

文章编号:1001-4888(2022)03-0378-11

多级半正弦动载下加筋砾性土动力特性试验研究^{*}

王家全, 祝梦柯, 王晴, 梁宁

(广西科技大学 土木建筑工程学院, 广西柳州 545006)

摘要:为探究加筋层数和固结比对饱和砾性土动力特性的影响,通过一系列分级加载下砾性土动三轴试验,分析了加筋层数和固结比对饱和砾性土轴向累积应变、回弹模量以及体积应变的影响,揭示了多级半正弦动载下加筋砾性土动力特性的变化规律。结果表明:不同加筋层数及固结状态下,随着动应力幅值的增加,轴向累积应变的增长幅度均随之增大。随着加筋层数及固结比的增加,饱和砾性土轴向累积应变、体积应变不断减小,而回弹模量逐渐增大。筋材的加入能够增大土体的整体刚度,从而有效约束土体轴向累积应变、体积应变的发展,但随着加筋层数的增加,单层筋材的加筋效果逐渐减弱。综合考虑轴向累积应变、回弹模量以及体积应变的加筋效果系数,就工程成本和土体性能改善两方面而言,1 层加筋效果最佳。

关键词:砾性土; 分级加载; 动力特性; 加筋土; 固结比

中图分类号: U213.1

文献标识码: A

DOI: 10.7520/1001-4888-21-093

0 引言

“砾性土”为砾粒含量从 0% 到 80% 的宽级配粗粒土,因其具有良好的透水性能和力学性能,且储量丰富、广泛分布在自然界当中,在路基、边坡以及水利大坝等工程建设中得到了广泛应用^[1]。而这些工程设施通常承受着由波浪、地震以及车辆等传递的动态循环荷载的作用,导致其会出现结构整体沉降、局部变形过大等不同程度的工程病害现象。近年来,随着加筋土技术的不断发展和完善,若采用土工格栅对路基、边坡或水利大坝进行加固处理,则能够提高土体结构的整体稳定性,有效减小结构变形,因此,对土工格栅加筋砾性土的动力特性开展一定的研究工作具有重要的实际意义。

目前国内外学者在关于砂土动力特性试验研究方面主要是考虑围压、动应力幅值、荷载频率以及相对密实度等因素的影响,相关研究发现粗粒土的动弹性模量随围压、频率以及压实度的增加而增大^[2-4],轴向累积应变随压实度的增加而减小^[5],临界动应力随围压的增加而增大^[6]。王艳丽等^[7]通过饱和砂土不排水动三轴试验,发现动弹性模量随动弹性应变幅的增大而减小,随围压的增加而增大。刘大鹏等^[8]和 Leng 等^[9]在探究含水率、围压等因素对粗粒土动力特性影响的基础上分别提出了不同的动弹性模量经验公式。王康宇等^[10]则考虑围压和频率两个影响因素建立了临界动应力的经验公式。在加筋土研究方面,罗正东等^[11]研究发现利用竹筋格栅对路基进行加固,可有效提高路基承载力,减小路基变形。李丽华等^[12]对比了二维土工格栅加筋和三维轮胎加筋对建筑垃圾动力特性的影响,发现对于粗粒土而言,三维轮胎的加固效果较好。王家全等^[13]研究发现筋材的加入会减小砾性土的轴向累积

^{*} 收稿日期: 2021-04-17; 修回日期: 2021-05-28

基金项目: 国家自然科学基金资助项目(41962017); 广西自然科学基金重点项目(2022GXNSFDA035081); 广西高等学校高水平创新团队及卓越学者计划项目(桂教人才[2020]6 号); 广西研究生教育创新计划项目(YCSW2021310); 广西大学生创新创业训练计划资助项目(202010594035)

通信作者: 王家全(1981—), 男, 博士, 教授, 主要从事加筋土结构、地基基础、土木工程灾害防治等方面的教学与研究工作。
Email: wjquan1999@163.com

应变,使试样的回弹模量增大。Hegde 等^[14]通过一系列循环板荷载试验,探究了二维土工格栅和三维土工格室对路基土力学特性的影响,发现加筋后路基土在动荷载作用下产生的沉降明显减小,道路的使用寿命增长。Liu 等^[15]基于二值图像方法和循环直剪试验研究了 3 种土体颗粒形状对土工格栅界面循环剪切特性的影响规律,发现随着颗粒规则性的增加,界面刚度随循环次数的变化规律由增加→降低转变,循环摩擦角则随循环次数不断减小。在固结比研究方面,孙静等^[16]针对砂土开展了共振柱试验,研究了固结比对其动剪切模量的影响,发现随固结比的增加,同一剪应变下砂土动剪切模量比逐渐增大。白颢等^[17]研究得出石灰改性膨胀土的动弹性模量随着固结比的增大而增大,而阻尼比随之减小。张茹等^[18]提出任何土料都存在一个界限固结比,当固结比小于界限固结比时,试样的动变形随固结比的增大而减小;而当固结比大于界限固结比时,固结比越大,动变形越大。

综上所述,目前国内外学者以围压、动应力幅值、荷载频率等为主要影响因素,研究了砂土的动力特性,并取得了十分丰富的研究成果,而针对循环荷载作用下加筋砾性土动力特性的研究还处于初步阶段,且大部分的研究均采用单一幅值加载模式,而在实际工程中列车轴重及其行驶速度是不断变化的,若仅研究单一幅值加载下砾性土的动力特性较为片面,且低动应力幅值作用下土体动力特性的试验结果对高动应力幅值下的结果影响较小^[19],因此为了简化试验过程、缩短试验周期,本文采用三级动应力加载方式,对饱和砾性土进行动三轴试验分析,探究加筋层数、固结比对其动力特性的影响,以期对加筋土结构的设计施工提供合理的参考依据。

1 试验介绍

1.1 试验设备及试验材料

采用 GDS 动态三轴试验仪对砾性土试样开展动力特性研究,该设备通过计算机控制分析系统与其他控制系统的共同工作实现对围压与反压的调节、固结方式的选择、轴向压力的控制、各动力参数的量测以及数据采集等,具有自动控制、精准量测、数据精度高、试验误差小等优点。设备详细参数见表 1。

表 1 试验设备参数

Tab. 1 Test equipment parameters

最大轴向压力/kN	最大围压/MPa	最大反压/MPa	频率范围/Hz	位移冲程/mm
10	2	2	0~5	±50

试验土样取自广西柳州某河堤,其基本物理参数:粒径范围为 0.5~10mm,干密度 ρ_d 为 1.56~1.81g/cm³,土粒比重 G_s 为 2.67,不均匀系数 C_u 为 5,曲率系数 C_c 为 1.25,其粒度分布曲线图如图 1 所示,属级配良好的砾砂。试验加筋材料为如图 2 所示的双向土工格栅,其节点尺寸为 4.0mm×3.0mm,网孔大小为 20mm×20mm,纵向和横向的抗拉强度分别为 18.6kN/m、15.4kN/m。

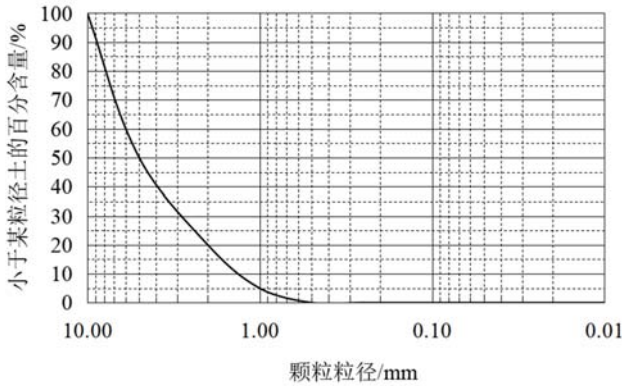


图 1 砾砂的颗粒级配曲线

Fig. 1 Grain gradation curve of gravel sand



图 2 双向土工格栅

Fig. 2 Bidirectional geogrid

1.2 试样制备及试验方案

试样采用如图 3 所示的 100mm(直径)×200mm(高度)圆柱体。加筋层数分别选用 0、1、2、3 层,采用等间距布筋方式,筋材铺设示意图如图 4 所示。将土样称重分成质量相等的 5 份,按 5 层击实制备试样,装样时将大、小粒径的土颗粒均匀地放入橡胶模内,使用击实器将其振密,击实后得到的试验制样干密度 $\rho_d=1.76\text{g}/\text{cm}^3$ 。装样完成后,依次开展试样饱和、B 检测、试样固结、动力加载以及卸载等试验流程。

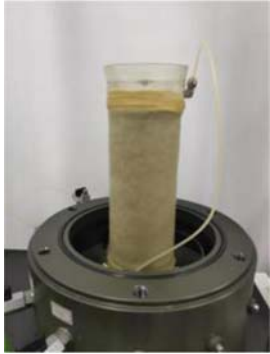


图 3 试验土样

Fig. 3 Test soil sample

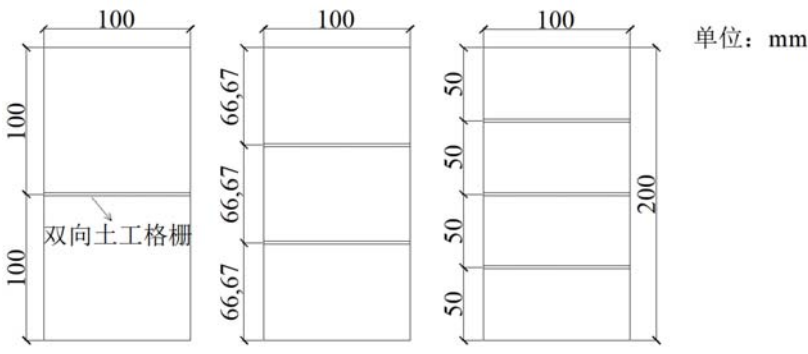


图 4 筋材铺设方式

Fig. 4 Reinforcement laying method

在试验中,将围压设定为 30kPa;参考近年来关于模拟交通荷载的研究,初始应力条件大多为等向固结,但由于路基受到路面自重、车重等上部荷载作用,实际属于非等向固结情况,因此本文研究固结比 K_c 为 1.0、1.5、2.0 时加筋砾性土动力特性的发展规律。根据黄博等^[20]对黏土动力特性的研究结果发现试样在排水条件的应变发展速度更快,且马少坤等^[19]认为粗粒土层更倾向于排水条件,故试验类型选为固结排水动三轴试验。参考王家全等^[13]关于饱和砾性土动力特性的研究,采用半正弦波循环加载波形,依据《铁路路基设计规范》(TB1001—2016)中的列车循环荷载数值,选取第一级循环荷载动应力幅值为 50kPa,铁路路基设计规范中列车动荷载计算公式为

$$\sigma_d = 0.26 \times P \times (1 + \alpha v) \tag{1}$$

式中: σ_d 为路基顶面动应力幅值; P 为列车静轴重; $(1 + \alpha v)$ 为冲击系数,列车速度 v 为 300~350km/h 时, $\alpha=0.003$; v 为 200~250km/h 时, $\alpha=0.004$ 。当列车静轴重为 20t 时,即 $P=200\text{kN}$,列车行驶速度 $v=300\text{km/h}$, $\alpha=0.003$,即冲击系数 $(1 + \alpha v)=1.9$,计算可得动应力幅值 $\sigma_d=98.8\text{kPa}$ 。为便于试验,同时考虑后期试验数据分析及处理的便捷,动应力幅值选用 $\sigma_d=100\text{kPa}$ 。基于此,本试验加载方式设计为第一级循环荷载动应力幅值 $\sigma_{d1}=50\text{kPa}$,等差为 50kPa 的三级动应力加载方式,如图 5 所示,每级循环荷载加载 3000 次,当轴向应变达到 5%或累积振次为 9000 次时终止试验,具体试验方案见表 2。

表 2 试验方案

Tab. 2 Test plan

组别	围压 /kPa	固结 比	加筋 层数/层	动应力 幅值/kPa	频率 /Hz
1	30	1.0	0	50/100/150	1.0
2		1.0	1		
3		1.0	2		
4		1.0	3		
5		1.5	3		
6		2.0	3		

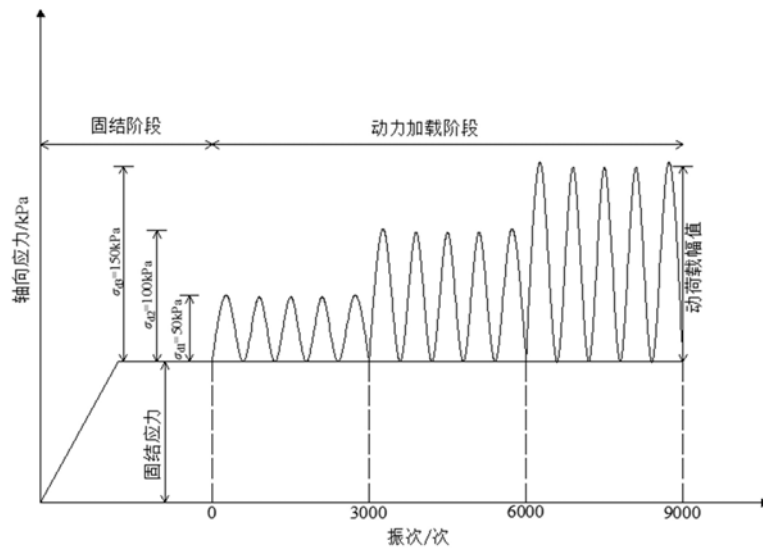


图5 半正弦波循环荷载加载波形

Fig. 5 Half-sine wave cyclic load waveform

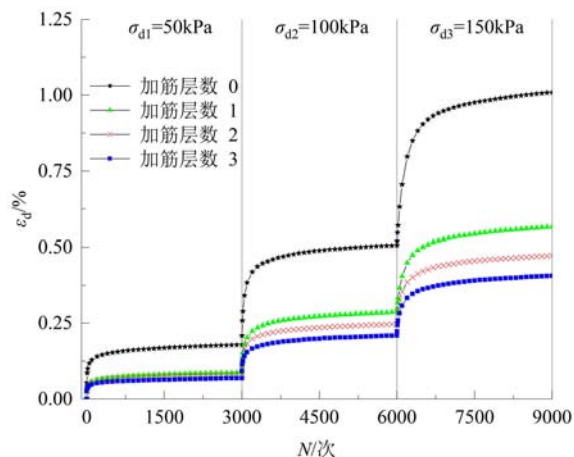
2 试验结果及分析

2.1 不同加筋层数下砾性土动力特性试验结果分析

2.1.1 轴向累积应变 ϵ_d

图6给出了不同加筋层数下砾性土轴向累积应变 ϵ_d 随振动次数 N 的变化曲线。由图6可知,在各级循环动载下,0~200循环周期内,轴向累积应变 ϵ_d 增长速度较快, $N=200$ 次后其增长速率逐渐减缓, ϵ_d 发展趋于稳定, ϵ_d 与振次 N 关系曲线总体呈稳定型增长。随着动应力幅值的增大, ϵ_d 均出现向上突增的趋势,即 ϵ_d 随动应力幅值的增大而增大。以图6中3层加筋试样为例,第一阶段($\sigma_{d1}=50\text{kPa}$)时,试样在3000次循环荷载作用结束后所产生的 ϵ_d 为0.069%;第二阶段($\sigma_{d2}=100\text{kPa}$)、第三阶段($\sigma_{d3}=150\text{kPa}$)相比于其前一阶段产生的增量分别为0.141%、0.197%,可以看出随着动应力幅值的增大,各阶段产生的 ϵ_d 也随之增加,无筋、1层加筋、2层加筋试样 ϵ_d 的变化规律亦是如此。

从图6可发现,与无筋试样相比,筋材的加入明显减小了土体的轴向变形。第一阶段($\sigma_{d1}=50\text{kPa}$)时,加筋砾性土 ϵ_d 的发展曲线基本重合,说明在一定水平的低动应力作用下,加筋层数的增加对土体的 ϵ_d 作用效果不明显。第三阶段($\sigma_{d3}=150\text{kPa}$)结束后,0、1、2、3层加筋试样产生的轴向累积应变分别为1.009%、0.566%、0.473%、0.406%,相比于无筋试样,加筋层数为1、2、3时对应的 ϵ_d 减小率分别为43.90%、53.12%、59.76%,即随着加筋层数的增加, ϵ_d 不断减小, ϵ_d 减小率不断增大,表明加筋层数的增加能够有效约束土体变形、提高土体的受荷能力。由各阶段无筋及2层加筋试样 ϵ_d 终值可知,在各级循环荷载作用下,2层加筋试样的 ϵ_d 相比于无筋试样均减小了

图6 不同加筋层数砾性土的 ϵ_d - N 关系曲线Fig. 6 ϵ_d - N relationship curve of gravel soil with different reinforced layers

50%左右,即不同动应力作用下加筋层数为2层时 ϵ_d 均减小了约无筋试样 ϵ_d 的一半。试样在3个阶段的变形趋势均可根据变化速率分为以下3个阶段:前200个循环为快速增长阶段、200~2000个循环之

间为过渡阶段、2000 次循环后为稳定阶段。以第一阶段荷载为例,在第一级荷载作用下的快速增长阶段,无筋、1 层加筋、2 层加筋以及 3 层加筋下 200 个循环荷载作用后产生的 ϵ_d 与第一个循环加载下 ϵ_d 的比值分别为 2.64、2.62、2.51、1.97,即与第一个循环加载周期相比,200 个循环周期后的轴向累积应变增长了 1 倍及以上,且 ϵ_d 的增量在无筋试样中最大,在 3 层加筋试样中最小;在第一级荷载作用下的过渡阶段, ϵ_d 的变化速率明显降低,与第一阶段相比,无筋、1 层加筋、2 层加筋、3 层加筋对应的 ϵ_d 增量为 0.033%、0.019%、0.017%、0.013%,相比于 200 个加载周期,不同加筋层数下 2000 次循环荷载作用后的 ϵ_d 增量均在 25% 左右,远远小于快速增长阶段的发展速率;在第一级荷载作用下的稳定阶段,不同加筋层数对应的 ϵ_d 的增量与 $N=2000$ 时对应的 ϵ_d 相比仅有 4% 左右, ϵ_d 的增长速率缓慢减小,然后基本趋于稳定,试样近似于弹性变形。

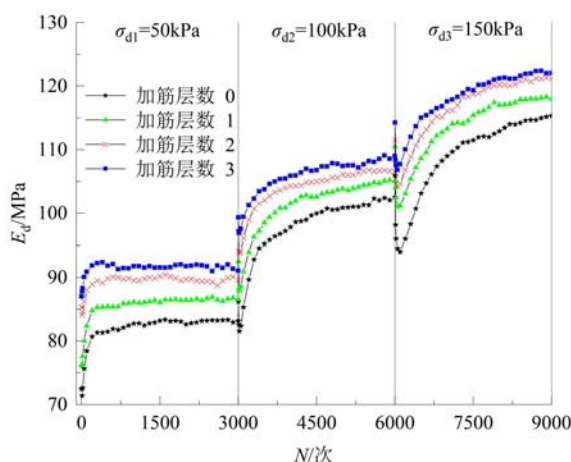


图 7 不同加筋层数砾性土的 E_d - N 关系曲线

Fig. 7 E_d - N relationship curve of gravel soil with different reinforced layers

2.1.2 回弹模量 E_d

不同加筋层数下砾性土回弹模量 E_d 的变化曲线见图 7。由图可知,在不同加筋层数下,试样 E_d 的发展规律基本一致,在各阶段下均表现为前期增长速率较快,后期较为平缓的趋势。根据动应力幅值的不同,在各级动应力荷载加载初期, E_d 的发展趋势存在一定的差异,在第一阶段($\sigma_{d1} = 50 \text{ kPa}$)初期,不同加筋层数下试样的 E_d 均呈上升趋势,而在第二阶段($\sigma_{d2} = 100 \text{ kPa}$)和第三阶段($\sigma_{d3} = 150 \text{ kPa}$)初期,4 种加筋情况下 E_d 的发展趋势为突增→骤降→上升,且动应力幅值越大,突增→骤降的程度越大,以无筋试样为例,第二、三阶段初期, E_d 的变化幅度分别为 4.63 MPa、11.88 MPa。出现上述现象的原因应是:砾性土在受荷过程中

主要表现出剪缩特性,但在第二阶段和第三阶段初期,动荷载较前一级增大了 50 kPa,试样首先会发生振密现象,由于此时土体还未形成稳定的骨架结构,随后出现短暂的剪胀现象。在第二阶段($\sigma_{d2} = 100 \text{ kPa}$)时,20 个循环荷载周期后无筋试样 E_d 的变化模式由减小转为增长趋势,而第三阶段($\sigma_{d3} = 150 \text{ kPa}$)则需要 100 个循环荷载次数。此外,从整体发展趋势上可以发现,随着动应力的提高,回弹模量逐渐增大。

将不同加筋层数下试样的 E_d 进行对比发现,加筋试样的 E_d 明显大于无筋试样,且 E_d 随着加筋层数的增加而增大,这是因为筋材的加入能够有效约束试样的轴向变形,从而提高了土体的整体刚度,因此回弹模量增大。第一阶段($\sigma_{d1} = 50 \text{ kPa}$)时,不同加筋层数下试样的 E_d 约在 $N=200$ 次后趋于稳定;在第二、三阶段($\sigma_{d2} = 100 \text{ kPa}$ 、 $\sigma_{d3} = 150 \text{ kPa}$)下, E_d 的增长速率在循环次数为 1000 次后逐渐降低。从图 7 中还可以发现随着加筋层数的增加, E_d 发展曲线之间的间距不断缩小,说明随着加筋层数的增加,筋材对砾性土的影响效果不断减小。在实际路基工程施工时,可以通过加筋的方法来提高土体的 E_d ,增大土体的刚度,以减小土体的累积变形,但是为保证工程效益和成本,应确定合理的加筋密度,避免造成筋材的浪费。

2.1.3 体积应变 ϵ_v

图 8 为不同加筋层数下体积应变 ϵ_v 随振动次数 N 的变化曲线。在各级荷载作用下, ϵ_v 随振次的增加整体沿坐标轴向下呈增大趋势,即各级循环荷载下不同加筋层数的试样均发生体缩现象。各阶段前 200 个循环 ϵ_v 表现为骤增,这是因为在各阶段初期由于循环荷载的作用,土颗粒之间的咬合作用增强,试样迅速发生挤压振密现象,使得土颗粒向着试样底部运动, ϵ_v 快速增长。各级循环荷载作用下不同加筋层数下试样 ϵ_v 的变化量见表 3。由表 3 可知,随着动应力幅值的增大, ϵ_v 的变化量不断减小,究其原因因为试样在循环荷载的持续作用下,土体体积不断被压缩,颗粒间的孔隙越来越小,土体逐渐趋于密实,

从而第一阶段试样体缩现象最明显,第三阶段 ϵ_v 的变化量最小。在第一阶段($\sigma_{d1}=50\text{kPa}$)和第二阶段($\sigma_{d2}=100\text{kPa}$)时,体积应变随振次的增加不断增大,而在第三阶段($\sigma_{d3}=150\text{kPa}$),不同加筋层数下试样体积应变随振次的发展趋势均为骤降→上升。这是因为动应力幅值在较小范围内增加时,试样在受荷过程中逐渐被振密,试样体积不断缩小,仅发生体缩现象,而随着动应力幅值的增加,破坏了土体原有稳定的骨架结构,导致试样发生短暂的剪胀现象,随着荷载的持续施加,土体逐渐产生了新的骨架结构,因此体积应变逐渐恢复到随振次的增加而增大的变化趋势。此外,随着加筋层数的增加, ϵ_v 骤降的幅度不断减小,说明加筋层数越多,试样的整体稳定性越好。

从图 8 还可以发现,随着加筋层数的增加,试样 ϵ_v 逐渐减小,三级动应力加载结束后,0、1、2、3 层加筋试样对应的体积应变分别为 -0.767% 、 -0.560% 、 -0.419% 及 -0.319% ,相比于无筋试样,加筋层数为 1、2、3 层的 ϵ_v 分别减小了 26.99%、45.37%、58.41%。从表 3 同样可以看出,试样的加筋层数越多,各阶段对应 ϵ_v 的变化量越小,表明筋材的加入能够有效约束土体变形,控制路基的变形沉降。

表 3 不同加筋层数下各阶段砾性土 ϵ_v 的变化量

	加筋层数 0/%	加筋层数 1/%	加筋层数 2/%	加筋层数 3/%
第一阶段($\sigma_{d1}=50\text{kPa}$)	-0.3670	-0.2657	-0.1888	-0.1289
第二阶段($\sigma_{d2}=100\text{kPa}$)	-0.2774	-0.1840	-0.1212	-0.1163
第三阶段($\sigma_{d3}=150\text{kPa}$)	-0.1227	-0.1105	-0.1085	-0.0736

2.1.4 加筋效果系数

为了更好地评价筋材对砾性土动力特性的影响程度,找出最优加筋层数和合理加筋密度,对不同加筋层数下砾性土轴向累积应变 ϵ_d 、回弹模量 E_d 、体积应变 ϵ_v 的加筋效果系数进行计算,其计算方法如下:

$$\eta_{ad} = \frac{\epsilon_{d0} - \epsilon_{di}}{\epsilon_{d0}} \quad (2)$$

$$\eta_{Ed} = \frac{E_{di} - E_{d0}}{E_{d0}} \quad (3)$$

$$\eta_{ev} = \frac{\epsilon_{v0} - \epsilon_{vi}}{\epsilon_{v0}} \quad (4)$$

式中: η_{ad} 、 η_{Ed} 、 η_{ev} 分别为轴向累积应变 ϵ_d 、回弹模量 E_d 、体积应变 ϵ_v 的加筋效果系数; ϵ_{d0} 、 E_{d0} 、 ϵ_{v0} 分别对应无筋试样的 ϵ_d 、 E_d 、 ϵ_v ; ϵ_{di} 、 E_{di} 、 ϵ_{vi} 分别为*i*层加筋试样的 ϵ_d 、 E_d 、 ϵ_v 。本试验所有测试试样的终止条件均为累积振次达到 9000 次,故以 $N=9000$ 次的试验结果对加筋效果系数进行计算分析。由式(2)、式(3)、式(4)可知:加筋效果系数 η_{ad} 、 η_{Ed} 、 η_{ev} 越大,则表明加筋效果越好。

表 4 为 $N=9000$ 次时不同加筋层数下试样的加筋效果系数。由表 4 可知,随着加筋层数的增加, ϵ_d 、 E_d 、 ϵ_v 的加筋效果系数均呈增大趋势,说明筋材的加入对约束土体变形起促进作用。加筋层数为 1 层的试样,轴向累积应变 ϵ_d 的加筋效果系数 η_{ad} 为 43.91%;而 2 层加筋试样的 η_{ad} 仅仅增长了 9.23%;相比于无筋试样,加筋层数为 1、2、3 层时的 η_{Ed} 分别为 2.82%、5.30%、6.68%,则 η_{Ed} 对应的增量分别为 2.82%、2.48%、1.38%;同理 1、2、3 层加筋试样 η_{ev} 的增量分别为 26.97%、18.53%、13.00%,可以

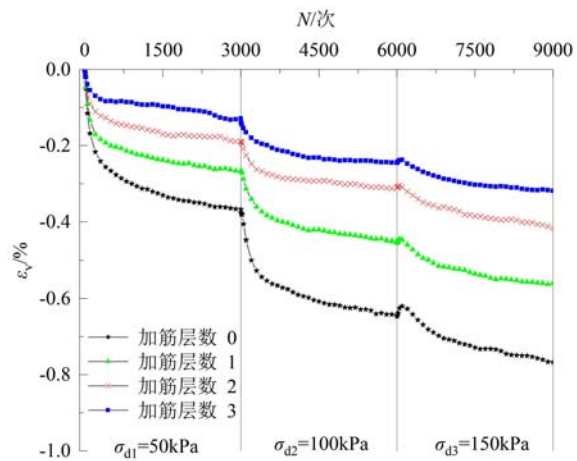


图 8 不同加筋层数砾性土的 ϵ_v - N 关系曲线

Fig. 8 ϵ_v - N relationship curve of gravel soil with different reinforced layers

发现 η_{ed} 、 η_{Ed} 、 η_{ev} 的增量均呈递减趋势,这说明加筋层数的增加对轴向累积应变、回弹模量以及体积应变的影响程度越来越小,单层筋材的加筋作用逐渐减弱。这是因为筋材的加入会对周围土体产生一定的约束作用,从而提高了周围土体的刚度,加强了土体的整体性,在筋土共同工作时,可扩散并传递筋材周围土体的应力,限制试样的侧向变形,从而减小土体的轴向变形,但由于筋材同样会对除周围土体以外的一定范围内的土体产生间接加固作用,即间接影响带^[21],随着加筋层数的不断增加,间接影响带会出现重叠现象,导致单层筋材的加筋效果减弱。在实际路基工程中,加筋可作为改善道路服役性能、延长道路使用寿命的一种有效方法,但应确定合理的加筋间距或加筋密度。本文考虑到 η_{ed} 、 η_{Ed} 、 η_{ev} 等的综合效果,就工程成本和土体性能改善两方面而言,认为 1 层加筋效果最佳。

表 4 N=9000 次时不同加筋层数下砾性土的加筋效果系数

Tab. 4 Reinforcement effect coefficient of gravel soil under different reinforcement layers when N=9000 times

加筋效果系数	加筋层数 1	加筋层数 2	加筋层数 3
$\eta_{ed} / \%$	43.91	53.14	59.79
$\eta_{Ed} / \%$	2.82	5.30	6.68
$\eta_{ev} / \%$	26.97	45.44	58.44

2.2 不同固结比下砾性土动力特性试验结果分析

2.2.1 轴向累积应变 ϵ_d

图 9 为试样固结时所受的应力状态,固结比 K_c 是指图 9 中轴向应力(σ_1)与侧向应力(σ_3)的比值。图 10 给出了加筋砾性土在不同固结比作用下轴向累积应变 ϵ_d 随振次 N 的变化曲线。由图 10 可知,固结比的改变对加筋砾性土 ϵ_d 的影响较为显著。同一固结比时,不同动应力幅值下 ϵ_d 均随振次的增加呈现骤增→缓增→稳定的变化趋势,符合稳定型发展形态。计算同一固结比下试样当前阶段 ϵ_d 终值与前一阶段 ϵ_d 终值的差值(即试样当前阶段 ϵ_d 增量)可发现,不同固结比作用下,随着动应力幅值的增加, ϵ_d 增长幅度均随之增大。相同振次下,固结比越高,对应产生的 ϵ_d 越小,即固结比越大,试样在循环荷载作用下抗变形能力越强,这是因为土体在静偏差应力($\sigma_1 - \sigma_3$)作用下,其轴向密实程度相比于等向固结试样有一定提高,即静偏差应力越大(固结比越大),振动初始轴向密实程度越高,在循环荷载作用下颗

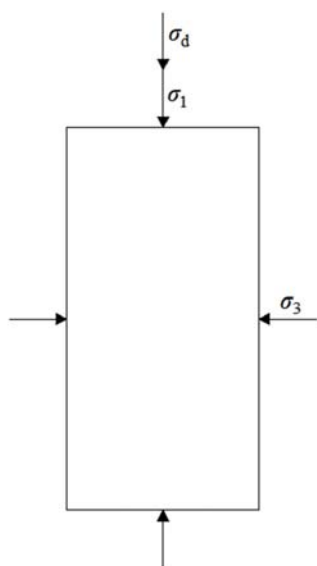


图 9 固结应力状态

Fig. 9 Consolidation stress state

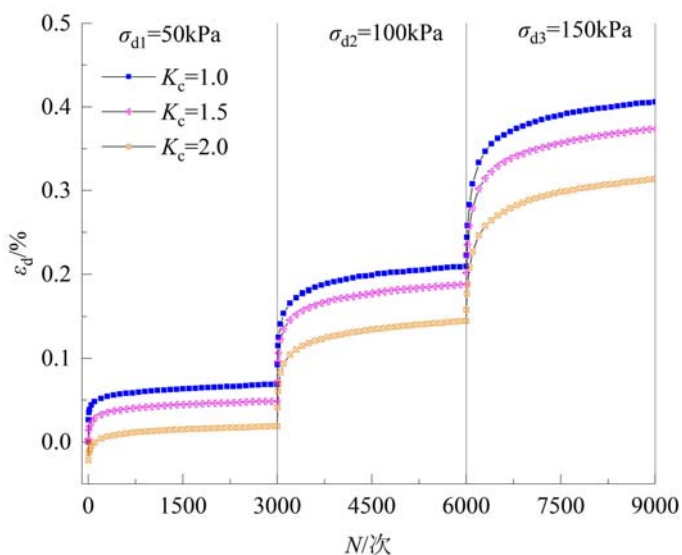


图 10 不同固结比下加筋砾性土的 ϵ_d - N 关系曲线

Fig. 10 ϵ_d - N curve of reinforced gravel soil under different consolidation ratios

粒之间的咬合作用越强,越不易发生相对滑移,因此 ϵ_d 随固结比的增大而减小。在第一阶段($\sigma_{d1} = 50 \text{ kPa}$)初期, K_c 为 1.0 和 1.5 的试样对应的 ϵ_d - N 关系曲线沿坐标轴正向发展(即 ϵ_d 不断增大),而固

结比为 2.0 试样的 ϵ_d 在振次 $N=1$ 时先下降, ϵ_d 出现负值, 随后逐渐上升, 并在振次 $N=200$ 次左右, ϵ_d 转为正值, 即在第一级循环荷载突然施加时, 土体在短小时内变得松散, 其 ϵ_d 首先出现骤减, 随后由于动荷载的持续作用其密实程度逐渐提高, 究其原因, 当固结比增大到一定程度时, 土体在静偏应力作用下已达到相对密实状态, 在低动应力幅值施加的瞬间, 反而会破坏土颗粒间已有的稳定性, 导致 ϵ_d 首先出现下降的趋势。

2.2.2 回弹模量 E_d

图 11 显示了加筋砾性土在不同固结状态下回弹模量(E_d)-振次(N)的关系曲线。由图 11 可知, E_d 随动应力幅值的增大整体呈增大趋势; 随着固结比的增大, 试样的 E_d 也随之增大, 这是因为固结比越大, 土体所承担的静偏差应力越大, 在固结阶段时越容易被挤压密实, 则其初始密实程度越高, 土体的整体刚度越大, 因此 E_d 越高。不同固结比下试样 E_d 在第一阶段($\sigma_{d1}=50\text{kPa}$)的发展趋势存在一定的差异, 而在第二、三阶段($\sigma_{d2}=100\text{kPa}$ 、 $\sigma_{d3}=150\text{kPa}$) E_d 的发展趋势保持一致。第一阶段($\sigma_{d1}=50\text{kPa}$)时, 等向固结下试样 E_d 随振次 N 的增加逐渐增大, 而后发生小幅度的降低, 最后逐渐趋于平稳; 而 $K_c=1.5$ 和 $K_c=2.0$ 试样对应的 E_d - N 关系曲线呈骤降→微小增加→逐渐减小的发展趋势。分析上述现象的原因: 非等向固结试样在静偏差应力的作用下, 在固结阶段承受着轴向静载, 导致试样密实程度逐渐提高的同时其强度也在不断消耗, 因此在动荷载突然施加时, E_d 出现骤降的现象。

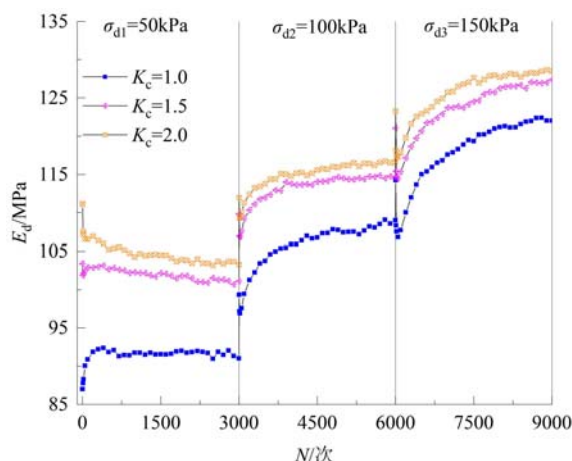


图 11 不同固结比下加筋砾性土的 E_d - N 关系曲线
Fig. 11 E_d - N curve of reinforced gravel soil under different consolidation ratios

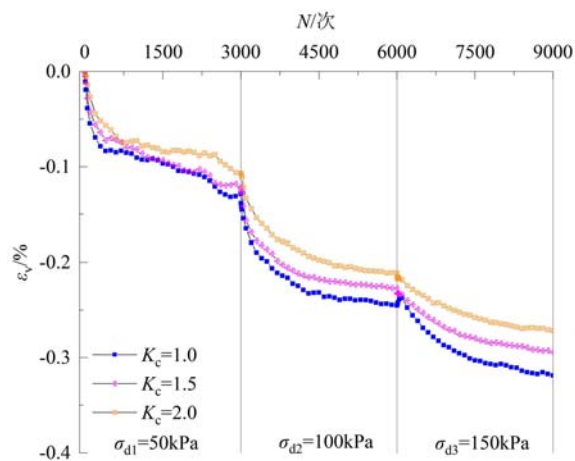


图 12 不同固结比下加筋砾性土的 ϵ_v - N 关系曲线
Fig. 12 ϵ_v - N curve of reinforced gravel soil under different consolidation ratios

2.2.3 体积应变 ϵ_v

图 12 为不同固结比作用下加筋砾性土体积应变 ϵ_v 随振次 N 的变化曲线。由图可看出, 同一固结比下, ϵ_v 随着振动次数的增加不断增大; 在各级动应力幅值作用时, 不同固结比下试样 ϵ_v 的发展趋势基本一致, 且固结比越大, 土体 ϵ_v 越低。这是因为非等向固结时, 轴向应力大于侧向应力, 土体受到静偏差应力作用, 土颗粒之间的接触力以及咬合力逐渐增大, 因此在动荷载作用下, 固结比越大, 土体 ϵ_v 的变化越小。以 $N=9000$ 次为例, 固结比 K_c 为 1.0、1.5、2.0 时对应的 ϵ_v 分别为 -0.319% 、 -0.294% 、 -0.271% , 相比于等向固结状态, 固结比为 1.5、2.0 试样的 ϵ_v 分别减小了 0.025% 、 0.048% , 从图 12 中还可发现, $N=9000$ 时不同固结比下对应 ϵ_v 的发展曲线之间的距离相差无几, 表明随着 K_c 的增加, 试样 ϵ_v 的减小幅度基本一致。在实际路基工程设计中, 合理控制固结比的大小能够有效缓解路基的承载变形。

3 结论

对 6 组 100mm(直径)×200mm(高度)的饱和砾性土试样开展了一系列动三轴试验,以研究土工格栅加筋层数、固结比对试样动力特性的影响规律,得到以下结论:

(1) 不同加筋层数及固结状态下,各阶段饱和砾性土轴向累积应变 ϵ_d 与振次 N 的关系曲线呈稳定型发展趋势,且随着动应力幅值的增加, ϵ_d 的增长幅度均随之增大。

(2) 等向固结下,饱和砾性土轴向累积应变 ϵ_d 、体积应变 ϵ_v 随着加筋层数的增加显著减小,而回弹模量 E_d 随之增大,其中各阶段下 2 层加筋试样的 ϵ_d 相比于无筋试样均减小了 50% 左右,即不同动应力作用下加筋层数为 2 层时 ϵ_d 均减小了约无筋试样 ϵ_d 的一半。

(3) 加筋效果系数 η_{ed} 、 η_{Ed} 、 η_{ev} 均为正值,表明筋材的加入能够增大土体的整体刚度,从而有效约束土体 ϵ_d 、 ϵ_v 的发展,但随着加筋层数的增加,间接影响带出现重叠现象,导致单层筋材的加筋效果减弱。

(4) 固结比对加筋砾性土动力特性的影响显著,随着固结比的增大,轴向累积应变 ϵ_d 、体积应变 ϵ_v 不断减小,回弹模量 E_d 不断增大,且不同固结比下试样 E_d 在第一阶段($\sigma_{d1}=50\text{kPa}$)的发展趋势存在一定的差异,而在第二、三阶段($\sigma_{d2}=100\text{kPa}$ 、 $\sigma_{d3}=150\text{kPa}$) E_d 的发展趋势保持一致。

参考文献:

- [1] 刘俊麟. 高铁振动荷载作用下饱和砂土地基动力特性研究[D]. 徐州:中国矿业大学,2019 (LIU Junlin. Research on dynamic characteristics of saturated sand foundation under vibration load of high-speed railway[D]. Xuzhou: China University of Mining and Technology, 2019 (in Chinese))
- [2] 刘昆林,杨贵,许建宝. 高铁荷载作用下基床填料的动三轴模量试验研究[J]. 防灾减灾工程学报,2015,35(5):666—673 (LIU Kunlin, YANG Gui, XU Jianbao. Experimental study on dynamic triaxial modulus of foundation bed filler under high-speed rail load[J]. Journal of Disaster Prevention and Mitigation Engineering, 2015, 35(5):666—673 (in Chinese))
- [3] 李扬波,张家生,朱志辉,等. 分级加载下铁路路基粗粒土动力特性研究[J]. 铁道科学与工程学报,2019,16(3):620—628 (LI Yangbo, ZHANG Jiasheng, ZHU Zhihui, et al. Research on dynamic characteristics of coarse-grained soil of railway subgrade under step loading[J]. Journal of Railway Science and Engineering, 2019, 16(3):620—628 (in Chinese))
- [4] 王启云,张家生,王佳. 高速铁路路基粗粒土 B 组填料大型动三轴试验研究[J]. 工业建筑,2014,44(10):86—90 (WANG Qiyun, ZHANG Jiasheng, WANG Jia. Large-scale dynamic triaxial test study of group B filling of coarse-grained soil for high-speed railway subgrade[J]. Industrial Construction, 2014, 44(10):86—90 (in Chinese))
- [5] 何忠明,杨煜,段旭龙. 粗粒土路堤填料路用性能及其循环动应力试验[J]. 长安大学学报(自然科学版),2019,39(2):27—34 (HE Zhongming, YANG Yu, DUAN Xulong. Coarse-grained soil embankment filling road performance and cyclic dynamic stress test[J]. Journal of Chang'an University (Natural Science Edition), 2019, 39(2):27—34 (in Chinese))
- [6] Zhai B, Leng W, Xu F, et al. Critical dynamic stress and shakedown limit criterion of coarse-grained subgrade soil [J]. Transportation Geotechnics, 2020, 23:100354.
- [7] 王艳丽,胡勇. 饱和砂土动力特性的动三轴试验研究[J]. 地下空间与工程学报,2010,6(2):295—299 (WANG Yanli, HU Yong. Dynamic triaxial test study on the dynamic characteristics of saturated sand[J]. Chinese Journal of Underground Space and Engineering, 2010, 6(2):295—299 (in Chinese))
- [8] 刘大鹏,杨晓华,刘恒任,等. 砾类土动弹性模量和阻尼比的影响因素试验研究[J]. 铁道科学与工程学报,2017,14(2):264—270 (LIU Dapeng, YANG Xiaohua, LIU Hengren, et al. Experimental study on influencing factors of dynamic elastic modulus and damping ratio of gravel soil [J]. Journal of Railway Science and

- Engineering, 2017, 14(2):264—270 (in Chinese))
- [9] Leng W, Xiao Y, Nie R, et al. Investigating strength and deformation characteristics of heavy-haul railway embankment materials using large-scale undrained cyclic triaxial tests[J]. International Journal of Geomechanics, 2017, 17(9): 04017074-1—13.
- [10] 王康宇, 庄妍, 耿雪玉. 铁路路基粗粒土填料临界动应力试验研究[J]. 岩土力学, 2020, 41(6):1865—1873 (WANG Kangyu, ZHUANG Yan, GENG Xueyu. Experimental study on critical dynamic stress of coarse-grained soil filling of railway subgrade[J]. Rock and Soil Mechanics, 2020, 41(6):1865—1873 (in Chinese))
- [11] 罗正东, 谌灿, 董辉, 等. 竹筋格栅加筋山区挖填路基承载变形机理研究[J]. 实验力学, 2019, 34(5):824—832 (LUO Zhengdong, CHEN Can, DONG Hui, et al. Research on bearing deformation mechanism of excavated and filled roadbed in mountainous area reinforced by bamboo grille[J]. Journal of Experimental Mechanics, 2019, 34(5):824—832 (in Chinese))
- [12] 李丽华, 秦浪灵, 肖衡林, 等. 加筋建筑垃圾土大型动三轴试验及加筋机制探讨[J]. 岩石力学与工程学报, 2020, 39(8):1682—1695 (LI Lihua, QIN Langling, XIAO Henglin, et al. Large-scale dynamic triaxial test of reinforced construction waste soil and discussion on reinforcement mechanism [J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2020, 39(8):1682—1695 (in Chinese))
- [13] 王家全, 畅振超, 王晴, 等. 不同动应力比下加筋前后砾性土的动三轴试验分析[J]. 水力发电, 2020, 46(4):120—125 (WANG Jiaquan, CHANG Zhenchao, WANG Qing, et al. Dynamic triaxial test analysis of gravel soil before and after reinforcement under different dynamic stress ratios[J]. Hydropower, 2020, 46(4):120—125 (in Chinese))
- [14] Hegde A M, Palsule P S. Performance of geosynthetics reinforced subgrade subjected to repeated vehicle loads: experimental and numerical studies[J]. Frontiers in Built Environment, 2020, 6(15):1—11.
- [15] Liu F Y, Ying M J, Yuan G H, et al. Particle shape effects on the cyclic shear behaviour of the soil-geogrid interface[J]. Geotextiles and Geomembranes, 2021, 49(4):991—1003.
- [16] 孙静, 袁晓铭. 固结比对砂土动剪切模量及地表反应谱的影响[J]. 岩土力学, 2007(3):443—448, 454 (SUN Jing, YUAN Xiaoming. The effect of consolidation ratio on sand dynamic shear modulus and surface response spectrum[J]. Rock and Soil Mechanics, 2007(3):443—448, 454 (in Chinese))
- [17] 白颖, 孔令伟. 固结比对石灰土动力特性的影响试验研究[J]. 岩土力学, 2009, 30(6):1590—1594 (BAI Hao, KONG Lingwei. Experimental study on the effect of consolidation ratio on the dynamic characteristics of lime soil [J]. Rock and Soil Mechanics, 2009, 30(6):1590—1594 (in Chinese))
- [18] 张茹, 何昌荣, 费文平, 等. 固结应力比对土样动强度和动孔压发展规律的影响[J]. 岩土工程学报, 2006(1):101—105 (ZHANG Ru, HE Changrong, FEI Wenping, et al. The effect of consolidation stress ratio on the dynamic strength and dynamic pore pressure development of soil samples[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2006(1):101—105 (in Chinese))
- [19] 马少坤, 王博, 刘莹, 等. 南宁地铁区域饱和圆砾土大型动三轴试验研究[J]. 岩土工程学报, 2019, 41(1):168—174 (MA Shaokun, WANG Bo, LIU Ying, et al. Large-scale dynamic triaxial test of saturated boulder soil in Nanning metro area[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2019, 41(1):168—174 (in Chinese))
- [20] 黄博, 丁浩, 陈云敏. 高速列车荷载作用的动三轴试验模拟[J]. 岩土工程学报, 2011, 33(2):195—202 (HUANG Bo, DING Hao, CHEN Yunmin. Dynamic triaxial test simulation of high-speed train load[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2011, 33(2):195—202 (in Chinese))
- [21] 包承纲. 土工合成材料应用原理与工程实践[M]. 北京:中国水利水电出版社, 2008 (BAO Chenggang. Application principles and engineering practice of geosynthetics[M]. Beijing: China Water Power Press, 2008 (in Chinese))

Experimental study on dynamic characteristics of reinforced gravel soil under stepped axial cyclic loading

WANG Jiaquan, ZHU Mengke, WANG Qing, LIANG Ning

(College of Civil and Architectural Engineering, Guangxi University of Science and Technology, Liuzhou 545006, Guangxi, China)

Abstract: In order to explore the influence of the number of reinforced layers and consolidation ratio on the dynamic characteristics of saturated gravelly soil, a series of dynamic triaxial tests of gravelly soil under stepwise loading were carried out to analyze the effect of the number of reinforced layers and consolidation ratio on the axis of saturated gravelly soil. The dynamic characteristics of reinforced gravel soil under multi-level semi-sine dynamic loads are revealed. The result shows: under different number of stiffened layers and consolidation state, with the increase of dynamic stress amplitude, the growth amplitude of axial cumulative strain increases. As the number of reinforced layers and consolidation ratio increase, the axial cumulative strain and volumetric strain of saturated gravelly soil decrease continuously, while the elastic modulus gradually increases. The addition of reinforcement can increase the overall stiffness of the soil, thereby effectively restraining the development of the axial cumulative strain and volumetric strain of the soil. However, as the number of reinforced layers increases, the effect of single-layer reinforcement gradually weakens. Considering the reinforcement effect coefficients of axial cumulative strain, elastic modulus and volumetric strain comprehensively, it is considered that the first-layer reinforcement effect is the best in terms of engineering cost and soil performance improvement.

Keywords: gravel soil; stepped axial cyclic loading; dynamic characteristics; reinforced soil; consolidation ratio