

DOI: 10.11779/CJGE201805019

# 路堤荷载下土工织物散体桩复合地基离心模型试验

陈建峰<sup>1</sup>, 李良勇<sup>1</sup>, 徐超<sup>1</sup>, 冯守中<sup>2</sup>

(1. 同济大学地下建筑与工程系, 上海 200092; 2. 武汉广益交通科技股份有限公司, 湖北 武汉 430074)

**摘要:** 进行了 2 组不同筋材刚度土工织物散体桩复合地基路堤离心模型试验, 和 1 组碎石桩复合地基路堤的对比试验, 以研究其在真实应力条件下的性状及稳定性。研究结果表明: 随着筋材刚度的增大, 地基中的超孔隙水压力略有减小, 桩顶和桩间土沉降明显减小, 而桩顶和桩间土之间的差异沉降明显增大; 桩土应力比随筋材刚度的增大先增长明显, 而后趋于缓慢; 当筋材刚度较低或上覆荷载很大时, 土工织物散体桩可发生显著的弯曲变形而引起较大的沉降, 碎石桩则在软土中容易发生鼓胀变形而引起很大的沉降, 但两者均未在复合地基中形成剪切滑移的趋势。

**关键词:** 路堤; 土工织物散体桩; 离心模型试验; 沉降; 桩土应力比; 稳定性

中图分类号: TU472 文献标识码: A 文章编号: 1000-4548(2018)05-0932-07

**作者简介:** 陈建峰(1972-), 男, 浙江余姚人, 工学博士, 教授, 主要从事加筋土结构与边坡支护、岩体力学与工程等方面的教学与研究工作。E-mail: jf\_chen@tongji.edu.cn。

## Centrifugal model tests on composite foundation reinforced by geosynthetic-encased stone columns under embankment loads

CHEN Jian-feng<sup>1</sup>, LI Liang-yong<sup>1</sup>, XU Chao<sup>1</sup>, FENG Shou-zhong<sup>2</sup>

(1. Department of Geotechnical Engineering, Tongji University, Shanghai 200092, China; 2. Wuhan Guangyi Transportation Science and Technology Co., Ltd., Wuhan 430074, China)

**Abstract:** The centrifugal model tests are performed on embankments on composite foundation reinforced by two groups of geosynthetic-encased stone columns (GECs) with different stiffnesses and by a group of ordinary stone columns (OSCs) as a comparison test. The behavior and stability of GECs under actual stress conditions are studied. The results show that an increase in geosynthetic stiffness leads to a little decrease in the excess pore water pressure, apparent decrease in the settlements at the top of the columns and the soils, whereas apparent increase in the differential settlement. The stress concentration ratio increases with an increase in the geosynthetic stiffness, but the rate of increase decreases gradually. When the geosynthetic stiffness is low or embankment load is large, GECs can bend significantly so as to incur apparent settlement, while OSCs are apt to bulge to incur larger settlement. However, there is no tendency of shear sliding in the soils treated by GECs and OSCs.

**Key words:** embankment; geosynthetic-encased stone column; centrifugal model test; settlement; stress concentration ratio; stability

## 0 引言

土工织物散体桩又称为加筋碎石桩(geosynthetic-encased stone columns), 其是在土工合成材料套筒内填充碎石, 以限制碎石的侧向变形, 从而在保留碎石桩体良好排水性能的同时, 可显著提高其在软土地基中的承载能力。土工织物散体桩已在 10 余个软土地基路堤和堤坝工程中得到成功应用<sup>[1]</sup>, 其中一个典型的工程案例为德国汉堡空客公司 9 m 高围堰堤坝修筑工程<sup>[2]</sup>。该工程采用直径 800 mm、长度 4~14 m、桩间距 2~3 m 的土工织物散体桩处理不排水抗剪强度仅为 1~10 kPa 的淤泥土, 而最大沉降量仅

为 0.3 m。

目前国内外对于刚性荷载下土工织物散体桩单桩和复合地基的研究较多<sup>[3-5]</sup>, 而对于路堤或堤坝等柔性荷载下土工织物散体桩复合地基的研究还很少, 且主要采用数值分析手段开展研究<sup>[6-7]</sup>。陈建峰等<sup>[8]</sup>采用小尺寸钢块砝码模拟路堤荷载, 进行了 2 组不同筋材刚度的土工织物散体桩复合地基试验, 发现路堤边坡下的桩体发生了很大的弯曲变形, 而未发生剪切破坏。Fattah 等<sup>[9]</sup>开展了 39 组模型试验, 在路堤顶面采用千

基金项目: 国家自然科学基金项目(41572266); 上海市浦江人才计划项目(14PJD032)

收稿日期: 2017-02-09

斤顶进行加载, 研究不同路堤高度、桩间距和桩体长径比对复合地基承载比和桩土应力比的影响。Almeida 等<sup>[10]</sup>开展了土工织物散体桩路堤现场试验, 分析了桩土应力比和差异沉降量的变化规律, 但由于地表存在硬壳层和路堤荷载较小, 其桩土应力比和差异沉降量均很小。

离心模型试验通过离心加速度场可以使缩尺模型达到和原型相同的应力场、应变场及破坏机理, 然而目前对土工织物散体桩复合地基进行离心模型试验的研究还未见报道。本文开展了 2 组不同筋材刚度土工织物散体桩复合地基路堤离心模型试验, 并开展了 1 组碎石桩复合地基路堤的对比试验, 以研究土工织物散体桩复合地基路堤在真实应力条件下的性状及稳定性。

## 1 离心模型试验

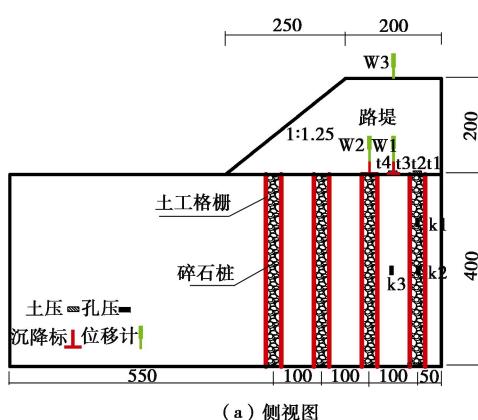
### 1.1 模型设计

本次试验采用同济大学 150 g·t 复合型土工离心机。模型箱的有效内部尺寸为 900 mm×700 mm×700 mm(长×宽×高)。模拟对象路堤高度 5 m, 顶宽 5 m, 坡率 1:1.25, 软土地基厚度 10 m, 桩体采用筋材套筒通长加筋, 桩长 10 m, 桩径 0.8 m, 桩间距 2.5 m, 正方形布桩。本试验模型比  $N=25$ , 缩尺后的模型尺寸如图 1 所示, 即桩长 400 mm, 桩径 32 mm, 桩间距 100 mm。共进行了 3 组试验, 分别为碎石桩对比试验组、低刚度 G2 加筋的土工织物散体桩试验组和高刚度 G1 加筋的土工织物散体桩试验组。

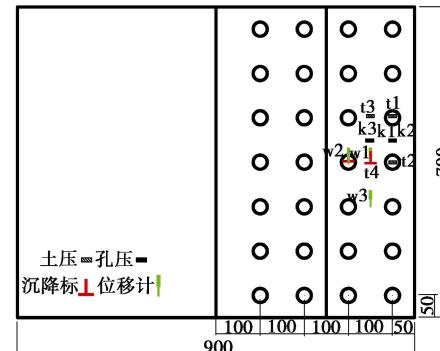
### 1.2 模型材料及制备

#### (1) 地基土

模型地基土选用 800 目(粒径为 0.018 mm)高岭土制备。液塑限联合试验测得高岭土的液限  $w_L=54.2\%$ , 塑限  $w_p=34.3\%$ , 塑性指数  $I_p=19.9$ 。通过三轴固结不排水试验得到其有效黏聚力  $c'=0$ , 有效内摩擦角  $\varphi'=27.7^\circ$ 。



(a) 侧视图



(b) 俯视图 尺寸单位: mm

图 1 模型尺寸及传感器布设

Fig. 1 Model sizes and arrangement of instruments

#### (2) 土工格栅

选取尼龙灰窗纱 (G2) 和聚酰胺方格网 (G1) 作为模型筋材。G2 强度和刚度较小, 其极限抗拉强度为 2.5 kN/m, 5% 拉伸率时的强度为 0.9 kN/m, 筋材刚度 (5% 拉伸率时拉伸力与拉伸率之比) 为 18 kN/m, 还原为原型时的强度和刚度分别为 62.5, 450 kN/m; G1 强度和刚度较大, 其极限抗拉强度为 13.6 kN/m, 5% 拉伸率时的拉伸力为 6.6 kN/m, 筋材刚度为 132 kN/m, 还原为原型时的强度和刚度分别为 340, 3300 kN/m。G2 和 G1 筋材的原型材料在实际工程中均有应用。

#### (3) 桩体材料

桩体材料采用粒径为 2.5~3 mm 的石英砂, 其不均匀系数  $C_u=1.891$ , 曲率系数  $C_c=0.857$ , 平均粒径  $d_{50}=2.64$  mm, 最大和最小干密度分别为  $1.85 \text{ g/cm}^3$  和  $1.60 \text{ g/cm}^3$ , 制作的模型桩桩体的密度控制为  $\rho=1.75 \text{ g/cm}^3$ , 即压实系数达到 95%。通过快剪试验获得其黏聚力  $c=0$ , 内摩擦角  $\varphi=38^\circ$ 。

#### (4) 路堤填土

路堤填土采用粒径为 0.5~2 mm 的铁矿砂, 最大和最小干密度分别为 2.4,  $1.8 \text{ g/cm}^3$ 。路堤一次填筑完成, 密度控制为  $2.2 \text{ g/cm}^3$ , 含水率为 4%, 对应的干密度为  $2.1 \text{ g/cm}^3$ 。通过快剪试验获得其黏聚力  $c=0$ , 内摩擦角  $\varphi=35^\circ$ 。

### 1.3 试验过程

#### (1) 填土及打桩

将含水率为 100% 的高岭土泥浆倒入内壁贴有两层聚四氟乙烯膜的模型箱内, 然后在 25g 离心加速度下固结 3 h 后采用小型静力触探仪<sup>[11]</sup>进行贯入试验, 如图 2 所示, 3 组试验地基土性基本接近, 不排水抗剪强度  $c_u$  约为 6 kPa。将钻好桩位孔的定位板置于地基土表面, 然后将外径 32 mm, 壁厚 0.8 mm 的无缝薄壁钢管抹油后从桩位孔中压入到地基土内, 采用螺

旋取土器取出钢管内的土体并用试管刷清理孔壁, 接着将事先缝制好的筋材套筒放入钢管内, 之后将中空的 PVC 击实杆插入到套管内并通过击实杆内管贯入石英砂, 每贯入 5 cm 左右用击实杆击实 40 下。重复此步骤直到桩体完成, 最后将高出地基土表面的土工织物散体桩部分修剪齐平, 如图 3 所示。而后填筑路堤。

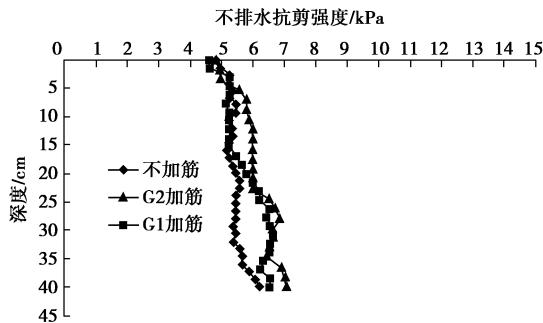


图 2 小型静力触探试验

Fig. 2 Small-scale static cone penetration tests

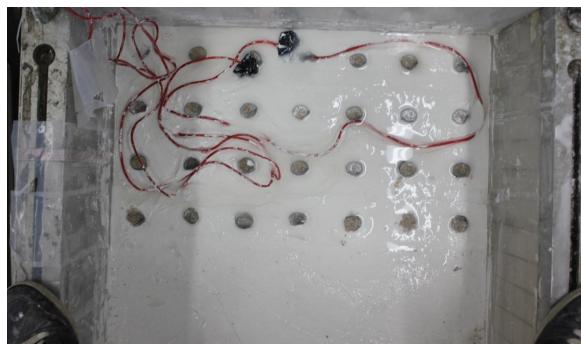


图 3 成桩后复合地基

Fig. 3 Composite foundation after installation of columns

## (2) 测量元件布置

在靠近路堤中心线附近地基土表面布置 4 个 BW 型土压力计, 其中 2 个土压力计 ( $t_1, t_2$ ) 布置在桩顶, 2 个土压力计 ( $t_3, t_4$ ) 布置在桩间土上。在 2 根桩中间距地表 10 cm 和 20 cm 处地基土中各埋设 1 个孔隙水压力计 ( $k_1, k_2$ ), 在 4 根桩中间距地表 20 cm 处地基土中埋设 1 个孔隙水压力计 ( $k_3$ )。在桩顶和桩间土上各埋设 1 个沉降标 ( $w_1, w_2$ )。在路堤顶面布置 1 个差动式位移计, 具体布置见图 1 所示。

3 组试验采用相同的加速度-时间曲线, 5 min 内加速度达到  $25g$ , 而后稳定 10 min。

## 2 结果分析

### 2.1 超孔隙水压力

图 4 为 3 组试验中  $k_1, k_2, k_3$  测点超孔隙水压力随时间变化曲线。由图可见, 3 个测点的超孔压变化

规律基本相似, 其在加速度增大 (加载) 阶段迅速增大, 而在休止期则消散较快; 在同一个测点, 超孔压随不加筋 (即碎石桩)、G2 加筋和 G1 加筋情况依次减小, 这是由于随着筋材刚度增大, 桩体刚度随之增大, 则转移到桩顶的上覆路堤荷载更多, 而作用在桩间土上的荷载减小;  $k_2$  测点较  $k_1$  测点深, 其超孔压较后者稍大一些, 而对于  $k_3$  测点, 其超孔压值较与其同一埋深的  $k_2$  测点明显增大, 这是由于  $k_3$  点位于 4 根桩中间, 其排水路径变远。

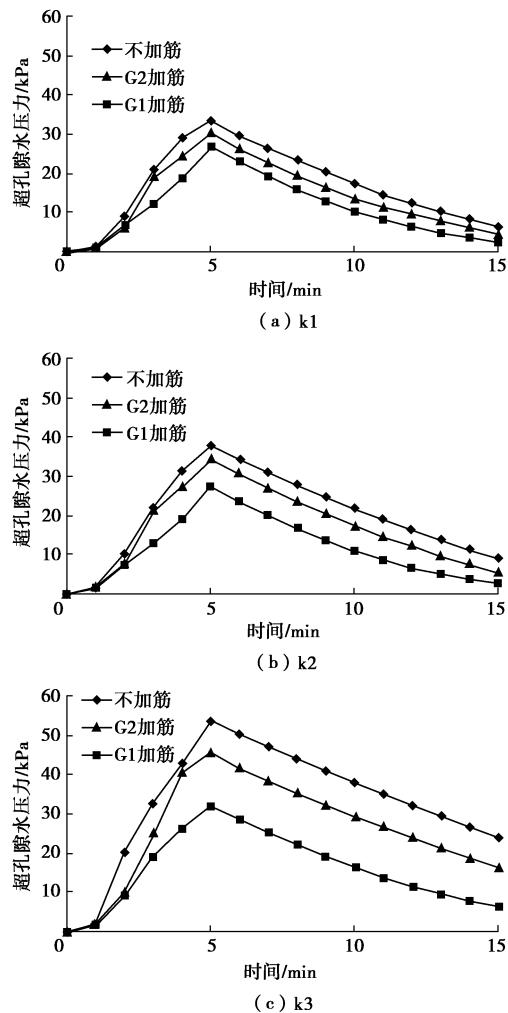


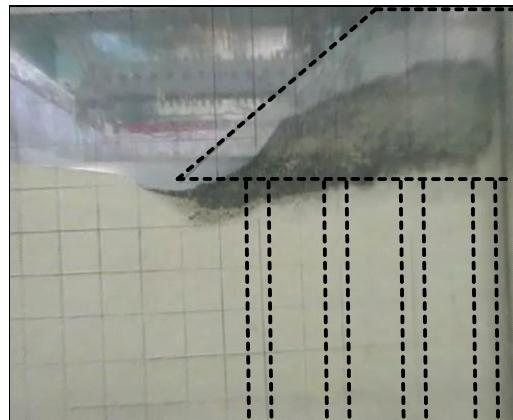
图 4 超孔隙水压力变化曲线

Fig. 4 Curves of excess pore water pressure and time

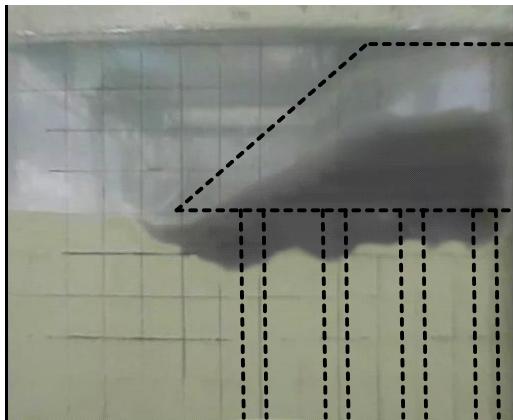
### 2.2 沉降

图 5 为  $25g$  末 3 组试验的路堤变形图片, 图中采用虚线标出了运转前路堤和桩体的原始轮廓线。图 5 (a) 中碎石桩复合地基实际的沉降很大, 但由于模型箱侧壁高岭土向上翻浆遮住了路堤底部填土, 使得路堤填土看起来向外倾斜且厚度较薄。G2 和 G1 土工织物散体桩复合地基路堤, 其边坡下的桩体在路堤荷载下向外发生弯曲, 使得坡体表面部分填土溜滑至坡脚处堆积, 而路堤填土本身也有一定的压缩量, 其中高

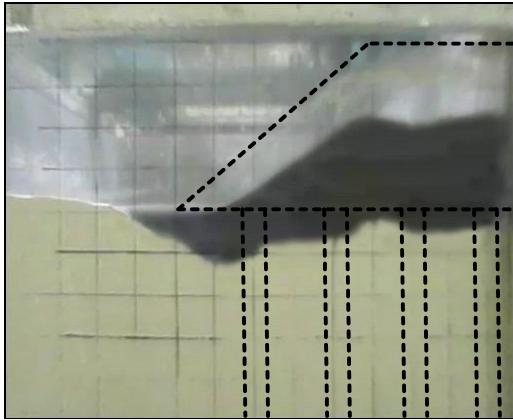
刚度的 G1 土工织物散体桩复合地基的模量高, 其路堤填土的压缩量要更高些。这使得这两者的路堤顶面看起来下沉比较显著, 如图 5 (b)、(c) 所示。而从 G2 和 G1 加筋的路堤底面沉降情况看, 前者还是要明显大于后者的。



(a) 不加筋



(b) G2 加筋



(c) G1 加筋

图 5 路堤变形图

Fig. 5 Sketches of embankment deformation

图 6 为 3 组试验中布置在桩间土上的沉降标 w1 点和布置在桩顶的沉降标 w2 点测得的沉降随时间变化曲线。由图可见, 三者的桩顶沉降均小于桩间土沉降, 且随筋材刚度的增加, 其桩顶和桩间土沉降均明

显减小; 在休止阶段, 三者的桩顶沉降基本稳定, 而三者的桩间土由于超孔压的消散, 其沉降仍有较明显增长; 三者的差异沉降随筋材刚度增加 (也即桩土模量比增大) 而明显增大, 如表 1 所示, 休止期末不加筋、G2 加筋和 G1 加筋时的差异沉降分别约为 7, 21, 26 mm。

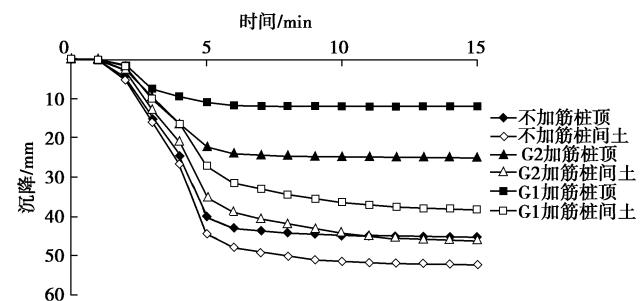


图 6 桩顶和桩间土沉降

Fig. 6 Settlements at top of columns and soils

表 1 桩顶和桩间土沉降

Table 1 Settlements at top of columns and soils (mm)

加筋 类型	桩间土沉降		桩顶沉降		差异沉降	
	加载 期末	休止 期末	加载 期末	休止 期末	加载 期末	休止 期末
不加筋	45	52	40	45	5	7
G2 加筋	38	46	23	25	15	21
G1 加筋	28	38	11	12	17	26

在加载阶段, 不加筋、G2 加筋和 G1 加筋的桩间土平均沉降速率 (该阶段产生的总沉降量与该阶段历时的比值) 分别约为 9, 8, 5.8 mm/min, 对应原型的平均沉降速率分别为 518.4, 460.8, 331.2 mm/d; 在休止阶段, 三者的平均沉降速率比较接近, 分别约为 1.2, 1.1, 1 mm/min, 对应原型的平均沉降速率分别为 72, 57.6, 57.6 mm/d。可见, 三者在加载阶段的平均沉降速率约是休止期平均沉降速率的 6~8 倍, 结合表 1 所示的沉降量值看, 碎石桩和土工织物散体桩复合地基在加载阶段即已完成大部分的固结沉降, 这应与碎石和土工织物散体桩体在软土中具有很好的排水性能有关。从图 4 也可看出, 加载末期时的超孔隙水压力要比理论上此时路堤产生的附加应力 (约为 110 kPa) 小很多, 说明加载阶段地基中的超孔隙水压力已消散大半。

### 2.3 桩土应力

图 7 为 3 组试验桩顶和桩间土应力随时间变化曲线图。桩顶应力取土压计 t1 和 t2 量测值的均值, 桩间土应力取土压计 t3 和 t4 量测值的均值。由图可见, 三者的桩顶应力均显著大于桩间土应力; 三者的桩顶应力相差较大, 其随筋材刚度的增加而明显增大, 25g 末时不加筋的桩顶应力约为 245 kPa, G2 加筋和 G1

加筋的桩顶应力分别约为 335, 479 kPa, 是不加筋情况的 1.4 倍和 2 倍左右; 而三者的桩间土应力基本接近, 但其随筋材刚度的增加略有减小; 在休止阶段, 高刚度 G1 加筋的桩顶应力有所增加, 从休止期开始时的约 460 kPa 增加至休止期末时的 478 kPa 左右, 增大约 18 kPa 左右, 而不加筋和低刚度 G2 加筋的桩顶应力随时间减小, 分别从休止期开始时的约 276, 360 kPa 减小至休止期末时的 245, 335 kPa 左右, 分别减小 32, 25 kPa 左右。

由前面沉降分析可知, 高刚度 G1 加筋的土工织物散体桩复合地基由于桩土模量比大, 在休止期固结过程中桩土差异沉降大, 导致转移到桩顶的应力相应增大; 而低刚度加筋和不加筋的碎石桩复合地基桩土模量比小, 所产生的桩土差异沉降量较小, 且在固结过程中随着超孔压的消散, 桩间土强度提高, 上覆荷载部分向桩间土转移, 使得桩顶应力有所减小。

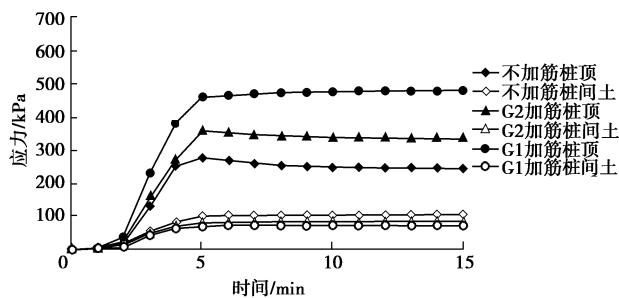


图 7 桩顶和桩间土应力

Fig. 7 Stresses at top of columns and soils

### 3 路堤稳定性探讨

笔者<sup>[8]</sup>曾开展过 2 组不同筋材刚度土工织物散体桩复合地基 1g 模型试验, 采用小尺寸钢块砝码堆砌路堤, 发现路堤边坡下土工织物散体桩桩体呈很大的弯曲变形, 而不是剪切破坏。笔者<sup>[7]</sup>继而采用 Z\_soil 三维有限元程序分析了土工织物散体桩复合地基路堤的失效机理, 也得出了相同的规律。目前还没有土工织物散体桩复合地基路堤现场失效案例, 因此这里采用离心模型试验以研究土工织物散体桩路堤在真实应力条件下的稳定性。

由于 25g 下 G1 和 G2 加筋的土工织物散体桩复合地基的变形较不加筋情况小不少, 故对这两组试验在 25g 基础上继续加至 50g, 使得模型产生明显的变形。离心加速度提高过程为 2 min 内达到 50g, 而后稳定 10 min。

图 8 为加速度为 50g 时桩顶和桩间土沉降曲线。由图可见, 在加速度增大阶段, G1 和 G2 加筋的桩顶和桩间土沉降均进一步增大, 而在休止阶段两者的沉

降趋于稳定。在休止期末, G2 加筋的桩间土和桩顶沉降分别约为 65, 35 mm, 桩土差异沉降约为 30 mm; G1 加筋的桩间土和桩顶沉降分别约为 55, 19 mm, 桩土差异沉降约为 36 mm。

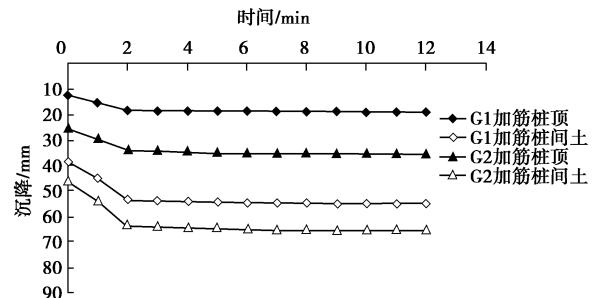


图 8 50g 桩顶和桩间土沉降

Fig. 8 Settlements at top of columns and soils at 50g

图 9 为加速度为 50g 时 G1 和 G2 加筋的桩土应力比随时间变化曲线, 另外也加上 25g 时不加筋的桩土应力比曲线以作比较。由图可见, 三者的桩土应力比在加载阶段明显增大, 而在休止期开始时略有减小, 而后趋于稳定, 不加筋、G2 加筋和 G1 加筋的桩土应力比稳定值分别约为 2.3, 6.8 和 11.2。对于软土中不加筋的碎石桩复合地基, 其现场实测的桩土应力比一般为 3 左右<sup>[8]</sup>, 本文结果与之接近。对于土工织物散体桩复合地基, 仅有的现场试验路堤<sup>[10]</sup>测得的桩土应力比只有 2 左右, 这主要是因为该路堤荷载不大, 远不及临界荷载, 以及地基中存在硬壳层。但笔者<sup>[8]</sup>进行的土工织物散体桩复合地基 1g 模型试验得出, 原型筋材刚度为 2500 kN/m 的桩土应力比约为 8.8, 原型筋材刚度为 24000 kN/m 的桩土应力比约为 14.0。图 10 为 1g 模型试验和本文离心模型试验测得的桩土应力比与筋材刚度之间的关系曲线。可见, 桩土应力比随筋材刚度先增大明显, 而后趋缓。基于相同的 1g 模型试验和离心模型试验原型, 采用 Pulko 等<sup>[12]</sup>根据单元体模型和弹塑性理论推导的土工织物散体桩复合地基桩土应力比公式所计算的值, 也列于图 10 中, 其比试验值小一些, 但两者较为接近。

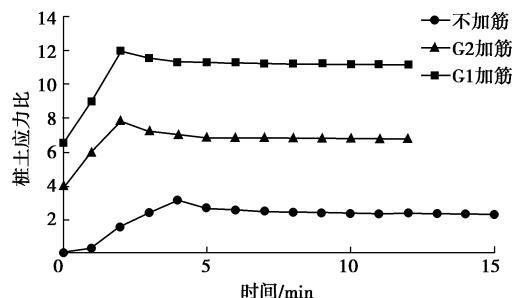


图 9 桩土应力比

Fig. 9 Curves of stress concentration ratio time

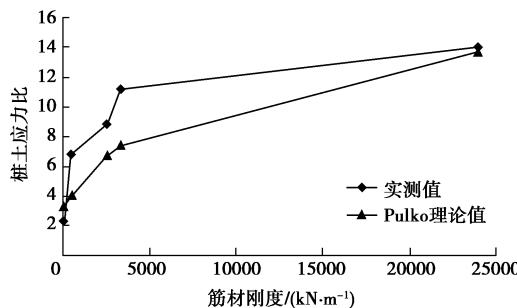


图 10 桩土应力比 - 筋材刚度关系曲线

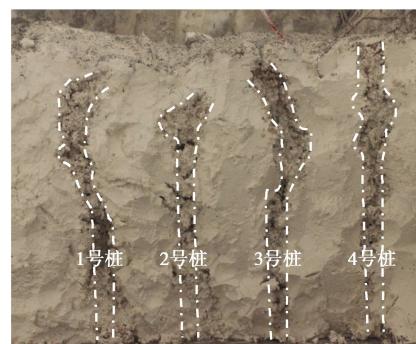
Fig. 10 Curves of stress concentration ratio and reinforcement

stiffness

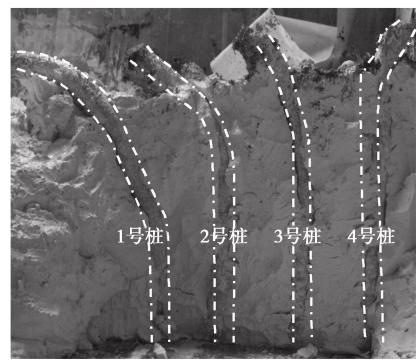
试验结束后挖除桩周土体以便观察桩体的变形。

图 11 (a)、图 11 (b) 和图 11 (c) 分别为不加筋、G2 加筋、G1 加筋时的桩体变形图。为清晰起见, 图中用虚线勾勒出桩体变形后的轮廓。由图 11 (a) 可见, 碎石桩桩体主要发生了鼓胀变形, 即碎石挤入土中, 坡脚下的 1 号桩体虽同时也呈现弯曲变形, 但复合地基整体上并没有形成剪切滑移的趋势, 而是产生了很大的沉降变形。

由图 11 (b)、(c) 可见, 路堤中心处的 4 号桩未发生明显的弯曲变形, 3 号桩发生较明显的弯曲变形, 而路堤边坡下的 1 号桩和 2 号桩则发生显著的弯曲变形; 低刚度 G2 加筋的桩体弯曲变形明显大于高刚度 G1 加筋的桩体。这与笔者<sup>[7-8]</sup>采用 1g 模型试验和三维数值模拟揭示的规律是一致的。



(a) 不加筋



(b) G2加筋

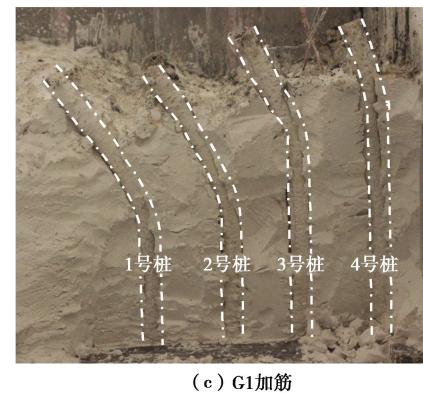


图 11 桩体变形图

Fig. 11 Deformations of columns

目前对散体材料桩加固路堤的稳定性分析采用的是极限平衡法, 即假定桩体沿圆弧滑动面产生剪切破坏。但如前所述, 碎石桩在软土中更容易发生鼓胀变形而引起很大的沉降变形; 而对碎石桩体加筋能有效提高桩体的刚度和强度, 限制其发生鼓胀变形。然而由于土工合成材料筋材具有一定的延伸率, 软土中的桩体(特别是路堤边坡下的桩体)可发生弯曲变形, 当筋材刚度较低或上覆荷载很大时, 桩体可产生明显的弯曲变形而导致路堤产生较大的沉降。因此, 对软土地基碎石桩和土工织物散体桩路堤, 应关注由于桩体鼓胀或弯曲变形而导致的沉降过大问题, 而不是简单地采用圆弧滑动法分析其稳定性, 因为桩体未被剪切破坏, 复合地基也未出现剪切滑移趋势。

## 4 结 论

本文开展了 2 组不同筋材刚度土工织物散体桩复合地基路堤离心模型试验, 并开展了 1 组碎石桩复合地基路堤的对比试验, 得出 4 点结论。

(1) 随着筋材刚度的增大, 地基中的超孔隙水压力略有减小, 桩顶和桩间土沉降明显减小, 而桩顶和桩间土之间的差异沉降明显增大。

(2) 碎石桩和土工织物散体桩复合地基由于桩体具有良好的排水性能, 在路堤堆载期可完成大部分的固结沉降量。

(3) 桩土应力比随筋材刚度的增大先增长明显, 而后趋于缓慢。采用 Pulko 等提出的理论公式计算的桩土应力比, 与本文试验值接近。

(4) 当筋材刚度较低或上覆荷载很大时, 土工织物散体桩可发生显著的弯曲变形而引起路堤较大的沉降, 碎石桩则在软土中容易发生鼓胀变形而引起路堤很大的沉降, 但两者均未在复合地基中形成剪切滑移的趋势。

## 参考文献:

- [1] ALEXIEW D, BROKEMPER D, LOTH SPEICH S. Geotextile encased columns (GEC): load capacity, geotextile selection and pre-design graphs[C]// Proceedings of the Geo-frontiers Conference. Austin, 2005: 497 - 510.
- [2] RAITHEL M, KIRCHNER A, SCHADE C, et al. Foundation of constructions on very soft soils with geotextile encased columns—state of the art[C]// Proceedings of Geo Frontiers. Reston, 2005: 1 - 11.
- [3] 赵明华, 顾美湘, 张 玲, 等. 竖向土工加筋体对碎石桩承载变形影响的模型试验研究[J]. 岩土工程学报, 2014, 36(9): 1587 - 1593. (ZHAO Ming-hua, GU Mei-xiang, ZHANG Ling, et al. Model tests on influence of vertical geosynthetic-encasement on performance of stone columns[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2014, 36(9): 1587 - 1593. (in Chinese))
- [4] 张仪萍, 王 洋. 非瞬时加载下土工袋装砂石桩复合地基固结解析解[J]. 岩石力学与工程学报, 2011, 30(增刊 1): 3096 - 3102. (ZHANG Yi-ping, WANG Yang. Analytical solution for composite ground with geosynthetic encased stone column under time-dependent loading[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2011, 30(S1): 3096 - 3102. (in Chinese))
- [5] 王纯子, 陈昌富, 赵 阳. 顶部加箍碎石桩极限承载力上限分析[J]. 岩土力学, 2015, 36(6): 1801 - 1806. (WANG Chun-zi, CHEN Chang-fu, ZHAO Yang. Upper-bound limit analysis of ultimate bearing capacity of upper geosynthetic-encased stone column[J]. Rock and Soil Mechanics, 2015, 36(6): 1801 - 1806. (in Chinese))
- [6] 陈建峰, 童振渭, 柳军修, 等. 竖向荷载下加筋碎石桩复合地基数值分析[J]. 岩土力学, 2013, 32(增刊 2): 393 - 399. (CHEN Jian-feng, TONG Zhen-mei, LIU Jun-xiu, et al. Numerical analyses of composite foundation of geosynthetic-encasement stone columns subjected to vertical loading[J]. Rock and Soil Mechanics, 2013, 32(S2): 393 - 399. (in Chinese))
- [7] CHEN J F, LI L Y, XUE J F, et al. Failure mechanism of geosynthetic-encased stone columns in soft soils under embankment[J]. Geotextiles and Geomembranes, 2015, 43(5): 424 - 431.
- [8] 陈建峰, 王 波, 魏 静, 等. 加筋碎石桩复合地基路堤模型试验[J]. 中国公路学报, 2015, 28(9): 1 - 8. (CHEN Jian-feng, WANG Bo, WEI Jing, et al. Model tests of embankments on soft foundation reinforced with geosynthetic-encased stone columns[J]. China Journal of Highway and Transport, 2015, 28(9): 1 - 8. (in Chinese))
- [9] FATTAH M Y, ZABAR B S, HASSAN H A. Experimental analysis of embankment on ordinary and encased stone columns[J]. International Journal of Geomechanics, 2016: 04015102.
- [10] ALMEIDA M S S, HOSSEINPOUR I, RICCIO M, et al. Behavior of geotextile-encased granular columns supporting test embankment on soft deposit[J]. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 2014, 141(3): 04014116.
- [11] 陈建峰, 柳军修, 马 君. 实验室用小型单桥静力触探探头的标定[J]. 同济大学学报 (自然科学版), 2012, 40(4): 549 - 552, 588. (CHEN Jian-feng, LIU Jun-xiu, MA Jun. Calibration of a miniature cone penetrometer for geotechnical model test[J]. Journal of Tongji University: Natural Science, 2012, 40(4): 549 - 552, 588. (in Chinese))
- [12] PULKO B, MAJES B, LOGAR J. Geosynthetic-encased stone columns: analytical calculation model[J]. Geotextiles and Geomembranes, 2011, 29(1): 29 - 39.