 13 中可知, 试样的变形模量都随着围压的增加而增大。在同一围压条件下, 相对密度大的变形模量大; 在同一相对密度和同一围压的条件下, 福建标准砂的

变形模量要比玻璃砂的大。另外, 同一种材料的变形模量大致相同, 标准级配略高于单一粒径。

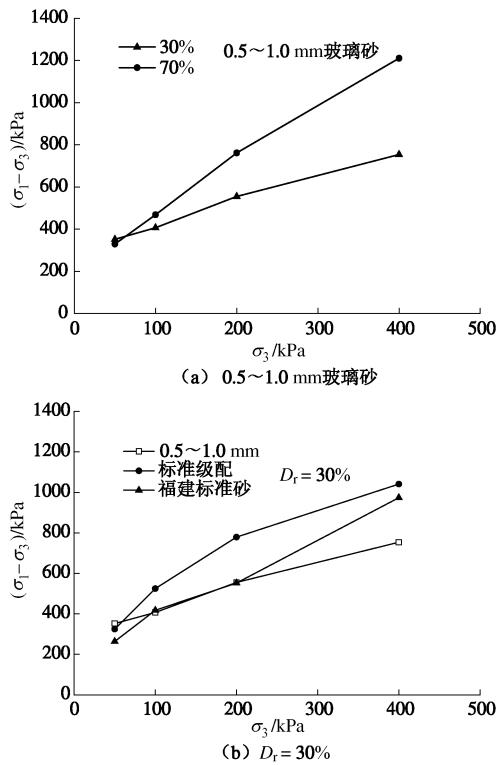


图 12 最大主应力差与围压的关系曲线

Fig. 12 Relationship between maximum principal stress difference and confining pressure

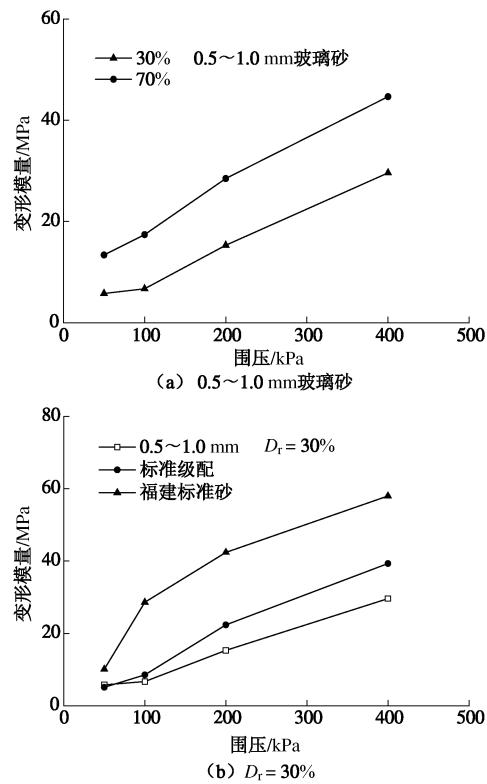


图 13 变形模量与围压的关系曲线

Fig. 13 Relationship between deformation modulus and confining pressure

## 2.6 应力路径曲线的变化规律

以 0.5~1.0 mm 粒径的玻璃砂为例, 不同相对密度下的有效应力路径如图 14 所示。由图 14 可知, 在松散状态下(相对密度为 30%)玻璃砂的有效应力路径均向右上方发展, 试样在初期, 有着较高的孔隙水压力, 导致平均有效应力减少, 且围压越大, 孔隙水压力也就越大, 应力路径也就越弯曲。在密实状态下(相对密度为 70%)玻璃砂的有效应力路径向右上方发展, 并且在发展至峰值后会回弹下降。对比发现: 不同相对密实条件下, 玻璃砂的破坏线是基本重合的。

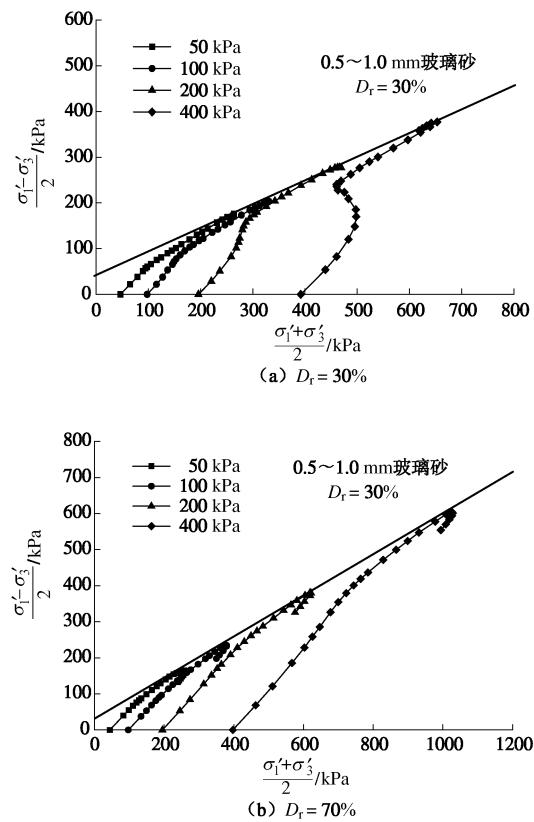


图 14 有效应力路径

Fig. 14 Effective stress paths

## 3 结 论

本文针对玻璃砂透明土材料的变形特性, 进行不同级配材料的三轴固结不排水剪切试验、三轴固结排水试验, 并与同等条件下的福建标准砂试验结果进行对比分析, 可以得到如下结论:

(1) 相对密度是玻璃砂变形特性的主要影响因素。随着相对密度的增加, 玻璃砂的应力-应变关系从应变硬化型向应变软化型过渡, 破坏时的孔压系数  $A_f$  降低, 变形模量变大, 最大主应力差随围压增大而增加的速度变快。

(2) 与粒径为 0.5~1.0 mm 的玻璃砂相比, 标准级配的峰值出现更早, 主应力差值更大; 与标准砂相

比, 玻璃砂透明土的应力-应变曲线, 应力随应变发展较慢一些, 峰值来的也相对更慢一些, 并且福建标准砂的变形模量要比玻璃砂的大。

(3) 当材料处于松散状态时, 单一粒径的玻璃砂的  $A_f$  值最大, 标准级配的玻璃砂次之, 福建标准砂最小。这主要是由于级配与颗粒形状的不同所导致颗粒间孔隙大小的不同所造成的。但当材料处于密实状态时, 3 种试样的  $A_f$  值相差不大且发展趋势相似。

## 参考文献:

- [1] 邵龙潭, 王助贫, 刘永禄. 三轴土样局部变形的数字图像测量方法[J]. 岩土工程学报, 2002, **24**(2): 159 - 163. (SHAO Long-tan, WANG Zhu-pin, LIU Yong-lu. Digital image processing technique for measurement of the local deformation of soil specimen in triaxial test[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2002, **24**(2): 159 - 163. (in Chinese))
- [2] 李元海, 朱合华, 上野胜利, 等. 基于图像分析的实验模型变形场量测标点法[J]. 同济大学学报, 2003, **31**(10): 1141 - 1145. (LI Yuan-hai, ZHU He-hua, UENO Katsutoshi, et al. Application of image-based measuring deformation method using target markers in physical model test[J]. Journal of Tongji University, 2003, **31**(10): 1141 - 1145. (in Chinese))
- [3] 隋旺华, 高岳, LIU Jin-yuan. 透明土实验技术现状与展望[J]. 煤炭学报, 2011, **36**(4): 577 - 582. (SUI Wang-hua, GAO Yue, LIU Jin-yuan. Status and prospect of transparent soil experimental technique[J]. Journal of China Coal Society, 2011, **36**(4): 577 - 582. (in Chinese))
- [4] LIU J. Visualization of 3-D deformations using transparent “soil” models[D]. New York: Polytechnic University, 2003.
- [5] TOIYA M, HETTINGA J, LOSERT W. 3D imaging of particle motion during penetrometer testing[J]. Granular Matter, 2007, **9**(5): 323 - 329.
- [6] ISKANDER M, LIU J. Spatial deformation measurement using transparent soil[J]. Geotechnical Testing Journal, 2010, **33**(4): 16 - 23.
- [7] NI Q, HIRD C C, GUYMER I. Physical modelling of pile penetration in clay using transparent soil and particle image velocimetry[J]. Géotechnique, 2010, **60**(2): 121 - 132.
- [8] SADEK S, ISKANDER M, LIU J. Geotechnical properties of transparent silica[J]. Canadian Geotechnical Journal, 2002, **39**(1): 111 - 124.
- [9] LIU J, ISKANDER M, SADEK S. Consolidation and permeability of transparent amorphous silica[J]. Geotechnical Testing Journal, 2003, **26**(4): 390 - 401.
- [10] 吴明喜. 人工合成透明砂土及其三轴试验研究[D]. 大连: 大连理工大学, 2006. (WU Ming-xi. Study on transparent synthetic sand and its triaxial test[D]. Dalian: Dalian University of Technology, 2006. (in Chinese))
- [11] 赵红华, 葛玉宁, 李鹏飞. 粒子测速技术和透明土在土与结构动力相互作用研究中的应用[J]. 西北地震学报, 2011, **33**(增刊): 148 - 154. (ZHAO Hong-hua, GE Louis, LI Peng-fei. Application of PIV and transparent soil in the study of the dynamic soil-structure interaction[J]. Northwestern Seismological Journal, 2011, **33**(S0): 148 - 154. (in Chinese))
- [12] SL237—1999 土工试验规程[S]. 1999. (SL237—1999 Specification of soil test[S]. 1999. (in Chinese))