

DOI: 10.11779/CJGE201409003

竖向土工加筋体对碎石桩承载变形影响的模型试验研究

赵明华, 顾美湘, 张 玲, 刘 猛

(湖南大学岩土工程研究所, 湖南 长沙 410082)

摘要: 在碎石桩桩顶一定深度内包裹竖向土工加筋体形成筋箍碎石桩, 能有效提高碎石桩的承载能力, 控制复合地基沉降量。采用分级加载方式, 设计并完成了两组较大比例室内模型试验, 对比分析了筋箍碎石桩和传统碎石桩的承载变形特性, 进而探讨了筋箍碎石桩的加筋机理和鼓胀变形模式, 重点分析了竖向土工加筋体的应力应变特征。分析结果表明: 竖向土工加筋体能有效约束碎石桩的侧向鼓胀, 在微小侧向变形内提供足够的径向约束应力; 筋箍碎石桩的最大鼓胀变形多发生于加筋体以下区域, 其破坏模式与筋体材料、桩体、桩周土体及其相互作用和协调变形密切相关; 筋箍碎石桩的桩顶和桩底桩土应力比均明显大于传统碎石桩, 上部土工加筋体在提高桩体刚度的同时, 可有效地将上部荷载传递至桩底较好土层。

关键词: 筋箍碎石桩; 模型试验; 复合地基; 鼓胀变形; 加筋体

中图分类号: TU44 文献标识码: A 文章编号: 1000-4548(2014)09-1587-07

作者简介: 赵明华(1956-), 男, 湖南邵阳人, 教授, 博士生导师, 主要从事桩基础和软土地基处理等研究。E-mail: mhzhaohd@21cn.com。

Model tests on influence of vertical geosynthetic-encasement on performance of stone columns

ZHAO Ming-hua, GU Mei-xiang, ZHANG Ling, LIU Meng

(Institute of Geotechnical Engineering, Hunan University, Changsha 410082, China)

Abstract: Wrapping the individual stone columns with vertical geosynthetics can effectively improve the load performance of stone columns and control the settlement of composite foundation. The quantitative improvement of loading capacity of geosynthetic-encased stone columns is investigated through two series of laboratory model tests conducted on stone columns installed in soft soils in a large scale testing tank. Bulging failure models and reinforcement mechanism are discussed, and the stress-strain characteristics of vertical encasement are analyzed. The results from the loading tests indicate significant improvement in loading capacity of the stone columns due to vertical encasement. The biggest bulging deformation occurs just below the encasement, and the bulging model involves the interaction between the stone column, vertical geosynthetic-encasement and surrounding soils. The column-soil stress ratio of composite foundation for the encased stone columns is much higher than that for the ordinary stone columns. The vertical geosynthetics greatly improve the stiffness of stone columns and help to transfer the upper load to the bottom layer of soils.

Key words: geosynthetic-encased stone column; model test; composite foundation; bulging deformation; encasement

0 引言

碎石桩复合地基作为一种有效的地基处理手段, 因其取材方便、施工简单、造价低廉, 且具有良好的振密挤密、置换、排水固结和减少地基土地震液化可能性等加固改良作用而在软基处理中广泛应用^[1-2]。但由于碎石桩自身没有胶结强度, 需要桩周土提供侧向约束力才能形成桩体。竖向荷载作用下, 当桩周土体强度较低而不能提供足够的侧向约束力时, 碎石桩极易发生侧向鼓胀破坏而导致整个复合地基失效。已有研究表明^[3], 侧向鼓胀破坏是碎石桩的主要破坏模式,

是控制碎石桩极限承载力的主要因素。同时, 传统的碎石桩复合地基存在如下问题: ①碎石桩的适用范围, 一般认为碎石桩不宜加固软弱黏土(不排水抗剪强度小于20 kPa); ②天然地基的承载力较低时, 碎石桩复合地基承载力的提高幅度有限, 难以达到设计要求; ③采用碎石桩加固后, 复合地基的沉降得不到有效地控制。

基金项目: 国家自然科学基金项目(51078138); 国家自然科学青年基金项目(51208191)

收稿日期: 2013-12-30

为提高碎石桩的承载能力,有效控制复合地基沉降量,在传统的碎石桩桩顶一定深度范围内(2~3倍桩径)设置竖向土工套筒形成新型的加筋碎石桩是一种高效、可靠的方法。竖向土工套筒由强度较高的土工材料(土工织物或土工格栅等)制作而成,套筒直径等于碎石桩直径,套筒长度即为加筋深度。土工套筒在碎石桩侧向鼓胀时提供额外的侧向约束,提高桩体刚度,其作用类似于钢筋混凝土柱中的箍筋约束,本文称在碎石桩周围包裹土工材料套筒形成的加筋碎石桩为“筋箍碎石桩”。同时,土工材料套筒能防止碎石颗粒挤入周围土体,保持碎石桩的摩擦特性和排水通道^[4]。

筋箍碎石桩的概念首先由Van Impe^[5]提出并应用于路基处理。Murugesan等^[6]通过数值模拟和模型试验探讨了筋箍碎石桩的承载变形特点,研究表明竖向加筋体能有效改善碎石桩的鼓胀变形程度,筋材模量对碎石桩的承载力有重要影响。Ghazavi等^[7]通过室内模型试验研究了加筋体对不同桩径碎石桩的处治效果,以及碎石桩在不同加筋深度时的承载力大小。

由此可见,已有关于筋箍碎石桩的试验主要倾向于宏观上的对桩体承载力的描述分析。对于筋箍碎石桩中更加深入细致的如加筋机理、鼓胀变形和桩土应力传递规律(桩土应力比、碎石桩-加筋体-桩周土体三者相互作用等)的试验研究鲜有报道。

碎石桩通过侧向鼓胀、挤压周围土体而获得侧向约束,进而发挥桩体承载力。鼓胀变形是碎石桩产生较大竖向沉降的主要原因,是研究碎石桩承载机理的基础。筋箍碎石桩与传统碎石桩的根本区别在于竖向加筋体,竖向加筋体的加筋效果体现在筋材产生拉应力而限制桩体的侧向鼓胀,减少竖向沉降,提高桩体承载能力。因而,筋材拉力和桩身鼓胀变形是筋箍碎石桩承载变形研究的重要内容。

本试验基于相似理论^[8],取比尺为1:2.5,对比分析了筋箍碎石桩和传统碎石桩的承载变形特性,深入探讨了筋箍碎石桩的加筋机理和鼓胀变形模式,重点分析了竖向土工加筋体的应力应变特征。

1 试验设计与方法

1.1 模型试验概况

试验地点为湖南大学工程实验大楼的地基试验室,通过在地槽两边的临空面砌筑厚为240 mm的砖墙,围成矩形区域作为试验模型槽。试验共分为两组,第一组为传统的非加筋碎石桩复合地基,第二组为筋箍碎石桩复合地基,加筋深度为2倍桩径。每组试验对称布置4根直径200 mm的碎石桩,每两根分别进

行单桩和单桩复合地基试验。试验布置如图1所示。

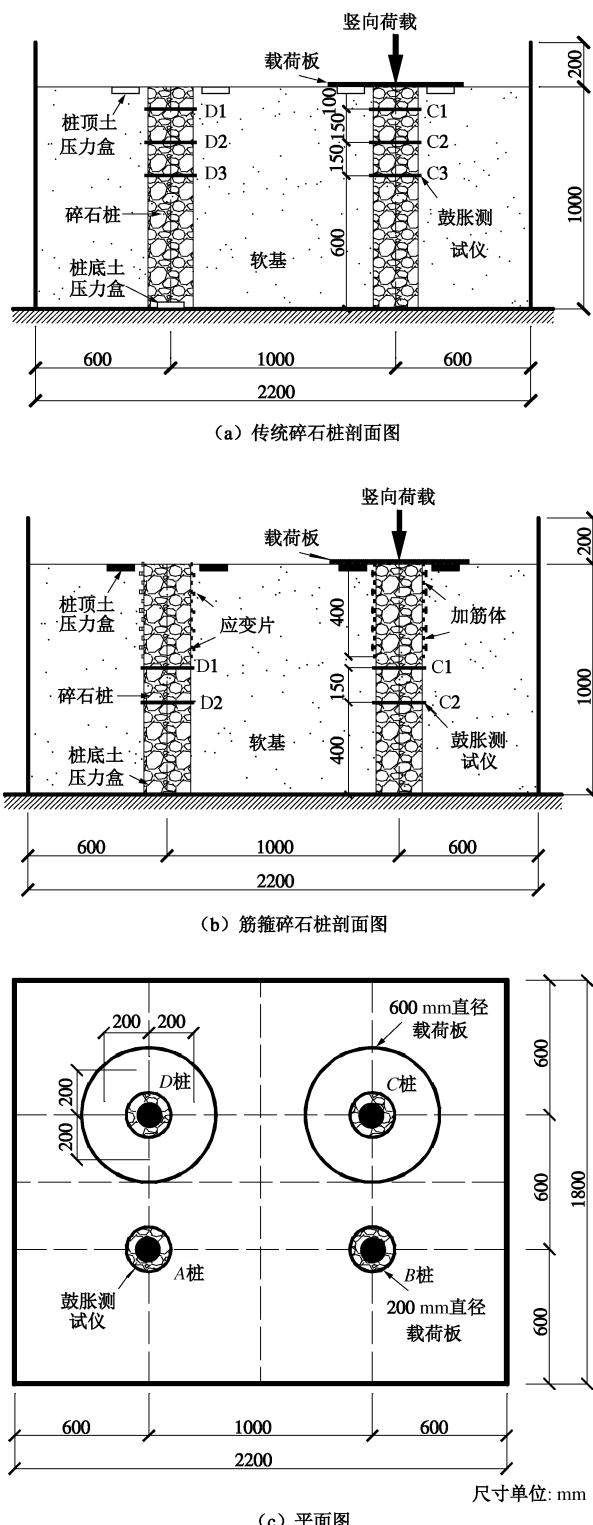


图1 模型试验布置图

Fig. 1 Layout of model tests

1.2 试验设备和测试系统

模型试验设备主要由加载反力架、自补偿式气缸加载控制系统、吊车、模型槽等组成,如图2所示。模型槽尺寸为2200 mm×1800 mm,高度1200 mm。

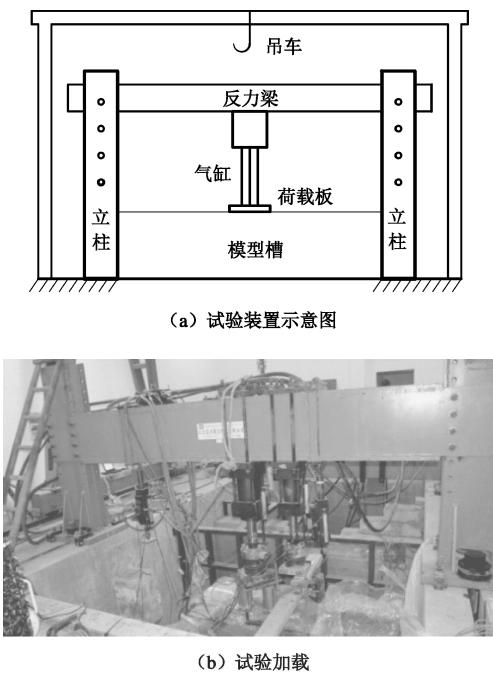


图 2 试验加载及模型

Fig. 2 Loading system and test model

试验测试系统主要由应变采集仪和散体材料桩鼓胀量测试仪^[9]等组成。应变采集仪测量应变片和土压力盒的读数, 散体材料桩鼓胀量测试仪测量非加筋区域碎石桩的鼓胀变形。散体材料桩鼓胀量测试仪的原理图见图 3。

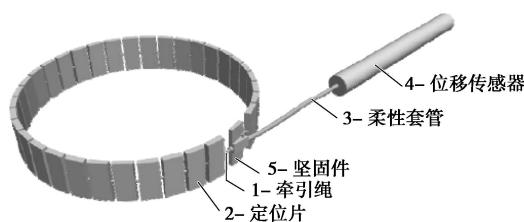


图 3 散体材料桩鼓胀量测试仪

Fig. 3 Ballooning tester of granular column

1.3 试验材料

软基采用河漫滩冲洪积软土(湘江枯水期的淤泥质软土), 原状土的 $c_u \leq 10$ kPa, 含水率范围大多在 30%~60%之间, 局部可达 70%甚至更高。试验所用软土的物理参数如表 1 所示。

表 1 软土物理参数

Table 1 Physical parameters of soft soils

液限/%	塑限/%	塑性指数	压缩模量/MPa
64.6	35.2	29.4	1.6
土粒比重	含水率/%	孔隙比	不排水抗剪强度/kPa
2.7	55.6	1.5	3.4

碎石采用人工破碎的灰岩角砾, 直径在 40~60 mm 的碎石颗粒占总量的 60%, 最大直径 $d_{max} < 60$ mm。碎石料的粒径级配曲线如图 4 所示。 $d_{10} = 10$ mm,

$d_{30} = 30$ mm, $d_{60} = 45$ mm, 级配不良。

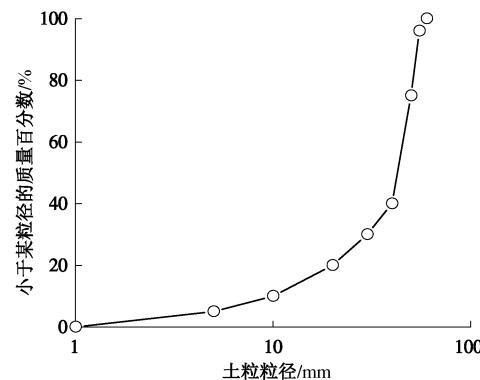


图 4 碎石颗粒级配

Fig. 4 Grain composition of gravel materials

坚向土工加筋体采用聚丙烯双向塑料土工格栅, 经过裁剪、弯曲定型和断面搭接等工艺制作成圆柱形的土工格栅套筒, 套筒直径 200 mm, 高度 400 mm。在套筒断面处搭接 80 mm 长度后, 采用自锁式尼龙扎带三排拉结。土工格栅搭接断面的拉力试验表明, 格栅先于尼龙扎带发生拉裂破坏, 且搭接面自身的变形量较小, 满足试验要求。按照 GB/T 17689—2008^[10]的要求, 进行了 10 组双向塑料土工格栅的单肋法拉力测试。土工格栅的物理参数如表 2 所示。

表 2 土工格栅物理参数

Table 2 Physical parameters of geogrid

网格尺寸/mm	肋宽/mm	2%应变时拉应力/(kN·m ⁻¹)	5%应变时拉应力/(kN·m ⁻¹)
40×40	5.0	13.6	20.0

1.4 软基填筑和碎石桩施工

软土从野外取回后, 首先将其中的大块黏土破碎并清除杂草、小石块等杂物, 然后分批称重(每批土质量约 200 kg)并测量实际含水率, 与目标含水率(55.6%)比较判断是否需要加水。如果实际含水率小于目标值, 则根据含水率差值和土样质量计算需要的加水量, 均匀喷洒并充分搅拌。如果实际含水率高于目标值, 则把土样摊开适度风干, 实时测量风干土样的含水率, 直到达到目标含水率为止。每批次土样的含水率调配准确后, 将全部土样堆积成大土堆(土牛), 并用密封的塑料薄膜覆盖, 确保土样含水均匀。

每组试验的软基填筑深度均为 1000 mm, 分 5 层填筑, 每层填 200 mm。软土填筑过程中, 采用 5 kg 的砝码从 50 cm 高度自由落下压实挤密。每层填完后, 采用微型触探仪检验软基表面各点处的密实度和均匀性。

按上述过程填筑完成后, 将重塑软土静置较长时间(72 h)以尽量满足正常固结条件。静置过程中, 在软土表面包裹塑料薄膜, 防止水分蒸发。

碎石桩的施工采用预埋钢管的方式, 在软基填筑

过程中逐步投料、拔管成桩。首先在预定的桩位埋设钢管，钢管外直径 200 mm，壁厚 3 mm，高度 800 mm。当软基填筑到 400 mm 厚度时，把一定质量的碎石料倒入钢管并锤击密实，然后利用试验室的吊车将钢管缓慢垂直上拔 200 mm 并适度振捣；随后继续填筑 200 mm 厚的软土，再投料拔管，如此交替进行，至到碎石桩施工完成。

对于第一组的传统碎石桩，在拔管的同时，需要在不同深度处理设 3 套散体材料桩鼓胀量测试仪，埋设位置如图 1。

对于第二组的筋箍碎石桩，除了在碎石桩的非加筋段埋设散体材料桩鼓胀量测试仪外，还需在拔管高度（钢管底面至软基底面的距离）为 600 mm 时埋设土工格栅套筒。试验中为测量土工格栅套筒的拉伸变形和拉应力，在土工格栅套筒不同深度的环向肋条上粘贴应变片，粘贴位置如图 5 所示。应变片基底宽度 4.0 mm，长度 10.0 mm，电阻 120.0 Ω，灵敏系数 2.14。由于塑料土工格栅的材料特殊性和大变形特点，应变片在筋材拉伸变形时容易提前脱落^[6]，严重影响测量结果的精度和完整性。本试验尝试了多种不同类型的粘贴胶水，通过改善胶水硬化后的粘贴能力和脆性，配制了一种特效胶水。采用该胶水粘贴后，应变片的变形达到 25000 $\mu\epsilon$ 仍未发生脱落，满足试验要求。

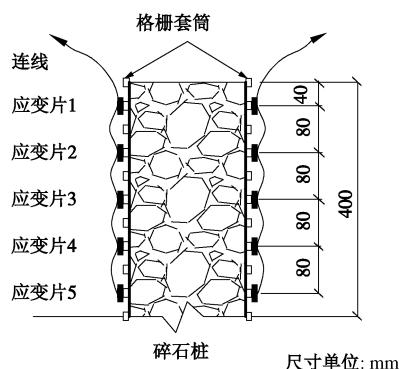


图 5 应变片和土工格栅套筒

Fig. 5 Strain gauges and geogrid encasement

1.5 试验加载

碎石桩竖向荷载的施加采用分级加载方式，每级荷载下碎石桩的沉降稳定后再施加下一级荷载，稳定标准为在连续两小时内每小时沉降量小于 0.1 mm。该加载方式与国外类似试验按照竖向变形速率（如 1.2 mm/min）施加荷载不同^[7,9]。加载中发现，由于碎石材料的大孔隙率和周围土体的排水固结，碎石桩在某级荷载作用下达到沉降稳定状态需要相当长的时间（一般 10 h 以上）。显而易见，按竖向变形速率施加的荷载不是碎石桩的真实荷载，相同荷载下沉降量远偏小，而采用分级加载方式更符合工程实际，试验

结果更有应用价值。

每组试验中选择任意两根碎石桩进行单桩载荷试验，另外两根进行单桩复合地基试验。单桩载荷试验采用直径为 200 mm 的圆钢板加载，单桩复合地基试验中采用的载荷板直径为 600 mm，等效于梅花形布桩时单桩的影响半径。试验步骤如图 6 所示。

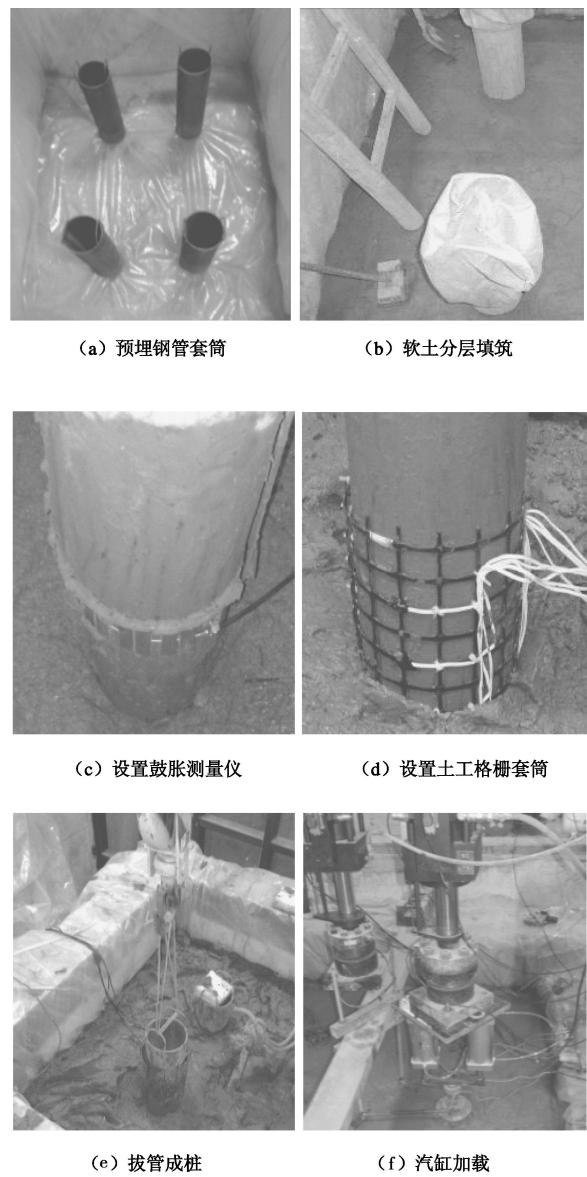


图 6 试验步骤

Fig. 6 Testing procedures of stone column foundation

2 试验数据分析

2.1 载荷试验成果分析

图 7 为单桩载荷试验的荷载-沉降曲线，图 8 为单桩复合地基载荷试验的荷载-沉降曲线。从图中可以看出，上部土工加筋体对碎石桩的承载能力有明显提升，同时有效地控制其沉降变形。

对于单桩而言，在沉降量为 40 mm 时，碎石桩的极限承载力由传统碎石桩的约 80 kPa 增加至筋箍碎石

桩的约 120 kPa, 提高幅度达 50%。随着荷载继续增加, 传统碎石桩迅速破坏, 而筋箍碎石桩的承载力继续增长, 并表现出较好的整体刚度, 这也验证了 Murugesan 等提到的半刚性桩特性^[7]。

对于单桩复合地基, 上部土工加筋体对其承载力的提高更加明显。在沉降为 40 mm 时, 筋箍碎石桩的承载力是传统碎石桩的 2 倍左右。同时, 从相同类型试验 (A 和 B 或 C 和 D) 的荷载-沉降曲线来看, 其吻合程度较好, 进一步验证了试验的可靠性。为描述的简洁性, 下文的同类型试验均只取其中一根桩体进行分析。

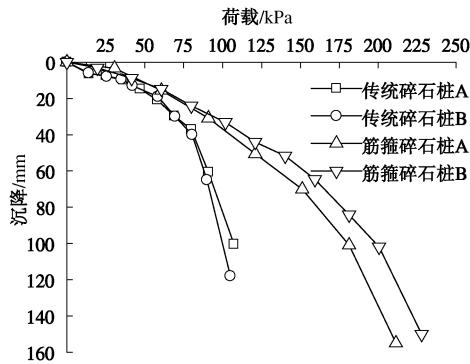


图 7 单桩载荷试验的 p - s 曲线

Fig. 7 p - s curves of loading tests on a single stone column

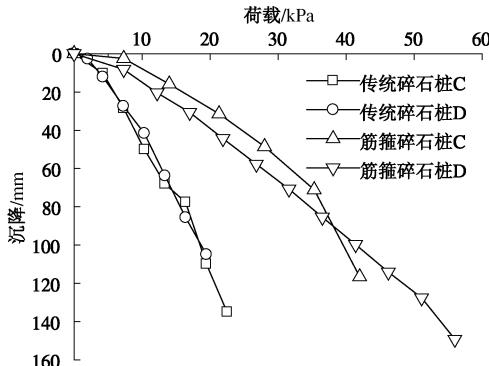


图 8 单桩复合地基载荷试验的 p - s 曲线

Fig. 8 p - s curves of loading tests on composite stone columns

2.2 碎石桩鼓胀变形分析

为实时描述碎石桩在受荷过程中桩体的鼓胀变形及其沿深度的变化规律, 试验采用应变片测量土工加筋体的鼓胀变形, 采用散体材料桩鼓胀量测试仪测量非加筋段和传统碎石桩的鼓胀变形。鼓胀变形量进行无量纲化后, 以桩身的径向应变 ε_r 表示: 应变片的应变值 $\mu\varepsilon$ 即等于桩身径向应变的百万分之一; 鼓胀量测试仪记录的周长变化量 ΔL 与桩身径向应变的关系为 $\varepsilon_r = \frac{\Delta L}{2\pi r}$ 。鼓胀变形曲线如图 9~12 所示。

从图 9~12 可以看出, 随着坚向荷载的逐级增加, 碎石桩的鼓胀变形愈加明显, 桩体不同深度的鼓胀量

均不断变大。但由于上部土工加筋体的设置, 筋箍碎石桩与传统碎石桩在鼓胀区域和鼓胀破坏模式上存在较大差异。

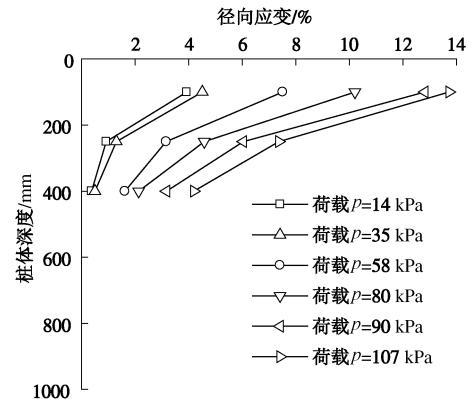


图 9 传统碎石桩单桩鼓胀变形

Fig. 9 Bulging deformation of an ordinary single stone column

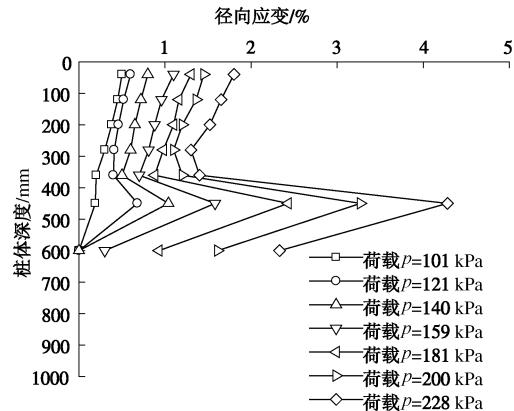


图 10 筋箍碎石桩单桩鼓胀变形

Fig. 10 Bulging deformation of an encased single stone column

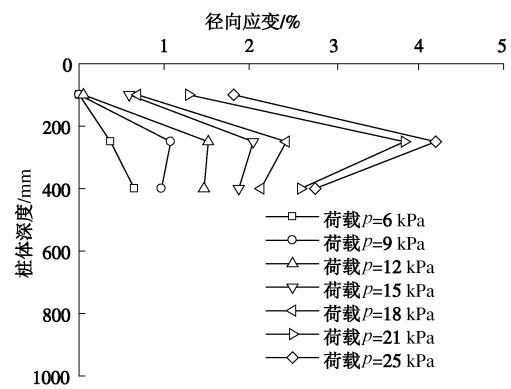


图 11 传统碎石桩单桩复合地基鼓胀变形

Fig. 11 Bulging deformation of ordinary stone column foundation

首先, 筋箍碎石桩的鼓胀程度明显减弱。就单桩而言, 在桩顶 400 mm 加筋区域内, 传统碎石桩的最大鼓胀量约 14%, 而筋箍碎石桩的仅 2%; 就单桩复合地基而言, 在加筋区域内, 传统碎石桩的最大鼓胀量约 4%, 而筋箍碎石桩仅为 2%。

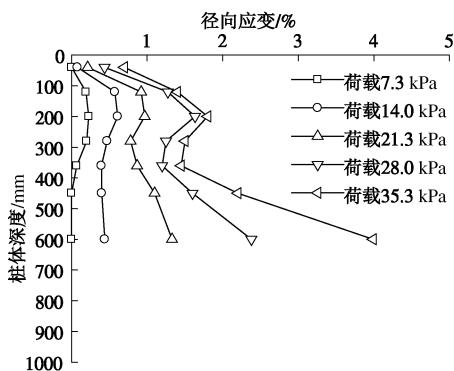


图 12 筋箍碎石桩单桩复合地基鼓胀变形

Fig. 12 Bulging deformation of encased stone column foundation

其次, 筋箍碎石桩的桩体鼓胀区域明显下移。从图 9 和图 11 可以看出, 传统碎石桩的鼓胀变形主要集中在桩顶附近, 在上部 2 倍桩径深度内产生最大鼓胀变形, 且在深度为 400 mm 时鼓胀变形量有较好的收敛。然而, 从图 10 和图 12 可以看出, 筋箍碎石桩的鼓胀变形主要集中在加筋体以下区域。虽然上部的加筋区域也有比较明显的鼓胀变形, 但变形的最大值发生在加筋体下部的非加筋区域。

再次, 筋箍碎石桩的鼓胀破坏模式不同。对传统碎石桩而言, 无论是单桩还是单桩复合地基, 碎石桩的破坏都源于上部浅层土体不能提供足够的侧向有效约束(径向应力)。碎石桩通过不断的侧向扩张来挤压周围土体以获得更大的径向约束, 从而进一步发挥其竖向承载力。与此同时, 碎石桩的鼓胀变形和竖向沉降显著增加, 最终在上部约 2 倍桩径区域内发生鼓胀破坏而导致整个复合地基失效。对筋箍碎石桩而言, 土工加筋体能提供足够的侧向约束, 有效控制了桩体上部加筋区域的鼓胀变形。从图 10 和图 12 可以看出, 在荷载较小时, 桩身加筋段的鼓胀变形明显大于非加筋段; 但随着荷载的逐级增加, 非加筋区域的鼓胀变形迅速发展并超过加筋段的鼓胀量, 最后由于桩周土的侧向约束不足, 非加筋区域发生鼓胀破坏而达到极限承载力。

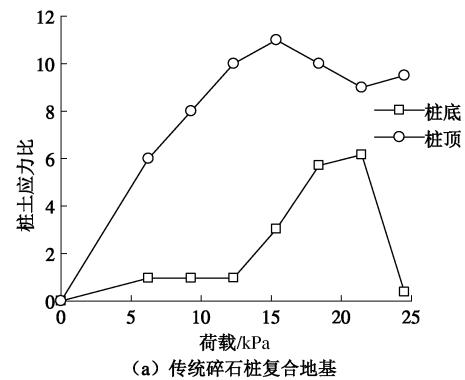
筋箍碎石桩的破坏模式不再是传统的上部土层内桩、土之间的鼓胀破坏, 而是涉及到土工加筋体、桩体和周围土体三者相互作用、协调变形的复杂结构体系, 最大鼓胀量的位置随荷载而变化, 鼓胀破坏区域向更深土层发展。

2.3 桩土应力比分析

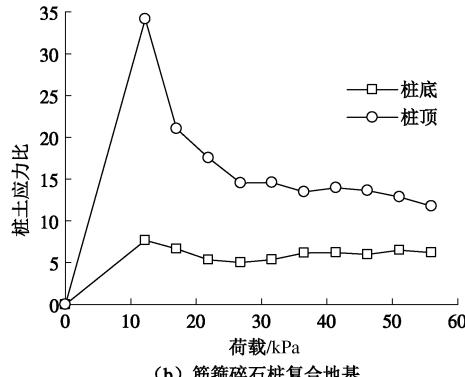
土压力盒埋设位置见图 1, 筋箍碎石桩和传统碎石桩复合地基中桩顶和桩底的桩、土应力情况如图 13 所示。从图 13 可以看出, 无论是在桩顶还是在桩底, 筋箍碎石桩的桩土应力比均明显比传统碎石桩的大。加载过程中, 筋箍碎石桩在桩顶处的应力比保持在

15.0 左右, 是传统碎石桩(10.0)的 1.5 倍; 筋箍碎石桩在桩底处的应力比保持在 6.5 左右, 是传统碎石桩(4.0)的 1.6 倍。

土工加筋体改善了碎石桩的荷载传递特性, 在提高桩体承载力和刚度的同时, 有效地将上部荷载传递至桩底较好土层(桩底应力比的提高)。可见筋箍碎石桩复合地基在设计时要考虑桩端土体的承载能力, 尽量穿过软弱土层落到较好的土层上, 充分发挥桩端土体的强度和承载能力。



(a) 传统碎石桩复合地基



(b) 筋箍碎石桩复合地基

图 13 复合地基桩土应力比曲线

Fig. 13 Pile-soil stress ratio of composite foundation

2.4 坚向加筋体应力分析

土工格栅套筒的环向应变采用应变片沿深度间隔 80 mm 测量, 每个深度处对称粘贴两个应变片, 取应变平均值为该深度处的实际鼓胀变形。筋箍碎石桩复合地基中竖向加筋体的应变数据如图 14 所示。在分级荷载作用下, 格栅套筒的环向应变 ε_θ 始终保持在 2% 以内, 拉应力 $T = E_s \varepsilon_\theta$, E_s 为土工格栅 2% 应变时的割线模量(取 13.6 kN/m)。在任意水平面内, 碎石桩受到的来自加筋体的径向应力 $\sigma_r = \frac{T}{2r} = \frac{E_s \varepsilon_\theta}{2r}$, 大小如图 15 所示。

从图 15 可以看出, 加筋体在 #3 位置(200 mm 深度)产生的径向应力最大, #1 位置(40 mm 深度)的径向应力最小, #2、#4 和 #5 位置的维持在中间水平。加筋体径向应力的分布符合碎石桩的鼓胀变形模式,

径向应力越大, 鼓胀变形越明显, 该区域最容易发生鼓胀破坏。

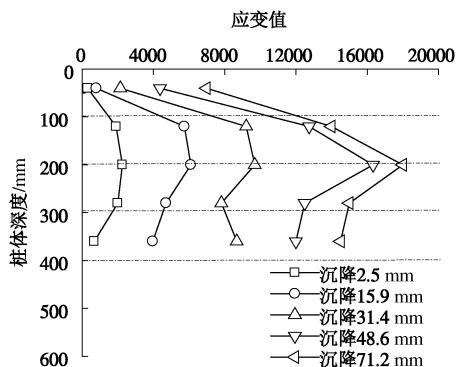


图 14 加筋体的环向应变

Fig. 14 Hoop strain of geogrid encasement

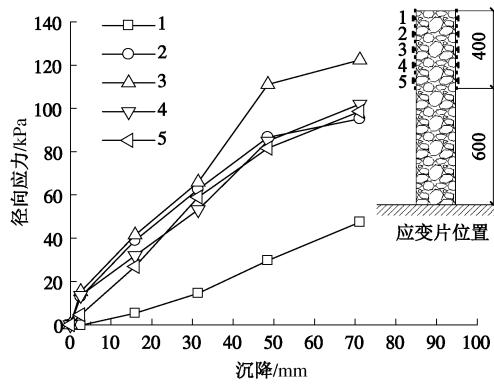


图 15 加筋体产生的径向应力

Fig. 15 Radical stress resulted from encasement

3 结 论

在碎石桩桩顶一定深度范围内设置坚向土工加筋套筒构成一种新型的筋箍碎石桩复合地基技术, 由于坚向加筋体的环箍约束作用, 可增加碎石桩的桩身刚度, 有效控制桩体鼓胀变形, 提高地基承载力和减少沉降。本文在完成两组较大比例室内模型试验的基础上, 重点探讨了坚向土工加筋体对碎石桩承载变形性能的影响, 得出如下结论对工程设计和理论分析具有一定的参考价值。

(1) 坚向土工加筋体能有效约束碎石桩的侧向鼓胀, 在微小侧向变形内提供足够的径向约束应力, 提高桩体极限承载能力。

(2) 筋箍碎石桩的最大鼓胀变形多发生于加筋体以下区域, 其破坏模式与筋体材料、桩体、桩周土体及其相互作用和协调变形密切相关, 鼓胀破坏区域向更深土层发展。

(3) 筋箍碎石桩的桩顶和桩底桩土应力比均明显大于传统碎石桩, 上部土工加筋体在提高桩体承载力

和刚度的同时, 可有效地将上部荷载传递至桩底较好土层。工程设计时要考虑桩端土体的承载能力, 尽量穿过软弱土层落到较好的土层上。

参考文献:

- [1] 赵明华, 俞晓. 土力学与基础工程[M]. 武汉: 武汉理工大学出版社, 2003. (ZHAO Ming-hua, YU Xiao. Soil mechanics and foundation engineering[M]. Wuhan: Wuhan University of Technology Press, 2003. (in Chinese))
- [2] 龚晓南. 复合地基理论及工程应用[M]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2007. (GONG Xiao-nan. Theories and application of composite foundation[M]. Beijing: China Architecture and Building Press, 2007. (in Chinese))
- [3] DHEERENDRA BABU M R, SITARAM Nayak, SHIVASHANKAR R. A critical review of construction, analysis and behaviour of stone columns[J]. Geotech Geol Eng, 2013, 31: 1 - 22.
- [4] RAITHEL M, KEMPFERT H G, KIRCHNER A. Gotextile-encased columns (GEC) for foundation of a dike on very soft soils[C]// Proc 7th Int Conf on Geosynthetics. Nice, 1025 - 1028.
- [5] VAN IMPE W F. Soil improvement techniques and their evolution[M]. Rotterdam: Balkema, 1989.
- [6] MURUGESAN S, RAJAGOPAL K. Studies on the behavior of single and group of geosynthetic encased stone columns[J]. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 2010, 136(1): 129 - 139.
- [7] MAHMOUD G, JAVAD NAZARI Afshar. Bearing capacity of geosynthetic encased stone columns[J]. Geotextiles and Geomembranes, 2013, 38: 26 - 36.
- [8] 徐挺. 相似理论与模型试验[M]. 北京: 中国农业机械出版社, 1982. (XU Ting. Similarity theory and model test[M]. Beijing: Chinese Agricultural Machine Press, 1982. (in Chinese))
- [9] 湖南大学. 散体材料桩鼓胀量测试仪: 中国, ZL 200810143670.3[P]. 2008. (Hunan University. Ballooning tester of granular column: China, ZL 200810143670.3[P]. 2008. (in Chinese))
- [10] GB/T 17689—2008 土工合成材料—塑料土工格栅[S]. 北京: 中国标准出版社, 2008. (GB/T 17689—2008 Geosynthetics—Plastic geogrids[S]. Beijing: Standard Press of China, 2008. (in Chinese))