

三轴循环加卸载条件下砂性土变形特性研究

孙益振, 邵龙潭

(大连理工大学 工程力学系 工业装备结构分析国家重点实验室, 辽宁 大连 116024)

摘要: 利用基于局部变形数字图像测量的三轴试验系统和可提供循环加卸载的试验机, 设计了砂性材料的三轴循环加卸载试验, 研究了砂性散体材料在不同状态下的轴向、径向和体积变形特性以及泊松比的变化。加载体胀和卸载体缩是砂性材料颗粒结构性的具体表现, 在多次加卸载循环后, 颗粒的滑移、滚动和破碎等结构性变形最终完全消除, 结构变形达到稳定状态。泊松比的变化与试样的体积变形密切相关, 从体积变化趋势中可以分析出泊松比的变化范围。

关键词: 三轴试验; 循环荷载; 卸载体积收缩; 变形; 泊松比; 砂性土

中图分类号: TU 411.99

文献标识码: A

文章编号: 1000-4548(2005)11-1353-05

作者简介: 孙益振(1976-), 男, 博士研究生, 主要从事土体本构模型试验研究。

Experimental study on deformation behaviors of sandy soil under triaxial cyclic loading

SUN Yi-zhen . SHAO Long-tan

(State Key Laboratory of Structural Analysis for Industrial Equipment, Department of Engineering Mechanics, Dalian University of Technology, Dalian 116024, China)

Abstract: By means of digital image measuring technique of local deformation and the cyclic loading test machine, the triaxial cyclic loading test of sandy soil was devised, and the variation of axial, radial and volumetric deformations and Poisson's ratio of sandy soils in different states were investigated. Expansion in loading and contraction in unloading were the behaviors of sandy soils. After many cycles of loading and unloading, the structural deformation of particles, such as slipping, rotating and crushing, would fade away in the end, and the structural deformation would arrive at a stabilization point. The variation of Poisson's ratio was related closely with the change of volume of specimen. The range of variation for Poisson's ratio could be analyzed from the change of volume.

Key words: triaxial test; cyclic loading; volume contraction in unloading; deformation; Poisson's ratio; sandy soil

0 前言

土的力学性能取决于颗粒间的相互作用方式、颗粒性质及其聚集形态。在传统的岩土力学研究中, 多数是对土样进行各种力学特性试验以确定其强度变形关系和力学参数, 从连续介质力学出发来研究土这种散粒体材料^[1], 并没有涉及到土样中颗粒的大小、形状、排列方式和颗粒之间接触力的相互关系。

颗粒之间的接触应力要超过以连续介质计算的平均应力好多倍, 与粒径的大小有关, 即使平均应力不大, 而接触点的实际应力已大到弹塑性变形的程度, 同时颗粒之间的接触面随着接触应力的增大而增大, 所有这些都使得作用在散粒体上的力和变形关系成为非线性^[2], 因此有必要突破传统的宏观力学分析方法, 结合微观颗粒体特性分析和建立相应的力学模型及观测手段对土的力学性质进行全面的分析。

由于散粒体材料的组成颗粒尺寸的限制, 单独从颗粒体的试验进行研究尚存在困难, 因此可以从散粒体集合体的宏观体积变形分析组成颗粒的变形特性。在对散粒体试样加载过程中, 随颗粒的相对滑动、转动而引起的颗粒滑移、翻滚, 积累到一定程度, 土体宏观上出现体积膨胀, 这时候一部分颗粒处于稳定的状态, 另一部分颗粒则处于不稳定的状态, 卸载时颗粒有恢复到原来位置的趋势, 从而引起卸载体积收缩, 随循环次数的增加, 土体颗粒经过多次翻滚、转动, 颗粒间逐渐磨合而趋于稳定状态, 这也是土体减退记忆原理的体现^[3]。实际土体经历卸载再加载的现象是普遍存在于基础工程、水利工程和道路等工程之中的, 基坑开挖后上部修筑建筑物、土坝堆筑过程中的机械

基金项目: 教育部高等学校骨干教师资助计划项目 (2000-65); 留学回国人员科研启动基金资助项目 (2001-345)

收稿日期: 2005-01-18

碾压、蓄水后库内水位变化对坝体影响、路基在车辆荷载作用下的沉降变形等类似问题均可以看作是循环加卸载的变化过程,因此,研究三轴循环加卸载条件下砂性土的变形特性有一定的工程意义。

笔者在三轴土样变形数字图像测量试验系统下进行了多种砂性材料的循环加卸载试验,利用该系统获得高精度加卸载过程中试样的实时变形、受力数据^[4],从而分析散粒体材料的受力变形特征,同时也分析了许多学者关注的“卸载体积收缩”问题^[5]。

1 试验材料与试验方案

1.1 试验材料

试验选用的散粒体材料不仅有粒径较大的筛析ISO标准砂(0.5~1.0 mm),也有粒径较小的毛营粉土,有颗粒形状不规则的福建标准砂,也有颗粒形状规则的石英球颗粒(1.0~1.25 mm)。

三轴试样均采用小试样:直径39.1 mm、高80 mm,试样密度、相对紧密度及试验条件列于表1,不同的密度对应着不同的成样状态。

表1 试验材料的基本参数

Table 1 Parameters of test materials

试样材料	密度 ($\text{g} \cdot \text{cm}^{-3}$)	相对紧密度	试验围压 /kPa	试样 状态
筛析 ISO 砂 0.5~1.0 mm	1.46	0.27	200	干燥
	1.56	0.62	200	
	1.62	0.80	200	
毛营粉土	1.41	0.37	200	干燥
	1.50	0.62	210	
	1.60	0.87	200	
福建标准砂	1.564	0.33	200	饱和
	1.611	0.50	200	
	1.661	0.67	200	
	1.724	0.82	200	
石英球颗粒	1.56		210	干燥

1.2 试验方案

除石英球颗粒只进行了一种密度的试验,其它几种材料都进行了3或4种密度的试验,为了便于平行对比,本次试验的围压都选在了200 kPa左右,文献[4]中也指出在一定围压范围内围压对卸载体积收缩影响不是很明显,本文对围压变化在三轴循环加卸载砂性土变形特性中的影响未作分析。考虑到不同加载速率对试样变形的影响^[3],试验时的加载速率都选择为0.1 mm/min,保证了试样的变形和排水能够达到稳定状态。加卸载试验的卸载点对于每组试验都选择了三个,分别为: $1/3P_{\max}$ 、 $2/3 P_{\max}$ 、 $95\%P_{\max}$ ($P_{\max}$ 为峰值荷载),其中 $1/3P_{\max}$ 范围基本为试样的弹性变形范围,试样变形基本不出现体积膨胀, $1/3 \sim 2/3P_{\max}$ 之间试样的变形可能由体积收缩变为体积膨胀,荷载达到 $95\% P_{\max}$ 时,试样处于较高的应力水平状态,有充分的体

积膨胀产生。加卸载过程中的最小荷载值选择为20 N,使试样有较为彻底的卸载,又能满足加载装置与试样保持充分接触。对于每组试样,首先进行相同围压的常规三轴压缩试验,确定出 $P_{\max}$,然后对于每个试样先在较小荷载范围内进行三轴循环加卸载试验,至试样变形稳定后再继续下一级荷载范围内的三轴循环加卸载试验。作为对比,还进行了不经过小荷载范围内的加卸载循环而直接加载到第二级和第三级荷载循环加卸载试验。除福建标准砂是在饱和条件下进行的固结排水试验,其余材料都是在干燥固结排气条件下进行的试验。

2 三轴循环加卸载条件下试样的应力应变特性分析

为了便于绘图比较,定义变形轴向压缩、径向增大和体积膨胀为正。图1和图2给出的分别是中等密度(相对紧密度为0.62)的筛析ISO砂(以下简称ISO砂)试样在 $20\text{N} \sim 1/3P_{\max}$ 范围内进行三轴循环加卸载试验的轴向应变、径向应变和体积应变-时间和偏差应力-轴向应变的关系曲线,文中的试验曲线均是ISO砂的结果,其它几种材料的试验曲线因材料性质的不同在数值上略有差异,其变形规律类似,限于篇幅,不一一列出。从图中可知在 $20\text{N} \sim 1/3P_{\max}$ 范围内进行加卸载循环时,偏差应力-轴向应变近似于弹性关系,但卸载能恢复的轴向和径向变形不到各自总变形的 $1/2$,由此可见在三轴加载初始阶段表现为弹性变形的试样,在卸载时就已经有不可恢复的塑性变形,这说明由于散粒体材料的颗粒特性,组成的试样也必然有结构性。虽然卸载时有不可恢复的变形,但试样的整体变形还是表现为卸载体积膨胀,散体颗粒的结构性没有完全体现出来,而且在后续的循环加卸载过程中,试样的变形规律基本相同,表现为弹性状态,说明在小荷载的作用下,少量几次加卸载循环后试样颗粒排列组合就达到了一个相对平衡状态。

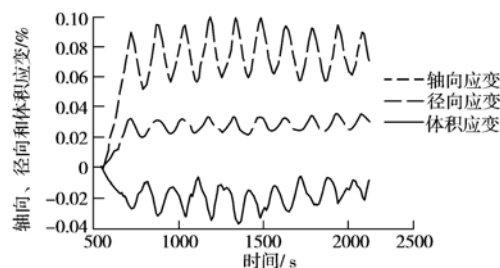


图1 ISO砂轴向、径向和体积应变-时间关系曲线(20 N~ $1/3P_{\max}$)

Fig. 1 The axial, radial and volumetric strain-time curves of ISO sand

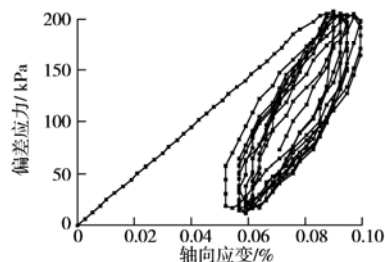
图 2 ISO 砂偏差应力 - 轴向应变关系曲线 ($20 \text{ N} \sim 1/3 P_{\max}$)

Fig. 2 The deviatoric stress-axial strain curves of ISO sand

在第一级荷载范围内循环加卸载变形基本稳定之后, 荷载卸回零点, 然后进行 $20 \text{ N} \sim 2/3 P_{\max}$ 范围内的循环加卸载, 图3和图4给出的是 $20 \text{ N} \sim 2/3 P_{\max}$ 荷载范围内三轴加卸载循环试验的轴向、径向和体积应变 - 时间和偏差应力 - 轴向应变的关系曲线。在三轴试验中, $1/3 \sim 2/3 P_{\max}$ 荷载范围内, 应力应变关系曲线由初始的近似线弹性状态逐渐变为非线性状态, 试样体积变形由缩小变为膨胀。虽然在上一级荷载范围内试样的变形达到了一个稳定状态, 但在增大了荷载范围之后的循环加卸载试验中, 原来的稳定状态又被打破, 初次加载试样变形还是表现出常规三轴试验中的体积变形规律。相对于上一级循环荷载范围内的加卸载试验, 在这段荷载范围内试样的初次加载应力 - 应变关系就表现出了强烈的非线性, 这显然是由于随轴向荷载增大而产生的试样颗粒间滑移、滚动和破碎等变形所致, 而且这部分结构性变形可恢复的部分较少, 滑移、破碎等变形基本是不可逆的, 由应变 - 时间关系曲线亦可以看出卸载可恢复的变形轴向约为总变形量的 $1/4$, 径向约为 $1/5$, 体积变形能恢复的则更少, 而且随加卸载过程的进行, 最大轴向变形和径向变形都将继续增大, 每一循环加卸载点之间的变形却有减少的趋势, 这说明了颗粒间的变形趋于稳定, 最终发生的基本都是弹性变形和可恢复的结构性变形。

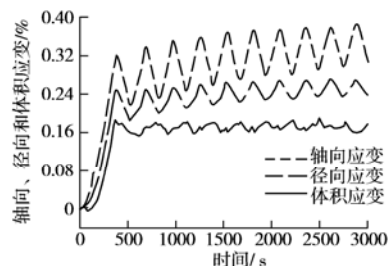
图 3 ISO 砂轴向、径向和体积应变 - 时间关系曲线 ($20 \text{ N} \sim 2/3 P_{\max}$)

Fig. 3 The axial, radial and volumetric strain-time curves of ISO sand

上一级循环荷载范围内稳定变形后的轴向应变变化为 0.04% , 在 $20 \text{ N} \sim 2/3 P_{\max}$ 范围内试验时, 对应初

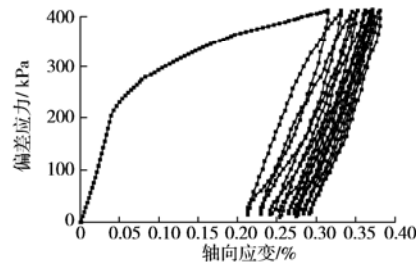
图 4 ISO 砂偏差应力 - 轴向应变关系曲线 ($20 \text{ N} \sim 2/3 P_{\max}$)

Fig. 4 The deviatoric stress-axial strain curves of ISO sand

次加载轴向应变 $0 \sim 0.04\%$ 范围的体积变形仍表现为体积收缩, 可以认为是上一级循环荷载的一段加载曲线, 体积收缩量基本与上一级循环荷载范围内的体积变形量一致。当轴向应变超过了前期的“稳定变形”值以后, 体积变形马上转变为显著的加载体积膨胀, 体积膨胀量为前期体积收缩量的 10 倍多, 随后的卸载出现了卸载体积收缩, 虽然卸载体积收缩量约为体积膨胀量的 $1/5$, 卸载体积收缩现象还是相当明显的。但在接下来的循环加卸载试验中体积变化明显减弱, 而且这种加载体积膨胀和卸载体积收缩现象愈发不明显, 随加卸载循环次数的增加, 由试样颗粒结构性引起的试样整体体积改变逐渐消失, 最终试样变形还是将趋于稳定状态: 加载体积收缩, 卸载体积膨胀。

虽然在 $20 \text{ N} \sim 2/3 P_{\max}$ 范围加载过程中出现了强烈的加载体积膨胀现象, 同时加载过程中也应该存在由弹性变形引起的体积缩小的变化成分, 只是这部分体积收缩量相对于颗粒间的滑移、滚动和破碎等结构性变形引起的体积膨胀量来说很小, 加载体积膨胀占绝对优势, 因此, 加载过程中体现出相对明显的体积膨胀现象。这种加载体积膨胀是一种不稳定的结构性变形, 使试样的结构处于了一个不平衡状态, 荷载如果继续增加, 这种不平衡状态加剧, 当达到了结构极限承载能力之后, 试样破坏; 如果在这之前荷载状态变为卸载, 颗粒的变形趋势是使结构达到稳定的平衡状态, 使试样趋于势能最小状态, 当卸载时, 颗粒将从高势能位置向低势能位置运动, 作为加载体积膨胀的反状态, 试样的体积变化将表现为卸载体积收缩, 同理, 初次卸载的体积收缩量相对于卸载弹性变形的体积膨胀占优势, 但随后进行的加卸载循环将改变各因素引起的体积变化量所占的比重, 直至达到平衡状态。

图3、4给出的是经历了 $20 \text{ N} \sim 1/3 P_{\max}$ 荷载范围内三轴加卸载循环试验后进行的 $20 \text{ N} \sim 2/3 P_{\max}$ 试验结果, 图5为试样由初始状态未进行 $20 \text{ N} \sim 1/3 P_{\max}$ 第一级荷载范围内的循环加卸载而直接进行 $20 \text{ N} \sim 2/3 P_{\max}$ 范围内的循环加卸载轴向、径向和体积应变 - 时间关系曲线, 从中可以清晰的看出初始加载段对应的体积变化由缩小变为膨胀, 与经过小荷载范围循环后再在 20

$N \sim 2/3 P_{\max}$ 范围内的循环加卸载结果相比, 体积应变变化由于加载历史不同而略有差异, 变形达到稳定状态需要的循环次数是不同的, 但其体积变化规律基本是一致的, 轴向应变与径向应变的变化规律也是如此。

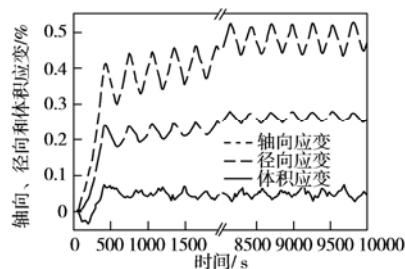


图5 ISO砂轴向、径向和体积应变-时间关系曲线(未经历第一级加卸载循环, $20 N \sim 2/3 P_{\max}$)

Fig. 5 The axial, radial and volumetric strain-time curves of ISO sand

继续第三级荷载范围内的加卸载循环时, 试样变化趋势基本同第二级, 如图6和图7所示, 但由于最大荷载接近峰值荷载, 颗粒之间的相对滑动、滚动位移变大, 并且颗粒破碎程度增大, 试样的塑性变形迅速增加, 试样变形趋于稳定的时间变长。试样在经历了数次加载体积膨胀和卸载体积收缩的非弹性体积变化之后, 颗粒之间的滑移、滚动变形逐渐消退, 试样变形趋于稳定状态, 试样的体积变形将在一稳定的范围内重复着加载体积收缩卸载体积膨胀的弹性体积变形, 这一稳定体积范围要比初次加载膨胀的体积要小的多, 要达到这种体积变化的过程, 必须要经历加载体积收缩或卸载体积收缩, 而加载体积收缩一般只发生在小密度的状态下或者弹性变形范围内, 但在弹性变形范围内的体积变化很小, 因此只有出现卸载体积收缩, 试样的体积才能达到稳定状态。

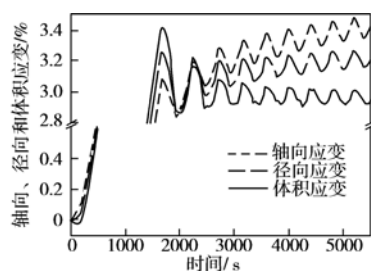


图6 ISO砂轴向、径向和体积应变-时间关系曲线($20 N \sim 95\% P_{\max}$)

Fig. 6 The axial, radial and volume strain-time curve of ISO sand

由初始状态直接进行 $20 N \sim 95\% P_{\max}$ 荷载范围内循环加卸载与先经历过前两级荷载范围循环的试验结果规律类似, 图8所示为直接加载到 $95\% P_{\max}$ 的第195~200次循环过程中的轴向、径向和体积应变~时间关系曲线, 直接加载到 $95\% P_{\max}$ 的循环加卸载试验经

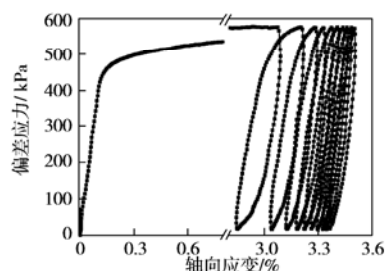


图7 ISO砂偏差应力-轴向应变关系曲线($20 N \sim 95\% P_{\max}$)

Fig. 7 The deviatoric stress-axial strain curves of ISO sand

历了近200次的循环后虽然试样的体积变形整体呈现出加载体积收缩和卸载体积膨胀的趋势, 但是并没有达到完全稳定的状态, 试样体积应变局部还是存在波动, 试样内部的颗粒变形仍未达到稳定的位置。

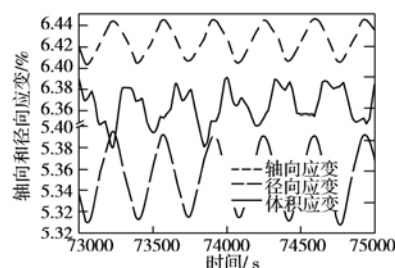


图8 ISO砂轴向、径向和体积应变-时间关系曲线(未经历前

两级加卸载循环, $20 N \sim 95\% P_{\max}$)

Fig. 8 The axial, radial and volume strain-time curves of ISO sand

不同荷载范围的循环加卸载试验试验的体积变形规律不同, 图9所示为简化的三个颗粒组成的土体骨架结构在不同荷载条件下变形示意图, 在小荷载作用下, 骨架结构的变形很小, 颗粒会在初始位置附近向空隙处做微小调整, 细颗粒也将向空隙处填充, 骨架结构总体的体积变化趋势是缩小, 卸载时骨架颗粒间的弹性变形和颗粒结构部分恢复到初始状态变形会使骨架结构的变形表现为卸载体积膨胀, 如果颗粒破碎程度很大或者颗粒较小, 卸载时细颗粒变形到孔隙中, 或者骨架结构的坍塌, 将导致小荷载范围内的卸载体积收缩变形。随加载进行, 颗粒之间的相对位移逐渐增大, 开始相互嵌入, 当骨架颗粒结构达到图9(b)的状态时, 再加载将会引起侧向变形增大, 泊松比也随之变大, 体积变形表现为加载体积膨胀, 在这种条件下卸载, 颗粒重新寻找稳定位置, 但已不能恢复原来的状态, 而且加载中出现的颗粒尖角受力处的破碎在卸载时将会脱离原颗粒进入空隙中, 这都将引起卸载体积收缩现象的发生。荷载较大时, 颗粒之间的相对变形也大, 颗粒破碎不会一次完成, 加卸载过程中达到稳定状态就比较困难, 历时较长。

对于不同密度的各种砂性材料的循环加卸载试验来说, 三轴条件下循环加卸载试验的变形特性与常规

三轴试验的变形特性有很大程度上的相关性, 试样颗粒组成、密度对三轴试验结果的影响同样也存在于三轴条件下的循环加卸载试验中, 因为循环加卸载变化的是一种加载方式, 只对相应的应力水平内的试样结构变化产生影响, 不会影响到更高应力水平的平衡结构状态。

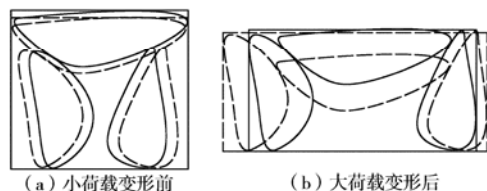


图 9 结构变形

Fig. 9 Deformation

3 加卸载过程中泊松比的变化

多数文献将反应土体试样侧向变形的泊松比 μ 定义为 $\mu = -d\epsilon_3/d\epsilon_1$, 对应着径向应变 - 轴向应变关系曲线上的各点的一阶导数值, 由于试验的应变值较小, 没有经过光滑曲线拟合, 而且由于系统精度限制, 数据点系列的微小波动都将导致一阶导数的较大误差。如果仍沿用切线泊松比的定义, 在本研究中将每一加卸载分段过程中的平均泊松比简化为 $\mu = \Delta\epsilon_3/\Delta\epsilon_1$ 。在第一级循环荷载范围内, 应力应变关系近似为线弹性, 试样的泊松比在 0.3 左右, 在有限元计算中泊松比的取值范围之内; 但在第二级和第三级循环荷载范围内初次加载时试样的泊松比都超过了 0.5, 经过多次循环加卸载变形稳定后, 泊松比逐渐变小, 泊松比又可以恢复到 0.5 以下, 但恢复程度又受加载范围和循环次数的影响, 如图 10 所示。常规三轴试验中切线泊松比的变化也大致如此, 从初始近似线弹性阶段的小于 0.5 增大到非线性阶段的大于 0.5, 变化范围很大。

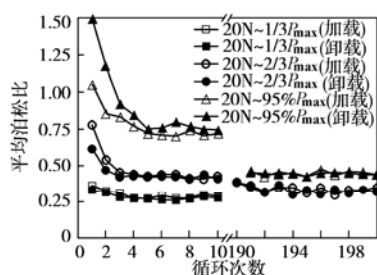


图 10 ISO 砂不同加载条件下泊松比的变化曲线

Fig. 10 The Poisson's ratio curves of ISO sand under different conditions

泊松比取值变化也反映在试验体积变化上, 体积应变公式为 $\epsilon_v = (2\mu - 1)\epsilon_a$, 当泊松比 $\mu < 0.5$ 时, 试样体积收缩, 反之, 试样体积膨胀, 这点可以从试验中体积应变的变化及相对应的泊松比变化中看出, 体

积变化由加载膨胀缩小时, 泊松比也由大于 0.5 变化为小于 0.5。多数有限元计算中不考虑泊松比小于 0 与大于 0.5 的情况, 也就是说不考虑双向体积收缩 (轴向和径向变形同为缩小) 和体积膨胀的情况, 对于前一种情况, 在真三轴试验中, 即使中主应力增量 $\Delta\sigma_2$ 等于 0, 中主应力方向上仍然可以产生压缩变形, 反映在泊松比上, 也就是有小于 0 的情况存在^[6]; 对于体积膨胀的现象则比较普遍, 松砂在大围压条件下和密砂的三轴试验中多数会出现这种情况。而在有限元计算中不考虑泊松比小于 0 和大于 0.5 的情况, 这就与试验结果相矛盾, 如果实际情况是变形只发生小应变范围, 没有出现加载体积膨胀的情况, 计算时通常选用的泊松比基本符合试验结果, 如果荷载很大, 局部计算单元的应力水平很大时, 泊松比的取值仍在 0.5 以下, 计算结果是否合理也就值得商榷。因此泊松比的定义应该先明确, 计算中泊松比取为定值或人为的限定于一个范围是否合理, 尚需进一步的研究。

4 结 论

(1) 对于砂性材料来说, 由于其颗粒结构性, 不同的状态对应的颗粒排列组合方式不同, 体积变化因此比较复杂, 加载体积膨胀和卸载体积收缩的出现是结构性体变的具体表现。

(2) 加卸载循环过程中轴向、径向应变的变化趋势反应出了散粒体材料的主要变形特征, 即颗粒之间的滑移、破碎变形是受力过程中的主要变形形式, 尤其是在初次加载过程中, 随加卸载过程的进行, 这类变形逐渐减弱, 对相应荷载变化条件下土体变形特性分析时应考虑循环荷载的作用历史。

(3) 泊松比作为反映材料侧向变形特性的参数, 其变化同样与试样的体积变形密切相关, 从体积变化趋势中可以分析出泊松比的变化范围。定义出适合土体材料的泊松比对研究土体变形特性具有重要意义。

参考文献:

- [1] 赵彭年, 松散介质力学[M]. 北京:地震出版社, 1995:6-35.
- [2] 马建勋, 梅占馨. 散粒体的增量内时本构关系[J]. 土木工程学报, 1995,28(3):17-22.
- [3] 孔 亮, 段建立, 郑颖人. 慢速往复荷载下饱和砂土变形特性试验研究[J]. 工程勘察, 2001,(5):1-4.
- [4] 王助贫. 三轴试验土样变形的数字图像测量方法及其应用[D]. 大连:大连理工大学, 2001.
- [5] 李广信, 武世锋. 土的卸载体积收缩的试验研究及其机理探讨[J]. 岩土工程学报, 2002,24(1):47-50.
- [6] 徐志伟, 殷宗泽. 粉砂侧向变形特性的真三轴试验研究[J]. 岩石力学与工程学报, 2000,19(5):626-629.