

基于成层透明土的碎石桩承载特性研究

吴跃东^{1,2}, 彭博览^{1,2}, 刘 坚^{1,2}, 吴正泽^{1,2}

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

摘要: 为揭示碎石桩的承载变形机理、探究碎石桩破坏机理, 采用不同成层土分布、不同碎石粒径级配, 基于透明土技术, 开展成层透明土的碎石桩室内模型试验。结果表明: 随着砂土层厚度增大, 碎石桩承载力随之提高; 碎石桩更适用于上砂下黏成层土中砂黏土层厚度比 0.6~1.0 的地基土; 桩体最大鼓胀变形均易发生在黏土层顶部约 1 倍直径左右的深度处; 在成层土中, 不均匀系数较大、摩擦角较大的良好级配碎石桩, 更能充分发挥其静力承载力与整体刚度。研究成果揭示了复杂土层环境下成层土分布和碎石粒径对碎石桩单桩承载能力特性的影响规律。

关键词: 成层土; 碎石桩; 透明土; 静载试验; 承载特性

中图分类号: TU411.99 文献标志码: A 文章编号: 1005-8249 (2026) 01-0141-08

DOI:10.19860/j.cnki.issn1005-8249.2026.01.025

Research on Bearing Characteristics of a Single Stone Column based on Layered Transparent Soil

WU Yuedong^{1,2}, PENG Bolan^{1,2}, LIU Jian^{1,2}, WU Zhengze^{1,2}

(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: To reveal the bearing deformation mechanism and failure mechanism of crushed stone piles, indoor model tests were conducted on crushed stone piles in layered transparent soil with different soil layer distributions and crushed stone particle size gradations, based on transparent soil technology. The results show that the bearing capacity of the crushed stone pile increases with the increase of the sand layer thickness; crushed stone piles are more suitable for foundation soils with a sand-clay layer thickness ratio of 0.6-1 in layered soils with sand on top and clay on the bottom; the maximum bulging deformation of the pile body tends to occur at a depth of about one diameter at the top of the clay layer. In layered soils, well-graded crushed stone piles with a larger coefficient of uniformity and a larger friction angle can better utilize their static bearing capacity and overall stiffness. The research results reveal the influence of crushed stone particle size on the single pile bearing capacity characteristics in complex soil environments, which can serve as a reference for further research.

Key words: stratified soil; stone column; transparent soil; static load test; bearing characteristics

项目来源: 国家自然科学基金资助项目 (52378337)。

作者简介: 吴跃东 (1969—), 男, 博士, 教授, 研究方向: 软基处理与基础工程和岩土工程测试技术。

通信作者: 彭博览 (2000—), 男, 硕士研究生, 研究方向: 软土地基处理研究。

收稿日期: 2025-10-17

岩土力学

0 引言

软弱地基的稳定性是影响建筑工程安全与耐久性的关键因素。振动碎石桩作为一种经济高效的地基加固技术,通过振动水冲击形成密实桩体,与原地基共同构成复合地基,能显著提高承载力并减少沉降,已广泛运用于公路、铁路、港口及水利工程领域^[1]。尽管大量工程实践证实了其有效性,但关于碎石桩复合地基的承载力特性,特别是长期荷载下的性能演变,复杂应力路径下的响应机制,仍需通过系统的理论分析与试验进行深入研究。

国内外学者围绕碎石桩承载特性开展了大量试验与数值模拟研究,相关成果为揭示碎石桩承载机理、优化工程设计提供了重要技术支撑。方仁义等^[2]依托公路工程场景,构建碎石桩复合地基数值模型,揭示了复合地基在相关荷载作用下的力学响应特征;Ali等^[3]进行了载荷试验,重点对比了端承型碎石桩与普通碎石桩的承载性能差异,证实了端承作用对提升碎石桩承载效率的积极效果;Fattah等^[4]在软土地基环境下开展路堤模型试验,系统研究了普通碎石桩与筋箍碎石桩的受力变形特性,发现筋箍约束可有效改善桩体稳定性与抗变形能力;王家全等^[5]通过室内试验,探究了碎石粒径级配对接筋包裹碎石桩承载性能的影响规律,明确合理的粒径分布可优化桩体密实度与桩土界面接触特性;谭鑫等^[6]采用有限差分法,对软土地基中碎石桩单桩竖向受荷破坏全过程进行数值模拟,清晰呈现了桩体屈服破坏的演化路径,确定了临界荷载阈值。

透明土技术作为成本较低的可视化地基土模拟技术,凭借变形可量化、桩土相互作用可视化等优势,在地基工程模型试验中得到广泛应用,为揭示土体变形规律与桩土相互作用机制提供了全新技术手段。齐昌广等^[7]利用透明土材料模拟细长桩弯曲变形过程,捕捉并分析了桩体变形引起的土体位移场变化特征;王壮等^[8]基于透明土试验系统,开展沉桩与拉拔过程模型试验,深入研究了沉桩挤土效应及拉拔过程中桩土界面摩阻力传递规律;卢谅等^[9]依托成层土透明土模型试验优势,系统探究了贯入探头与土体的相互作用机制,明确了土体三维变形演化规律;孙智文等^[10]结合透明土材料与PIV

图像处理技术,开展螺旋桩顶升纠偏既有基础的模型试验,揭示了纠偏过程中地基土应力重分布特性;周东等^[11]结合透明土材料设计侧向位移作用下被动桩模型试验系统,实现了桩周土体剪切变形与位移场的精准测量;黄志波等^[12]基于透明土技术开展倾斜受荷刚性桩-黏性土复合地基模型试验,明确了倾斜荷载下桩体受力特征与土体破坏模式。

现有研究中,学者们对碎石桩单桩承载力的影响因素多集中于桩长、桩间距及桩径比等几何参数,对桩体碎石粒径级配、地基土分布等关键因素的研究仍显不足,相关作用机理有待进一步明确;透明土技术在桩基工程中的应用多集中于普通桩基、被动桩等桩型,针对碎石桩承载特性的可视化研究成果尚较为匮乏。因此,借助透明土技术开展成层土条件下的碎石桩模型试验,研究不同成层土厚度、成层土位置以及碎石粒径这些变量对于碎石桩单桩承载特性的影响,揭示复杂土层环境下不同因素对碎石桩单桩承载特性的作用规律。

1 试验内容及方案

1.1 试验设备

根据JGJ 79—2012《建筑地基处理技术规范》^[13]建立模型,原型桩长10 m 桩径1 m,缩尺比例为50:1,模型碎石桩直径选为20 mm,桩长为20 cm,长径比为10,荷载板为圆形,直径选为20 mm。模型槽的内尺寸如图1所示,模型槽的厚度5 mm,高度20 cm。

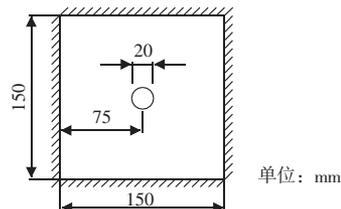


图1 模型箱平面示意图
Fig. 1 Model box plan view

试验装置主要有:阿贝折射仪、砝码、激光光源、阻尼式光学平台、桩定位板、带孔有机玻璃板、PVC圆杆、PVC套管、螺旋取土器、测力计、土压力盒、有机玻璃板、荷载板、百分表、相机。

1.2 试验材料

根据JGJ 79—2012《建筑地基处理技术规范》^[13],散体桩填料粒径应在2~15 cm之间。《复合地基处理及其工程实例》^[14]中,碎石桩常用粒径为

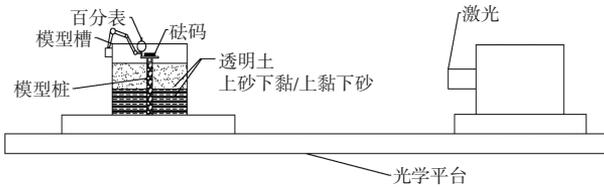


图2 试验装置示意图

Fig. 2 Schematic diagram of the experimental setup

20~50 mm。按照几何相似条件，采用的碎石桩填料为福建标准砂，粒径为0.2~2 mm，按密实度0.7，桩身填料标准砂，依据 GB/T 50123—2019《土工试验方法标准》^[15]进行试验，碎石桩填料的基本物理参数见表1。

表1 碎石桩填料物理参数

Table 1 Physical parameters of crushed stone pile fill

碎石级配	填筑干密度 / (g/cm ³)	摩擦角 / (°)	孔隙比
级配一	1.995	35.048	0.259
级配二	1.984	35.728	0.281
级配三	1.951	38.881	0.232

为了满足光线吸收能力不强、反射率不高但是内部均匀的要求，透明砂土采用熔融石英砂模拟，透明黏土采用沉淀白炭黑模拟。其中：熔融石英砂，粒径为0.1~0.5 mm，二氧化硅含量为99.99%，莫氏硬度7.0，相对比重2.21，折射率约为1.458 5，最大最小干密度为分别为1.344、1.02 g/cm³。基本参数见表2。混合液体基本参数见表3。

表2 熔融石英砂的基本参数

Table 2 Basic parameters of fused silica sand

组成成分	熔点 / °C	莫氏硬度	折射率 / (m/s)	膨胀系数	弹性模量 / GPa	酸碱性
SiO ₂	1 713	7.0	1.458 5	5 × 10 ⁻⁷	72	酸性

为了最大程度地降低示踪粒子对土体性质和透明度的影响，选取具备高化学稳定性的氧化钛作为示踪粒子。不与孔隙液体及沉淀白炭黑产生化学反应，确保了土体的原有性质得以保持。同时，为确保示踪粒子能在激光照射下发挥出理想散斑效果，将氧化钛与沉淀白炭黑的质量比控制在0.015%。

表3 透明土孔隙液体的基本参数

Table 3 Basic parameters of pore fluid in transparent soil

名称	黏度 / (mm ² /s)	熔点 / °C	闪点 / °C	密度 / (g/cm ³)	25 °C 折射率
15#白油	15.00	-12.0	180	0.854	1.461
3#白油	3.50	-30.0	103	0.810	1.448
正十二烷	1.45	-9.6	71	0.748~0.751	1.421

1.3 试样制备

1.3.1 成层透明土

试验所采用的人工合成透明土由透明颗粒材料和孔隙流体组成。

透明砂土采用石英砂清洗烘干后，将3#白油与15#白油按体积比1:8混合并搅拌倒入模型箱后向孔隙液体中加入一定数量的熔融石英砂。透明黏土采用EI和15#白油以1:4体积比混合，在室温下用玻璃棒充分搅拌。将沉淀白炭黑倒入制备完成的孔隙液体并加入示踪粒子氧化钛。EI溶剂性能特点见表4。

表4 EI溶剂基本参数

Table 4 Basic parameters of EI solvent

黏度 / (mm ² /s)	闪点 / °C	密度 / (g/cm ³)
2.19	83	0.796

1.3.2 碎石桩成桩

参考 JGJ 79—2012《建筑地基处理技术规范》^[13]，基本步骤为：预制孔、投放碎石、震荡碎石、拔出预制管。

1.3.3 模型制作

在预设好的位置放置空心管，将设计好的碎石桩碎石填料按2 cm高度，分次倒入管内，每次将空心管向上拔起2 cm，每层采用圆杆振捣夯实。

1.4 试验方案

采用分级堆载砝码的方式加载，按1/8单桩极限承载力为一级进行试验加载，每一级加载的荷载值相同。加载过程中，按照前15 min，每隔5 min记录一次；之后每隔15 min记录一次。持续观察并记录，若30 min内累计沉降量小于0.1 mm，则判定沉降趋于稳定，标志着可施加下一级荷载。若试验过程中出现位移总量累积20 mm或沉降速度急剧增加的情况，立即停止试验。方案见表5~6。

表5 试验工况方案

Table 5 Test condition scheme

序号	成层土分布	砂土层厚度/mm	碎石级配
参考试验	上砂下黏	100	级配一
ST1	上砂下黏	50	级配一
ST2	上砂下黏	75	级配一
ST3	上砂下黏	100	级配一
SL1	上砂下黏	100	级配一
SL2	上黏下砂	100	级配一
SG1	上砂下黏	100	级配一
SG2	上砂下黏	100	级配二
SG3	上砂下黏	100	级配三

岩土力学

表 6 模型试验碎石级配方案

Table 6 Model test crushed stone gradation scheme

	d_{10}/mm	d_{30}/mm	d_{60}/mm	C_u	C_c	级配评价
级配一	0.20	0.45	1.00	5.00	1.01	良好
级配二	0.20	0.71	1.25	6.25	2.02	良好
级配三	0.20	0.92	1.43	7.15	2.96	良好

2 试验结果分析

2.1 荷载沉降曲线

由图 3 (a) 可知, ST1、ST2、ST3 组分别在沉降约 12、8、6 mm 时, 曲线出现转折点。同时, 桩头的鼓胀现象异常明显, 代表碎石桩在竖向荷载作

用下已发生失稳破坏。ST1 曲线呈现陡降型, ST2、ST3 更为平缓, 沉降速率较低, 整体变形性能与稳定性更好, 说明上砂下黏成层土中碎石桩承载力随砂层增厚而提高。

由图 3 (b) 可知, 曲线的整体发展大体上保持着线性的特性规律, 不同土层条件下的桩顶位移与荷载之间的关系随着荷载的逐步提升呈现出差异化的变化趋势。在相同荷载下, SL1 组的桩顶沉降比 SL2 组的小, 表明上砂下黏成层土中碎石桩的承载力更大, 即碎石桩更适用于成层土中上部土体强度较强的情况。

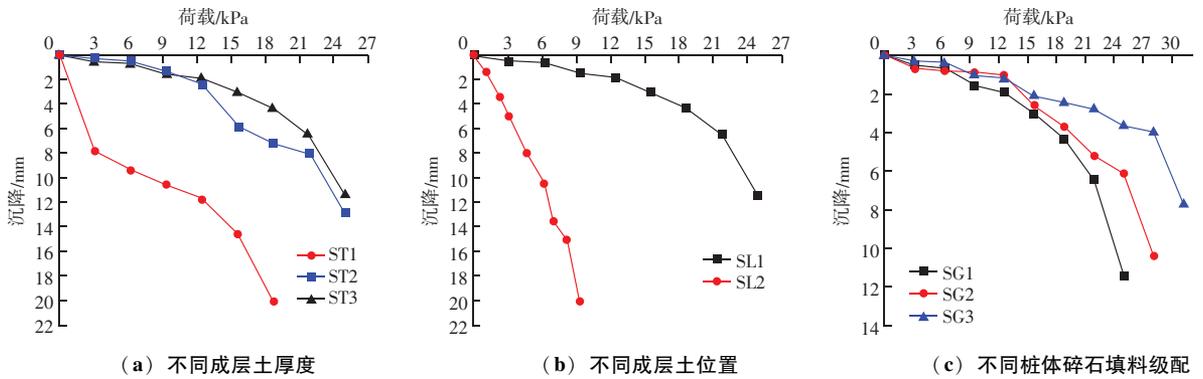


图 3 各工况下碎石桩单桩荷载-沉降曲线图

Fig. 3 Single pile load-settlement curves of crushed stone piles under various working conditions

由 3 (c) 可知, 在相同荷载下, 级配三的沉降小于级配一和级配二, 在承载力方面展现出明显优势。这表明, 良好级配的碎石桩中, 不均匀系数越大、摩擦角越大, 其静力承载力与整体刚度越高。

2.2 桩体荷载传递系数

由 4 (a) 可知, 各加载阶段中 ST1 组荷载传递系数始终较高, 最终稳定在 0.15 左右。加载初始阶段, 因桩体结构松散且荷载较小, 荷载多通过桩体鼓胀变形传递至周边土体, 未能有效传递至桩体深层; 继续加载后, 桩体碎石逐渐密实, 荷载传递效率提高, 传递系数不断增大。ST2 组随荷载增大, 更多上部荷载传递至桩体较深处, 荷载传递系数呈现起伏变化; ST3 组的荷载传递系数波动区间更小, 荷载增加对其影响弱。

图 4 (b) SL2 组的荷载传递系数随荷载增大总体呈上升趋势, 且 SL1 组的平均桩底荷载传递系数小于 SL2 组。说明 SL2 层土中桩侧摩阻力的贡献占

比持续下降, 桩的稳定性较差、承载力较小; 而 SL1 中桩的稳定性较好、承载力更佳。

已知级配三到级配一的不均匀系数以及摩擦角逐渐减小, 由图 4 (c) 得出各组荷载传递系数关系为 $SG1 > SG2 > SG3$ 。级配的不均匀系数越大、摩擦角越大的荷载传递系数越小, 荷载主要由桩侧摩阻力承担, 表明桩体所受的竖向荷载得到了桩-土共同作用的良好扩散。SG1 组系数保持在 0.036~0.058 之间, 加载值提升使 SG1 的荷载传递系数起伏变化最后减小。SG2 组的荷载传递系数呈线性减小最后保持在 0.024 左右, SG3 组的系数随着荷载的增大逐渐减小。且由表 7 可知, SG3 组系数比 SG1 组小 42.22%, SG2 组系数比 SG1 组小 24.44%, SG3 组系数比 SG1 组的系数小 23.53%, 表明成层土中碎石桩桩身材料的均匀系数、摩擦角越大, 碎石桩的承载力越大。同时由表 7 得出各试验组桩体的荷载传递系数均小于 0.5, 表明荷载主要由桩侧摩阻力承担。

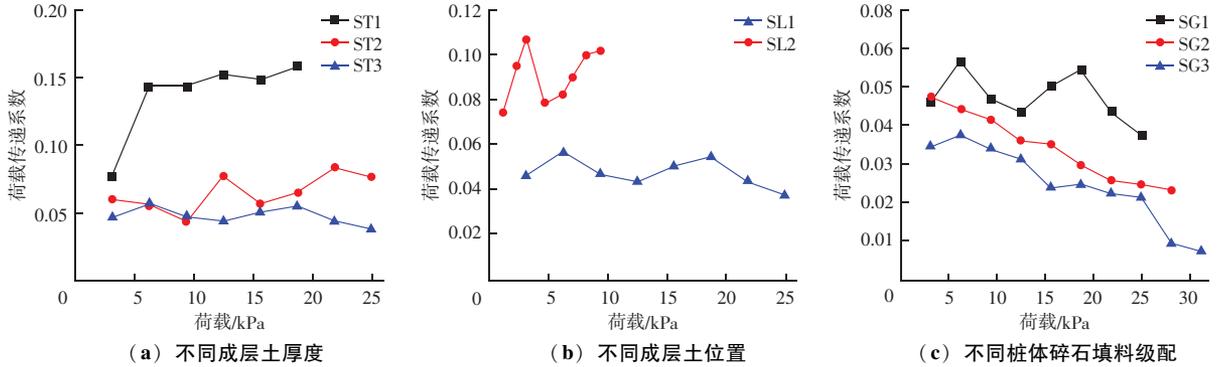


图4 各工况下碎石桩的荷载传递系数

Fig. 4 Load transfer coefficient of crushed stone piles under various working conditions

表7 单桩静载试验各试验组的平均荷载传递系数
Table 7 Average load transfer factor of each test group in the static load test of a single pile

试验对象	荷载传递系数
ST1	0.189
ST2	0.064
ST3、SL1、SG1	0.045
SL2	0.090
SG2	0.034
SG3	0.026

2.3 桩体鼓胀变形

由图5 (a) 知, 不同组别的桩身鼓胀量及最大鼓胀变形位置存在差异; 随着上层砂土层厚度增大, 下层黏土层内桩身的鼓胀变形量逐渐增大。ST1、ST2、ST3 组的桩身最大鼓胀变形位置均位于下部黏

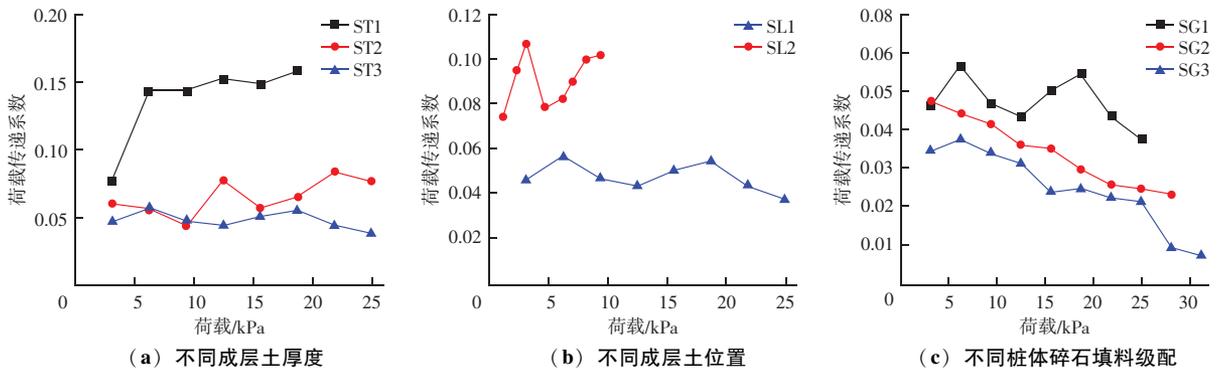


图5 各工况下碎石桩的的桩体鼓胀变形沿桩长的分布

Fig. 5 Distribution of pile bulging deformation along pile length under various working conditions

由图5 (c) 知, 成层土的砂土层中各级配碎石桩的鼓胀变形大致相同, 但黏土层中各级配的碎石桩变形不一致。SG1 碎石桩的最大鼓胀变形量出现在处于深度 (5.75d, 8.75d) 之间的黏土层, 这是由于 SG1 碎石不均匀系数较小, 碎石颗粒差异小, 压实效果较差, 碎石桩更易发生鼓胀变形。SG2 桩身最大鼓胀变形量位置处于深度 (5.75d, 7.75d) 之间

土层顶部约 1d (d 为桩径) 深度处, 这表明当上砂下黏成层土分布时, 桩身最大鼓胀变形易发生在黏土层顶部 1d 深度附近。

图5 (b) 中对比上层砂土下层黏土 (SL1) 中的碎石桩可知, SL2 组桩顶变形更为明显; SL1 组碎石桩的鼓胀变形主要发生在黏土层, 且变形范围覆盖黏土层内的整个桩体, 这与荷载向下传递至黏土层有关; SL2 组则在深度 (3d, 4d) 处出现鼓胀量的第二个峰值, 这是由于荷载加载过程中应力逐渐增大, 变形集中在碎石桩的薄弱部位所致。这表明, 上砂下黏 (SL1) 成层土比上黏下砂 (SL2) 更能发挥碎石桩的承载效果。

的黏土层, SG3 的碎石桩最大鼓胀变形量出现在处于深度 (5d, 9d) 之间的黏土层。其中: 黏土层中 SG1 碎石桩最大鼓胀量段平均值为 5.7 mm 左右、SG2 碎石桩最大鼓胀量段平均值为 3.2 mm 左右、SG3 碎石桩最大鼓胀量段平均值为 2.2 mm 左右。这表明级配的不均匀系数越大、摩擦角越大, 桩身鼓胀量越小, 碎石桩的承载能力更强。

岩土力学

2.4 桩体破坏模式分析

2.4.1 砂土层的桩体向下刺入而导致桩体在黏土层鼓胀破坏

上砂下黏成层土中的碎石桩，在荷载作用下，距离桩顶 $2d$ 范围内及黏土层上部 ($0, 3d$) 范围内会发生鼓胀；最终因砂土层内桩体向下刺入、黏土层内桩体鼓胀，导致桩体在黏土层处发生鼓胀破坏，如图 6 (a) 所示。

2.4.2 桩顶发生鼓胀破坏

上黏下砂成层土中的碎石桩，在荷载作用下，桩顶 ($0, 2.5d$) (d 为桩径) 范围内会出现鼓胀现象，且鼓胀变形在距离桩顶 ($1d, 2d$) 范围内达到最大值；最终因桩顶沉降变形过大而发生破坏，如图 6 (b) 所示。

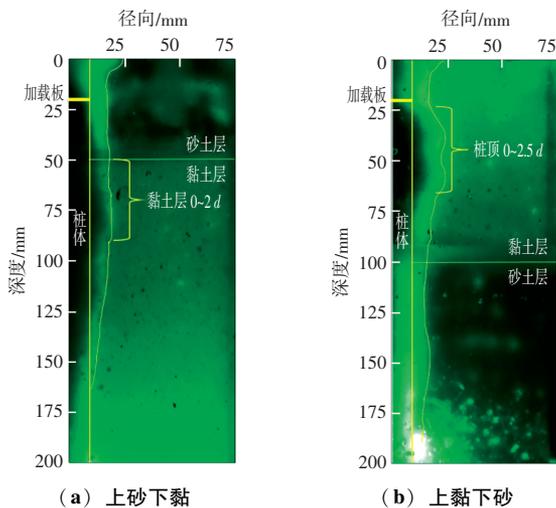


图 6 不同位置碎石桩鼓胀破坏

Fig. 6 Swelling failure of crushed stone piles at different positions

2.5 桩周土体变形

分析区域的位移矢量图如图 7 所示 (坐标单位 mm, 坐标原点为桩顶中心处, 箭头单位 mm, 箭头指向代表位移方向、箭头长短以及颜色变化代表位移大小)。

试验组 ST1 的桩周土体变化主要发生在下部黏土层。在加载中期阶段, 桩身 ($3.75d, 5.5d$) 范围内的桩身向下变形; 在最终加载阶段, 上部砂土层径向 $0.75d$ 范围内土体往桩体方向变形, 说明竖向荷载导致桩体产生向下刺入变形。

砂土层径向 ($1d, 2.5d$) 范围内的土颗粒向下产生位移, 径向 ($2.5d, 3.75d$) 颗粒的位移主要是

水平向的径向位移, 而在深度为 $1d$ 的地方, 由于上方覆盖土体重量不足以抵抗挤压作用, 颗粒产生了向上的位移。说明桩体的刺入使桩周土体向外变形, 此时荷载通过桩土作用向外扩散; 深度 ($3d, 6d$)、径向 ($0, 2d$) 范围内的黏土层颗粒产生向外的位移变化, 说明 ST1 组的鼓胀破坏发生在黏土层的上部范围内。由图 7 (b) 可知, 最终加载状态的桩周土体位移影响区域较前期更大, 反映出随着荷载的增加, 桩顶荷载逐渐向下传递至黏土层范围内并向桩周土体传递。

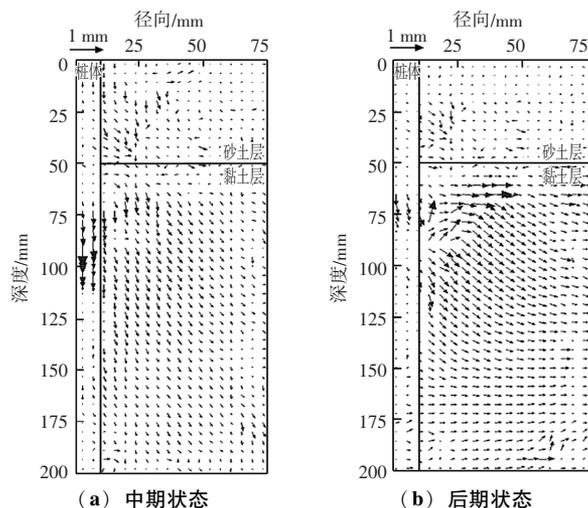


图 7 ST1 位移矢量图

Fig. 7 ST1 Displacement vector diagram

由图 8 可知, 试验组 ST2 的桩周土变形区域主要发生在 ($3.75d, 5.75d$) 深度范围内并且整个加载过程中土体持续向下变形, 特别是靠近桩体范围内

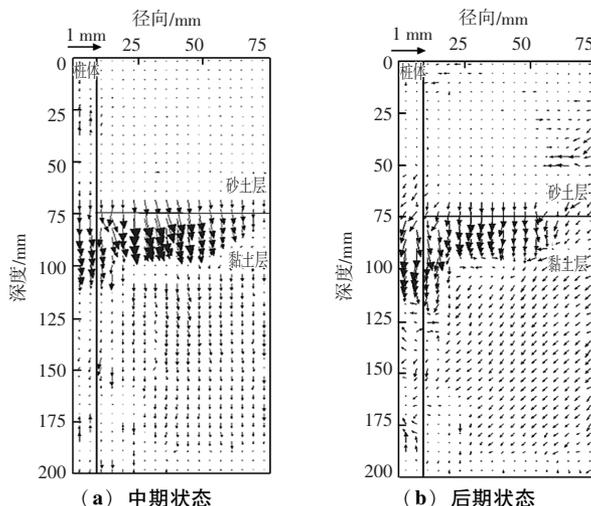


图 8 ST2 位移矢量图

Fig. 8 ST2 displacement vector diagram

的土体，随着荷载的持续增加在黏土层桩土交界处发生较明显的变形。而砂土层仅前半阶段出现些微变形，后半阶段的土体变形十分渺小。

由图 9 (a) 可知，试验组 ST3 (SL1、SG1) 的前半阶段桩周土变形区域主要发生在黏土层的绝大区域以及砂土层上部 (0, 1d) 范围内以及 (2d, 3d) 范围内；由图 9 (b) 可知，后半阶段变形发生在黏土层，变形主要从桩土交界向黏土方向变形。

成层土中随砂土层厚度的增大，碎石桩对砂土层的挤压变形减小，黏土层顶部的碎石桩桩周土体竖向位移减小，径向位移减小，下部黏土层的桩体更好的将荷载向深处传递，桩周土的变形范围更大更均匀，即成层土中砂土层厚度的增大，碎石桩承载能力更强。

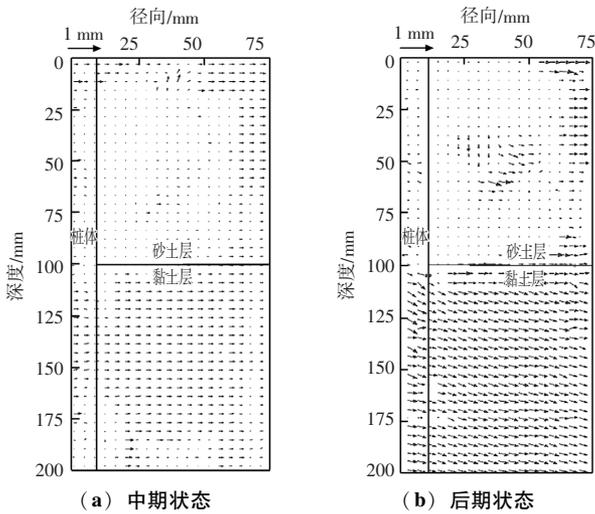


图 9 ST3 位移矢量图

Fig. 9 ST3 displacement vector diagram

由图 10 (a) 可知，试验组 SG2 的前半阶段桩周土变形区域主要发生在砂土层上部 (0, 1d) 深度范围内，下部黏土层主要呈现整体向下的变形；由图 10 (b) 可知，试验组 SG2 的后半阶段桩周土变形区域主要发生在 (1d, 4d) 深度范围内，下部黏土层中 (6d, 9d) 深度范围内桩周土体主要呈现整体向下的变形，而成层土砂土和黏土交界处上下 0.5d 范围内的土体变形甚小，这可能是由于砂土层和黏土层的荷载传递相互抵消造成的。

由图 11 (a) 可知，试验组 SG3 的前半阶段桩周土变形区域主要发生在砂土层 (2.5d, 4.5d) 深度范围内以及黏土层中 (6d, 9d) 深度，桩周土体整

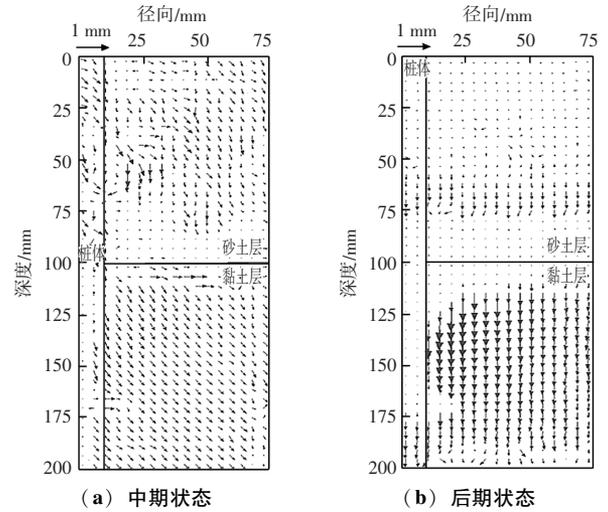


图 10 SG2 位移矢量图

Fig. 10 SG2 displacement vector diagram

体变形向外，说明 SG3 试验组的桩体充分发挥桩侧摩阻力，桩周土体收到碎石桩的鼓胀向外传递荷载；由图 11 (b) 可知，试验组 SG3 的后半阶段桩周土变形区域主要发生在黏土层，说明随着荷载的增加上部砂土层土体充分发挥桩周土体对碎石桩的侧向约束力，荷载向下部黏土层传递，故变形主要发生在黏土层；而靠近桩体的砂黏土层界面深度为 (5d, 6d) 范围内的桩周土变形较小，可能是由于砂土层和黏土层的荷载传递相互抵消造成的。

由图 9 ~ 图 11 可知，随着不均匀系数、摩擦角的增大，砂土层靠近桩顶 2 ~ 4d 深度范围内的桩周土体变形变大，黏土层桩周土体整体呈现向下并向外的变形。

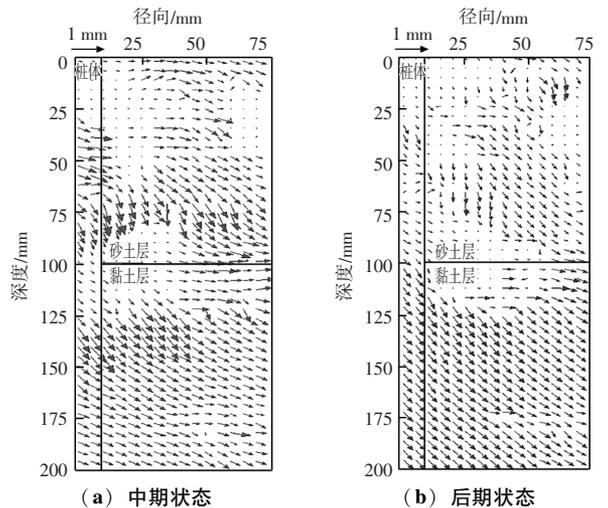


图 11 SG3 位移矢量图

Fig. 11 SG3 displacement vector diagram

岩土力学

试验组 SL2 由于整个过程桩周土体变形趋势基本不变, 所以分析整个过程。由图 12 可知, 试验组 SL2 的桩周土变形区域主要发生在上部黏土层靠近桩顶 (0, 3d) 深度范围内, 出现桩周鼓胀变形并且将桩周土体向水平方向挤压, 上方覆盖土壤重量不足以抵抗挤压作用, 颗粒产生了向上的位移, 可能是桩周土强度较弱, 不足以提供足够的侧向约束, 碎石桩尚未将荷载向桩体深处传递便在桩顶处发生鼓胀破坏。

上硬下软土层桩周土体 SL1 (ST3、SG1) 在上部砂土层的变形较小, 在下部黏土层的变形较大。对比而言, 对于成层土中碎石桩的承载力而言, 在上砂下黏土层中的承载能力更强, 更适用于成层土中上部为强度较强的土体情况中。

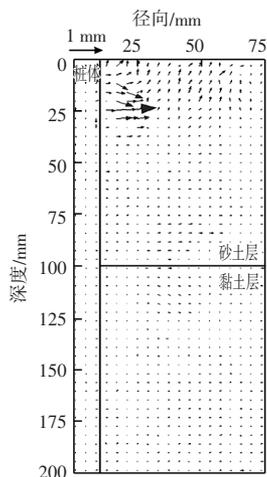


图 12 SL2 位移矢量图

Fig. 12 SL2 Displacement Vector Diagram

3 结论

通过采用不同成层土分布、不同碎石粒径级配, 基于透明土技术, 开展成层透明土的碎石桩室内模型试验, 得到以下主要结论:

(1) 上砂下黏成层土中碎石桩的承载能力较上黏下砂成层土中碎石桩的承载能力更强, 碎石桩更适用于在上砂下黏成层土中应用。

(2) 上砂下黏成层土中, 砂土层厚度越大, 碎石桩承载力越强。上砂下黏成层土中砂黏土层厚度比为 0.6~1 的地基土能够更好的发挥碎石桩的承载能力。

(3) PIV 分析结果表明, 随着荷载的增加, 桩顶荷载逐渐向下传递至黏土层范围内并向桩周土体传

递。成层土中随砂土层厚度的增大, 桩周土的变形范围更大更均匀。随着不均匀系数、摩擦角的增大, 黏土层桩周土体整体呈现向下并向外的变形。

(4) 各试验组桩体的荷载传递系数均保持在 0.5 以下, 说明各试验组桩体大部分荷载主要由桩侧摩阻力来承担。

参 考 文 献

- [1] 周燕国, 王训阳, 姚鹏飞, 等. 振冲碎石桩地基处理物理模拟相似性初步研究 [J]. 岩土工程学报, 2025, 47 (增刊 1): 5-9.
- [2] 方仁义, 周礼, 王承昊, 等. 软土地区碎石桩复合地基变形特性研究 [J]. 公路, 2025, 70 (6): 32-38.
- [3] ALI K, SHAHU J T, SHARMA K G. Geosynthetic reinforced stone columns in soft soils: An experimental and analytical study [J]. In: Proc Of 9th International Symposium on Lowland Technology. Saga, Japan, 2014.
- [4] 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, 16 (4): 04015102.
- [5] 王家全, 邹辰皓, 黄世斌, 等. 碎石粒径对 GESC 承载性能影响的数值耦合分析 [J]. 公路, 2023, 68 (10): 98-105.
- [6] 谭鑫, 冯龙健, 胡政博, 等. 竖向荷载下软土中碎石单桩破坏模式及承载力计算 [J]. 湖南大学学报 (自然科学版), 2021, 48 (9): 10-19.
- [7] 齐昌广, 陈永辉, 王新泉, 等. 细长桩屈曲的透明土物理模型试验研究 [J]. 岩石力学与工程学报, 2015, 34 (4): 838-848.
- [8] 王壮, 李驰, 丁选明. 基于透明土技术土岩边坡滑移机理的模型试验研究 [J]. 岩土工程学报, 2019, 41 (2): 185-188.
- [9] 卢谅, 何兵, 肖亮, 等. 基于透明土的成层土中 CPT 贯入试验研究 [J]. 岩土工程学报, 2022, 44 (12): 1-10.
- [10] 孙智文, 孔纲强, 付贵海, 等. 既有基础螺旋桩顶升纠偏机理透明土试验 [J]. 铁道科学与工程学报, 2022, 19 (8): 2259-2267.
- [11] 周东, 刘汉龙, 仇文岗, 等. 被动桩侧土体位移场的透明土模型试验 [J]. 岩土力学, 2019, 40 (7): 2686-2694.
- [12] 黄志波, 吴能森, 许旭堂. 倾斜受荷刚性桩-黏性土复合地基变形研究 [J]. 内蒙古农业大学学报 (自然科学版), 2025, 46 (5): 70-77.
- [13] JGJ 79—2012 建筑地基处理技术规范 [S].
- [14] 牛志荣, 李宏, 穆建春, 等. 复合地基处理及其工程实例 [M]. 北京: 中国建材工业出版社, 2000.
- [15] GB/T 50123—2019 土工试验方法标准 [S].