

# 土工材料包裹碎石桩复合地基试验研究

陈贺<sup>1</sup>, 李兴庆<sup>1</sup>, 李桂林<sup>2</sup>, 李亚军<sup>1</sup>, 李果<sup>1</sup>

(1.云南省交通规划设计研究院 陆地交通气象灾害防治技术国家工程实验室, 云南 昆明 650041;

2.楚雄州楚南一级公路建设指挥部)

**摘要:**为了系统地探讨不同刚度土工材料包裹碎石桩复合地基的承载变形性能,开展了不包裹、包裹碎石桩复合地基现场对比试验以及不包裹、低和高刚度土工材料包裹碎石桩复合地基离心模型试验,分析了复合地基承载变形表征参数、稳定性在试验过程中的变化规律。结果表明:随着土工材料刚度的增加,桩顶、桩间土和路堤顶面的沉降显著减小,桩顶应力、桩土应力比显著增加;土工材料竖向包裹能够提高地基的整体稳定性、增加地基的承载能力、有效约束碎石桩侧向鼓胀变形。

**关键词:**土工材料;包裹碎石桩;现场试验;离心模型试验

## 1 引言

传统碎石桩因其具有造价低、就地取材、施工简单、排水固结性能好等优点而被广泛应用于各类工程构筑物的软基处理中。然而,路堤荷载作用下,当桩周土强度较低而不能提供足够的侧向约束力时,传统碎石桩极易在桩顶附近产生较大侧向变形而发生鼓胀破坏。为了解决该问题, Van Impe 首先提出了土工材料包裹碎石桩的新理念,又称为加筋碎石桩,其是在土工材料套筒内填充碎石,依靠高强度的土工材料套筒所提供的侧向约束力来限制碎石桩的侧向鼓胀变形。目前,土工材料包裹碎石桩已应用于铁路、公路等软基处置中,并取得了良好的工程效果。

为了更好地将包裹碎石桩应用于实际工程,国内外学者就土工材料刚度对复合地基的承载变形特性开展了研究。PRISCO 等, 欧阳芳等通过分析室内模型试验结果指出,土工材料套筒的刚度越大,包裹碎石桩的极限承载力和刚度越大;赵明华等通过室内试验对比分析了包裹碎石桩与传统碎石桩的承载变形特性,探讨了包裹碎石桩的包裹机理和鼓胀变形模式;YOO, 陈建峰等, Kaliakin 等建立了三维包裹碎石桩复合地基有限元数值计算模型,探讨了土工材料刚度对沉降、应力、侧向变形的影响规律;陈建峰等开展了

两组不同土工材料刚度包裹碎石桩复合地基路堤小型模型试验;张玲等考虑到桩—土工材料的应力与变形协调,推导出了包裹碎石桩复合地基桩土应力比计算解析解,得到了土工材料刚度对桩土应力比的影响规律;Murugesan 和 Rajagopal, Ali 等、Afshar 和 Ghazavi、Chen 等采用模型试验研究了包裹碎石桩复合地基路堤的破坏模式;然而,目前更多地采用数值计算研究不同刚度的土工材料包裹碎石桩复合地基的承载变形特征,试验研究成果还有待于进一步完善。

该文基于现场试验和室内离心模型试验,通过沉降、超孔隙水压力、应力、地基变形等在试验过程中的变化规律,探讨不包裹、不同土工材料包裹碎石桩复合地基的承载变形性能。

## 2 现场试验研究

### 2.1 工程地质条件

楚雄至南华一级公路位于云南省中部楚雄彝族自治州,属国道 G320 线上海至瑞丽公路的一段,路线全长约 55.2 km。现场试验场地位于 K29+300~K29+580 段,地处山地斜坡洼地地形地貌单元,地形起伏不大,地势较平坦,横坡稍陡,多为水田与旱地。根据工程地质勘察资料,试验段的主要地层自上而下分别为:  
① 第四系冲洪积粉质黏土,灰黄、灰褐、灰白、浅灰、紫

收稿日期:2018-06-08

基金项目:云南省交通运输厅科技计划项目(编号:云交科 2015(A)12,云交科教[2017]33 号)

作者简介:陈贺,男,博士研究生,E-mail: chenhe\_2009@163.com

红色,可塑状,稍湿,局部浸水呈软塑状,土质较均,含少量砾砂,表层 20~30 cm 为耕植土,厚度 1.4~8.1 m;② 第四系冲洪积有机质土,灰黑色,软塑状,土质均匀,含有机质及腐殖质,有机质含量 4.6%~10.1%,厚度 0.3~1.5 m;③ 第四系冲洪积粉质黏土,褐灰、灰黄色,可塑状,土质均匀,切面光滑,干强度高,厚度

4.5~5.6 m;④ 侏罗系妥甸组薄~中厚层状粉砂质泥岩,褐红、紫红、灰紫、灰绿、浅灰色,上部呈碎石土状,下部呈碎块状,节理较发育,岩体较完整,岩质总体较软,受水浸泡易软化、失水风干后易崩解。地下水位埋深 0.5~3.6 m。试验段各土层的物理力学参数如表 1 所示。

表 1 试验段各土层的物理力学参数

土层	含水量/ %	天然密度/ ( $\text{g} \cdot \text{cm}^{-3}$ )	孔隙比	液性 指标	压缩模 量/MPa	黏聚力/ kPa	内摩擦 角/(°)	承载力基本 容许值/kPa
①粉质黏土	44	1.63	1.22	0.65	6.18	22	5.3	60
②有机质土	50	1.68	1.39	0.89	2.60	20	5.6	40
③粉质黏土	55	1.64	1.50	0.73	4.81	36	8.9	60

## 2.2 现场试验及监测方案

为了对比分析表征包裹碎石桩和传统碎石桩的承载性能参数的变化规律,在现场试验区分别施工了包裹碎石桩和传统碎石桩。K29+360~K29+440 段布设包裹碎石桩,桩间距 1.6 m,桩长 13 m,桩径 50 cm,采用涤纶长丝机织土工织物缝合的套筒通长包裹,土工织物套筒抗拉强度不低于 100 kN/m,抗拉强度下的延伸率不大于 25%;K29+300~K29+360 和 K29+440~K29+580 两段均布设了传统碎石桩,桩长分别为 11 和 13 m,桩间距均为 1.2 m,桩径均为 50 cm。

包裹和传统碎石桩均采用振动沉管施工完成,嵌入粉砂质泥岩约 0.5 m。

包裹碎石桩区域的监测剖面里程号为 K29+375,传统碎石桩的监测剖面里程号为 K29+500,监测元件的布置如图 1 所示。两个监测剖面上分别布置了 5 个土压力计、1 个孔隙水压力计和 1 个测斜管,土压力计和孔隙水压力计布置在路堤中线位置,测斜管布置在路基的左侧;3 个土压力计布置在桩顶,2 个土压力计布置在桩间,孔隙水压力埋设在地表以下 4 m 处,监测剖面 1 和 2 左侧测斜管的埋深分别为 8、8.5 m。

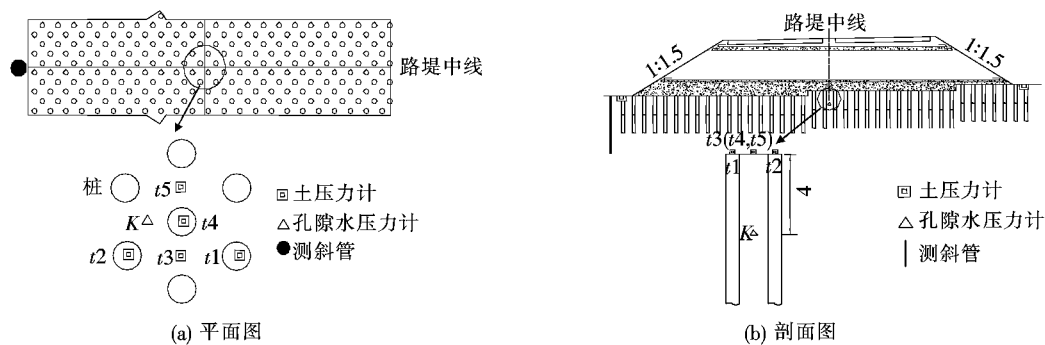


图 1 监测元件布置(单位:m)

路堤堆载过程如图 2 所示。

由图 2 可知:包裹碎石桩区基本分两级填筑堆载,历时 218 d,填筑高度为 9.4 m;传统碎石桩区的填筑堆载也分两级,历时 171 d,堆载高度为 12.2 m。

## 2.3 试验结果分析

### 2.3.1 超孔隙水压力

桩间 4 m 深度处 K 点超孔隙水压力随时间的变化关系如图 3 所示。

由图 3 可以看出:在堆载期,超孔隙水压力随着路

堤荷载的增加而增大,在间歇期,超孔隙水压力逐渐消散,填筑结束后,超孔隙水压力迅速消散;间歇期和填筑结束后,两个剖面的超孔隙水压力曲线基本平行,说明包裹与传统碎石桩复合地基的孔压消散速率基本相同,具有很好的排水性能,能较快消散桩间土中的超孔隙水压力。

### 2.3.2 应力

图 4、5 分别为土压力计测得的包裹和传统碎石桩复合地基桩顶与桩间土上的应力随时间的变化曲线。

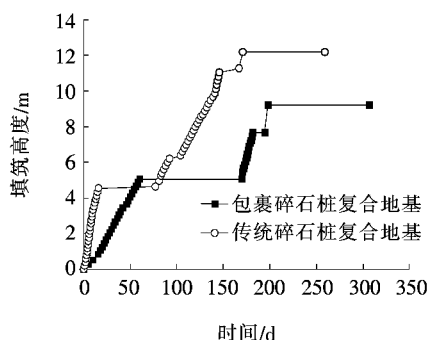


图 2 路堤堆载历程

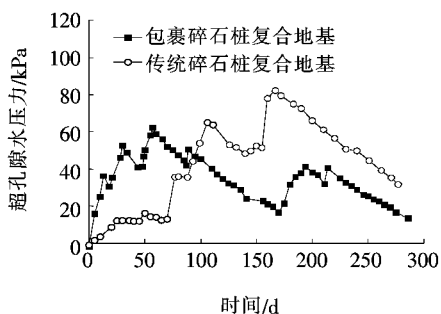


图 3 超孔隙水压力与时间的关系

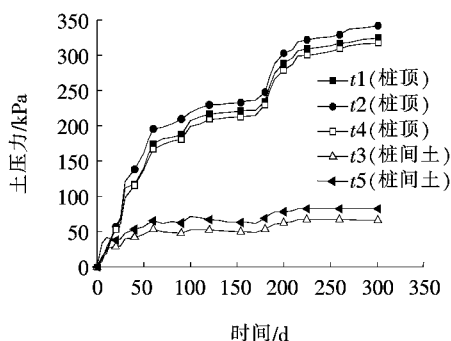


图 4 包裹碎石桩复合地基土压力与时间的关系

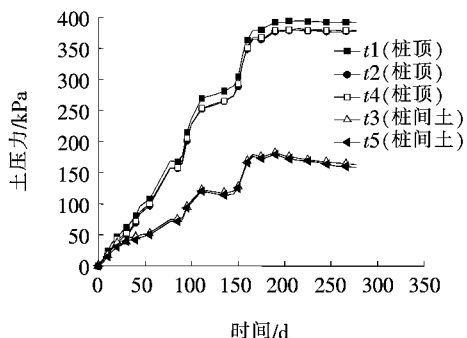


图 5 传统碎石桩复合地基土压力与时间的关系

由图 4、5 可以看出:包裹和传统碎石桩复合地基中的桩顶应力随时间的变化规律较为相似,随着路堤的分级填筑而呈阶梯式增大,堆载期,增大速率较快,间歇期,增大速率缓慢,填土完成后,土压力基本趋于

稳定;两种复合地基的桩间土应力—时间曲线特征不同,对于包裹碎石桩复合地基,第一级堆载结束后,随着时间的增加,桩间土应力的变化幅度较小,而传统碎石桩复合地基桩间土应力随着路基荷载的增加呈阶梯式增大,与桩顶应力变化规律基本相同。因此,当包裹碎石桩复合地基填筑高度达到一定量值时,上覆荷载的增加量主要由桩顶承担,桩间土几乎不再承担增大的荷载,可能是由于包裹碎石桩复合地基中形成的土拱效应造成的。

桩土应力比值随时间的变化曲线如图 6 所示。

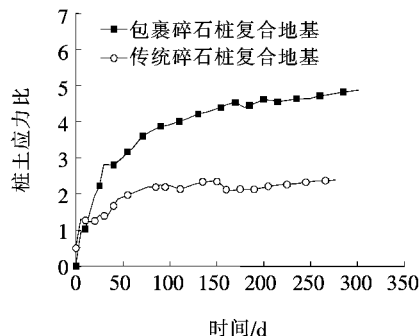


图 6 桩土应力比与时间的关系

由图 6 可知:传统碎石桩复合地基的桩土应力比在路堤填高从 0 m 到 4.5 m 过程中增幅较大,在路堤填高从 4.5 m 到 12.2 m 过程中增幅较小,堆载结束后,有小幅度的增加,最终达到 2.27;包裹碎石桩复合地基的桩土应力比随填土高度增加不断增大,填筑过程中从 1.0 增加至 4.7,填筑完成后从 4.7 增大到 5.0,是传统碎石桩复合地基桩土应力比的 2.2 倍;但是,在间歇期,两种复合地基桩土应力都略有下降,主要是由于间歇期孔隙水压力消散和桩间土的固结,致使土体模量增大,部分路堤荷载向土体转移的结果,这一现象在工程实践、模型试验中均得到了验证。

### 3 离心模型试验研究

相比于现场试验,离心模型试验条件更容易控制,能持续加载至地基发生破坏,固结时间短,所需费用少。因此,采用离心模型试验进一步研究不同土工材料包裹碎石桩复合地基的沉降、超孔隙水压力和应力变化规律,探讨土工材料套筒对碎石桩复合地基承载变形性能的影响。

#### 3.1 模型试验材料及方案

模型地基土选用 800 目高岭土制备,其液限为 54.2%,塑限为 34.3%,塑性指数 19.9,压缩系数为 0.35

MPa<sup>-1</sup>,有效黏聚力为 0,有效内摩擦角为 27.7°。桩体采用 2.5~3 mm 粒径的石英砂制备,其不均匀系数为 1.891,曲率系数为 0.857,平均粒径为 2.64 mm,密度为 1.75 g/cm<sup>3</sup>,内摩擦角为 38°,黏聚力为 0。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 1.8 和 2.3 g/cm<sup>3</sup>,内摩擦角为 35°,黏聚力为 0。试验选取聚酰胺方格网(E1)和尼龙灰窗纱(E2)作为包裹材料。其中,包裹材料的具体力学参数见表 2。

表 2 土工包裹材料力学参数

材料	极限抗拉强度	2%拉伸率时的拉伸力	5%拉伸率时的拉伸力	筋材刚度
E1	14.78	7.33	11.95	239.0
E2	2.40	0.97	1.77	35.4

注:刚度定义为 5%拉伸率时的拉伸力与 5%拉伸率的比值。

如表 3 所示,共设置了 3 组离心模型试验,主要研究包裹和不包裹以及不同包裹材料对碎石桩复合地基

承载性能的影响。

表 3 包裹碎石桩离心模型试验参数

试验编号	桩长/mm	桩径/mm	桩间距/mm	筋材类型	包裹长度/mm
T1	400	32	100	无	无
T2	400	32	100	E1	400
T3	400	32	100	E2	400

3.2 模型试验监测和加载方案

如图 7 所示,在靠近路堤中心线附近地表布置 4 个土压力计,其中,  $t_1$  和  $t_2$  位于桩顶,  $t_3$  和  $t_4$  位于桩间土;在距地表 10、20 cm 处的桩内部各埋设一个孔压计  $k_1$ 、 $k_2$ ,在 4 桩中间距地表 20 cm 处埋设一个孔压计  $k_3$ ,在桩顶和桩间土上各埋设 1 个沉降标;路堤顶面布置 2 个差动式位移计  $w_1$ 、 $w_2$ ,地基顶面布置 2 个差动式位移计  $w_3$ 、 $w_4$ 。

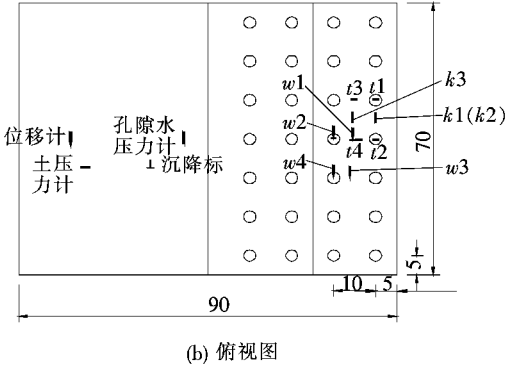
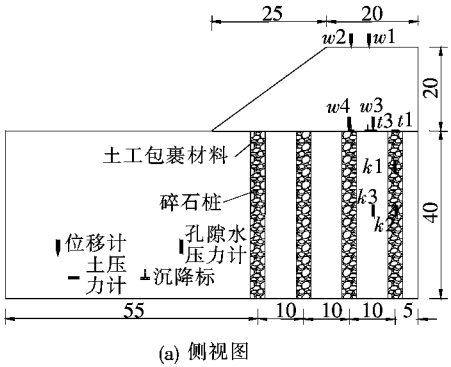


图 7 模型尺寸和传感器布设(单位:cm)

传统碎石桩复合地基采用一级加载,即 5 min 内加速到 25g 并稳定 10 min;考虑到包裹碎石桩复合地基的沉降较小,故采用二级加载,即 5 min 内加速到 25g 并稳定 10 min,然后 2 min 内加速到 50g 再稳定 10 min,具体加速曲线见图 8。

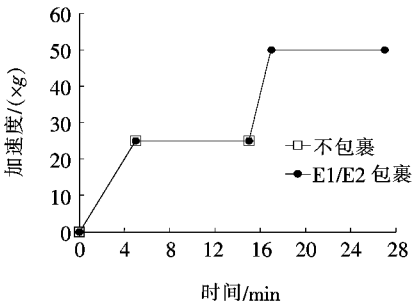


图 8 加速度与时间的关系曲线

3.3 离心模型试验结果分析

3.3.1 沉降

图 9 为沉降稳定后经图像分析得到的 3 组试验地表沉降曲线。

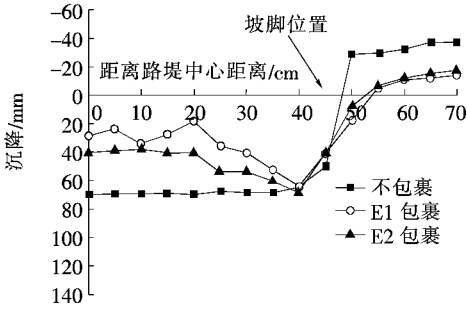


图 9 地基土表面沉降曲线

由图 9 可知:从路堤中心至坡脚范围内地基以沉降为主;传统碎石桩地基沉降均匀,但沉降量最为显

著,约为 70 mm;E1 和 E2 包裹地基沉降量较小但不均匀,坡脚处的沉降最大,约为 70 mm,E1 包裹地表沉降量最小;坡脚以外范围的地基主要以隆起变形为主,传统碎石桩复合地基的隆起量最大,E1 和 E2 包裹地基沉降量较小,且量值基本一致。由此可见,相同上覆荷载作用下,土工材料包裹碎石桩复合地基在路堤至坡脚位置的沉降和坡脚以外的隆起比传统碎石桩复合地基要小得多,且随土工材料的强度和刚度的增加而减小,该结论与文献[10]试验结果较为一致。

由于桩顶、桩间土和路堤顶面的沉降变化规律基本一致,因此,选取桩顶沉降随时间的变化关系来说明筋材对沉降的影响,结果如图 10 所示。

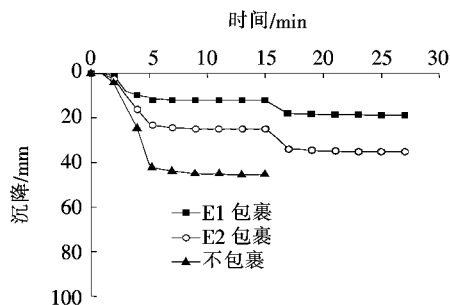


图 10 不同筋材的桩顶沉降与时间的关系曲线

由图 10 可知:一级荷载作用下桩顶的最大沉降量约为 45 mm,比包裹情况下二级荷载作用下的沉降量还要大,说明包裹能显著减小地基沉降量。二级荷载作用下,E1 包裹的最大桩顶沉降量约为 E2 包裹的最大桩顶沉降量的 1/2,主要是由于筋材 E1 的刚度大于 E2 的刚度所致。

### 3.3.2 超孔隙水压力

由于  $k_1$ 、 $k_2$ 、 $k_3$  这 3 点的超孔隙水压力变化规律基本一致,故仅分析  $k_1$  点超孔隙水压力的变化特征,结果如图 11 所示。

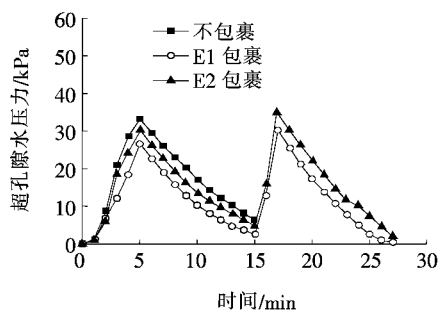


图 11  $k_1$  量测的超孔隙水压力与时间的关系曲线

由图 11 可知:超孔隙水压力在加速过程中迅速增大,在间歇期不断消散,且二级荷载时的消散速率稍大

于一级荷载时的消散速率;筋材刚度越大,产生的超孔隙水压力越小。

### 3.3.3 应力

图 12 为不同筋材情况下复合地基桩顶应力随时间的变化曲线。桩顶应力取土压计  $t_1$  和  $t_2$  量测的均值。

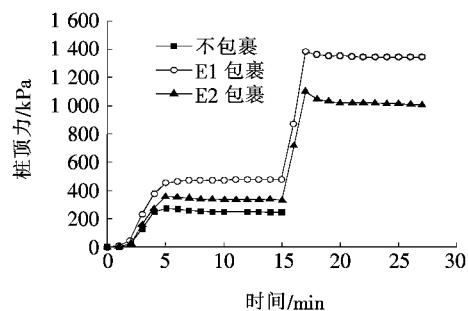


图 12 不同筋材的桩顶应力与时间的关系曲线

由图 12 可以看出:桩顶应力在加速过程中不断增大,在间歇期趋于稳定或略微减小;桩顶应力随筋材刚度增大而增加;在间歇期,不包裹和 E2 包裹时桩顶应力略有减小,而 E1 包裹时桩顶应力趋于稳定,在二级荷载后,E1 和 E2 包裹时的桩顶应力均有减小,且 E2 包裹的减小幅度大于 E1 包裹,可能是由于此时不包裹和 E2 包裹时桩体刚度不足,出现了部分屈服所导致。

图 13 为不同筋材刚度情况下桩间土应力随时间的变化曲线。桩间土应力取土压计  $t_3$  和  $t_4$  量测的均值。

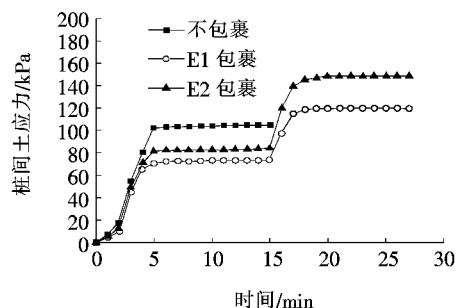


图 13 不同筋材的桩间土应力与时间的关系曲线

由图 13 可以看出:桩间土应力在加速过程中不断增大,在间歇期缓慢增长并趋于稳定;筋材刚度越大,荷载向桩顶转移得越多,导致传递到桩间土的应力越小,与现场试验(图 4、5)显示结果较一致。

图 14 为桩土应力比随时间的变化曲线。

由图 14 可知:桩土应力比在加速过程中不断增大,间歇期,桩土应力比有所减小,在二级荷载施加后

期, E1 和 E2 包裹时的桩土应力比也有所减小, 且幅度随刚度增加而减小, 与现场试验(图 6)显示的结果较一致。一级荷载作用下 E1 包裹和 E2 包裹时的桩土应力比分别稳定在 6.5 和 4.0 左右, 分别是不包裹碎石桩复合地基的 3.25 和 2.0 倍, 二级荷载作用下 E1 包裹和 E2 包裹时的桩土应力比分别稳定在 11 和 7, 主要是因为 E1 刚度最大, 导致其桩顶应力最大, 桩土应力比也最大。

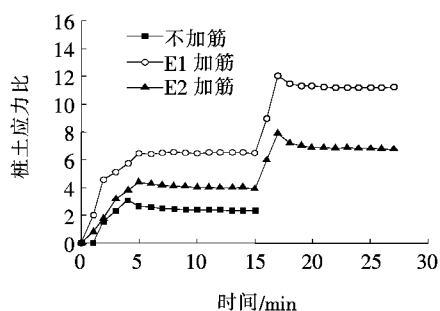


图 14 不同筋材的桩土应力比与时间的关系曲线

#### 4 路堤稳定性

图 15 为用测斜仪量测到的现场试验过程中深部水平位移曲线。

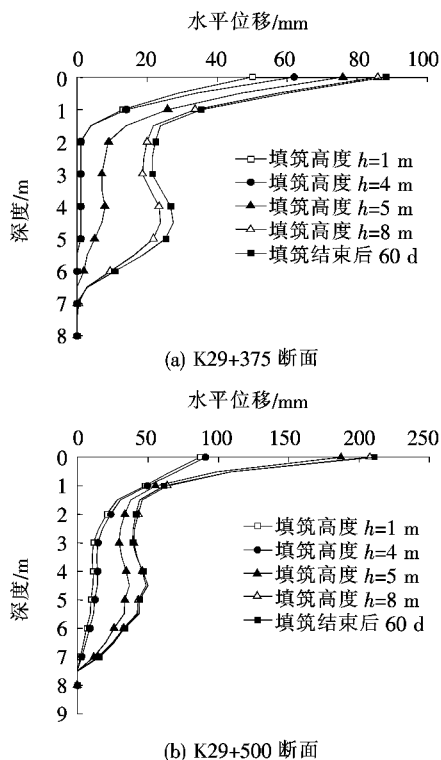


图 15 不同断面水平位移与深度的关系

由图 15 可知: 软土路基的水平位移主要发生在路

堤填筑施工期; 路基土水平位移随路堤填筑高度增大而增大, 路基表层的水平位移较大, 深层水平位移较小; 除了地表位移较大之外, 在深度 3.0~6.0 m 处的水平位移较明显, 由地层分布可知, 该深度范围的土体是物理力学性质较差的有机质土, 在上覆荷载作用下, 发生较大的位移; K29+375 断面在填土高度从 4 m 到 5 m 的过程中水平位移发展较快, K29+500 断面在填土高度从 4 m 到 8 m 的过程中水平位移发展较快, 但 K29+375 断面(包裹碎石桩处治)的水平位移比 K29+500 断面(传统碎石桩处治)要小, 说明包裹碎石桩复合地基整体强度得到提高, 竖向包裹能够约束地基的侧向变形。

#### 5 结论

(1) 复合地基路堤中心至坡脚范围内的地基均发生沉降变形, 坡脚以外的地基均发生隆起变形, 变形量随着土工材料刚度的增加而显著减小。

(2) 随着土工材料刚度的增加, 桩顶的沉降量显著减小, 超孔隙水压力减小。

(3) 桩顶、桩间土应力随着荷载的增大均呈阶梯式增大, 但桩土应力比随土工包裹材料的刚度增大而增加, 包裹碎石桩复合地基桩土应力比达到传统碎石桩复合地基的 2.0 倍以上。

(4) 土工材料竖向包裹能够约束碎石桩复合地基的侧向变形, 提高路堤的整体稳定性。

#### 参考文献:

- [1] Dheerendra M R, Sitaram N, Shivashankar R. A Critical Review of Construction, Analysis and Behaviour of Stone Columns [J]. Geotechnical & Geological Engineering, 2013, 31(1): 1-22.
- [2] Van Impe W F. Soil Improvement Techniques and their Evolution [M]. Rotterdam: Balkema, 1989.
- [3] Raithel M, Kirchner A, Schade C, Leusink E. Foundation of Construction on very Soft Soils with Geotextile Encased Columns - State of the Art [C]. Innovation in Grouting and Soil Improvement, USA: [s.n.], 2015.
- [4] Prisco D I, Galli C, Cantarelli A, et al. Geo-Reinforced Sand Columns: Small Scale Experimental Tests and Theoretical Modelling [C]. Proc. 8th International Conference on Geosynthetics, Yokohama: [s.n.], 2006: 1 685-1 688.
- [5] 欧阳芳, 张建经, 付晓, 等. 包裹碎石桩承载特性试验研究 [J]. 岩土力学, 2016(7).

## 掺砂对于湖区路基黏土工程性质的影响研究

龙滔, 石婧

(湖南省交通科学研究院有限公司, 湖南 长沙 410015)

**摘要:** 湖南省洞庭湖地区广泛分布着高压缩性的黏土, 通常被视为路基不良填料, 为了获取该类填料物理改良的依据, 该文选取了洞庭湖地区具有代表性的两种黏土, 分别对其掺入了5%~15%的细砂、中砂和粗砂而形成了多组改良土, 随后对改良土进行了界限含水率试验、击实试验以及加州承载比试验, 并根据工程性质的变化和经济成本, 得出了适应于该地区黏土的改良方案。研究表明: 掺砂可以有效降低黏土的液限和塑性指数, 但掺砂量和掺砂种类对上述两项指标影响不大; 此外, 掺细砂对承载比提高的效果最为明显, 而且相应的细砂改良土最优含水率较高, 意味着进行压实前的翻晒周期相对较短。

**关键词:** 路基; 湖区黏土; 物理改良; 砂土; 加州承载比

近年来, 公路交通运输的快速发展对公路基础设施提出了更高的要求。作为公路结构的重要组成部分, 路基质量对公路安全运营有重要的影响, 选择合适的路基填料成为路基长期质量保证的必要前提。湖南省洞庭湖区广泛分布有高压缩性黏土, 对于公路路基而言属于不良填料范畴, 如果简单地把该类土作弃方处理, 不仅会带来路基填料不足, 还会增加长距离运土带来的工程费用, 在当前节能环保要求不断提高和工

程建设成本控制的要求下, 有必要在改善该类土工程性质的基础上对其进行充分利用。目前, 中国国内学者已经开展了一些通过添加不同的替代材料(砂、石等)来改善不良填料工程性质的研究, 主要思路为探讨添加量和添加材料类型对强度特征、击实特性、水稳性等的影 响, 然而受母岩性质、气候条件和风化程度的影响, 各种改良方案具有明显的地域差异性, 而针对洞庭湖区黏土的改良研究报道较少, 因此, 该文以该地区两

\*\*\*\*\*

- [6] 赵明华, 顾美湘, 张玲, 等. 竖向土工包裹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(9).
- [7] Yoo C. Performance of Geosynthetic - Encased Stone Columns in Embankment Construction: Numerical Investigation[J]. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 2010, 136(8): 1148-1160.
- [8] 陈建峰, 童振涓, 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(增2).
- [9] Kaliakin M, Kaliakin V N, Meehan C L. Numerical Study of the Effect of Geosynthetic Encasement on the Behaviour of Granular Columns[J]. Geosynthetics International, 2010, 17(3): 132-143.
- [10] 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(9).
- [11] 张玲, 陈哲, 赵明华. 筋箍碎石桩复合地基桩土应力比的计算与分析[J]. 湖南大学学报: 自然科学版, 2017(1).
- [12] Murugesan S, Rajagopal K. Study on the Behavior of Single and Group of Geosynthetic Encased Stone Columns[J]. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 2010, 136(1): 129-139.
- [13] Ali K, Shahu J T, Sharma K G. Model Tests on Geosynthetic - Reinforced Stone Columns: A Comparative Study[J]. Geosynthetics International, 2012, 19(4): 292-305.
- [14] Afshar J N, Ghazavi M. Experiment Study on Bearing Capacity of Geosynthetic Reinforced Stone Columns[J]. Arabian Journal for Science and Engineering, 2014, 39(3): 1559-1571.
- [15] 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): 424-437.
- [16] 李良勇, 陈建峰, 徐超, 等. 土工织物散体桩路堤土工效应研究[J]. 长江科学院院报, 2017(2).

收稿日期: 2018-05-17

作者简介: 龙滔, 大学本科, 工程师, E-mail: 13999824@qq.com