

斜坡基底软土桩 - 网复合地基变形特性 离心试验研究

刘飞成^{1,2}, 张建经^{1,2}

(1. 西南交通大学 岩土工程系, 四川 成都 610031; 2. 西南交通大学 高速铁路线路工程教育部重点实验室, 四川 成都 610031)

摘要: 为探究斜坡基底软土 - 桩网复合地基的变形特性, 以沿海铁路某深厚软土地基断面为原型, 开展比尺为 1:100 室内离心模型试验。通过对试验数据的整理分析, 结果表明: (1) 路堤顶部两侧的竖向和横向位移、两侧沉降差在运营期都有明显增长, 但竖向和横向位移主要产生于路堤施工阶段, 而沉降差基本产生于运营期内; (2) 加筋垫层对其下方的地基表层横向位移有明显约束。地基右侧土体的竖向和横向位移关于路堤中心不对称, 表现为右侧大于左侧, 地基表面呈现出明显偏向斜坡外侧的非对称“沉降盆”; (3) 斜坡桩和悬浮桩的桩顶竖向和横向位移明显大于平台桩, 平台桩潜在破坏模式为弯拉或弯剪破坏, 斜坡桩为倾斜破坏, 悬浮桩为倾斜 + 横移破坏; (4) 桩发生明显上刺和下刺现象, 且淤泥质黏土表现出流体特性发生绕桩横向流动。

关键词: 桩基工程; 斜坡基底; 软土; 离心模型试验; 桩 - 网复合地基; 变形特性

中图分类号: TU 47

文献标识码: A

文章编号: 1000 - 6915(2018)01 - 0209 - 11

Centrifuge test on deformation characteristics of pile-geogrid composite foundation in soft soil under slope

LIU Feicheng^{1,2}, ZHANG Jianjing^{1,2}

(1. *Department of Geotechnical Engineering, Southwest Jiaotong University, Chengdu, Sichuan 610031, China*; 2. *MOE Key of High-Speed Railway Engineering, Southwest Jiaotong University, Chengdu, Sichuan 610031, China*)

Abstract: Centrifuge test modeling a typical project of coastal railway line was conducted in order to study the deformation characteristics of pile-geogrid composite foundation in soft soil underneath the slope. The vertical and horizontal movements and the differential settlement of the embankment surface keep increasing during the operation period. The majority amount of the vertical and horizontal movements of the embankment surface was developed during the construction period, while the majority amount of the differential settlement was developed during the operation period. The lateral movement of the soft ground surface is constrained by the geogrid-reinforcement. The horizontal and vertical deformation in soft ground at the side of slope base is larger than the other side, thus an asymmetric settlement basin appears. The vertical and horizontal movements at the head of platform piles are less than that of slop piles and floating piles. The platform piles are under bending and tension or bending and shear deformation, the piles in slope experience the inclination deformation, and the floating piles

收稿日期: 2017 - 03 - 16; **修回日期:** 2017 - 07 - 05

基金项目: 四川省科技计划项目(2015SZ0068); 中国铁路总公司科技研究开发计划课题(2015G006 - D); 交通运输部建设科技项目(2013318800020) Supported by Science and Technology Project of Sichuan Province(Grant No. 2015SZ0068), Research and Development Plan of China Railway Corporation(Grant No. 2015G006 - D) and Science and Technology Project on Construction by Ministry of Communication(Grant No. 2013318800020)

作者简介: 刘飞成(1992 -), 男, 2013 年毕业于西南交通大学土木工程系, 现为博士研究生, 主要从事软土地基处理方面的研究工作。E-mail: liufeicheng@my.swjtu.edu.cn

DOI: 10.13722/j.cnki.jrme.2017.0236

experience the inclination deformation and lateral movement. The piles pierce upwards into the geogrid reinforcement and downwards into the underlying stratum, and the muddy clay between the slope piles flows around the piles laterally like fluid.

Key words: pile foundations; slope base; soft soil; centrifuge model test; pile-geogrid composite foundation; deformation characteristics

1 引言

在我国东部沿海地区,广泛分布着工程性质不良的深厚饱和软土层,其下方由于地质构造原因,存在着不同倾斜角度的基底岩层,这类地基可称之为斜坡基底深厚软土地基。为改善斜坡基底深厚软土地基的承载能力并控制地基沉降,东部沿海地区高速铁路地基主要采用桩-网复合结构进行加固^[1]。

不同于水平成层基底,在上部荷载作用下,斜坡基底上部的软土在发生竖向压缩的同时,会产生指向下坡一侧的较大横向位移,由此会对桩身产生较大的横向推力,易引起桩身较大的变形,从而造成地基失稳破坏。同时在设计过程中,在满足竖向承载力条件下,下部桩基础通常采用等桩长布置,导致相同桩长的桩-网结构在不同位置处桩端的嵌固条件完全不同,这将引起路基横截面中不同位置处桩的变形、受力,甚至失效模式与水平成层基底情况不同。

已有学者对非水平土层地基的变形特性及加固措施进行了初步研究,如:林育梁等^[2]通过室内模型试验研究了倾斜软土层在路堤荷载作用下的变形特性。张良等^[3-5]等利用模型试验对加固斜坡软弱地基路堤的方法进行了探究,得到了采用水泥搅拌桩加固的斜坡软弱地基的变形和承载特性。刘晋南等^[6-9]对斜坡软弱地基路堤变形影响因素和加固措施进行了研究,得到了地基侧向变形与竖向沉降的耦合关系、碎石桩与抗滑桩联合加固及抗滑桩加固的工作机制。上述研究成果对斜坡基底软土地基的研究有一定的借鉴意义,但斜坡基底软土地基与斜坡软弱地基的地质构造等方面明显不同,两者的变形和承载特性必然存在差异。目前,针对斜坡基底软土地基的研究相对较少,对斜坡基底软土桩-网复合地基的变形特性认识还不够深入,各国设计规范对此也未有明确规定。此外,嵌固桩和悬浮桩的相关研究结果认为悬浮桩和嵌固桩的工作特性差异明显^[10-11],但对嵌固桩和悬浮桩的组合桩-网复合地基变形特性的研究亦相对较少。探究嵌固桩和悬

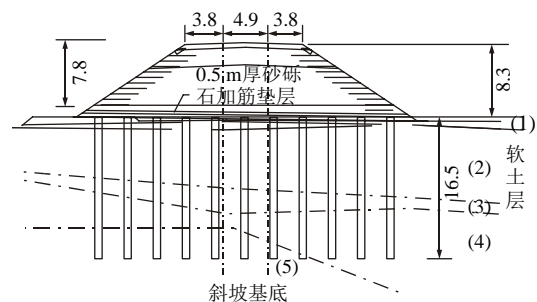
浮桩组合桩-网复合地基在路堤荷载下的变形特性对桩-网结构优化设计具有重要意义。

因此,本文以沿海高速铁路某斜坡基底软土桩-网复合地基工点为原型,利用离心模型试验对斜坡基底深厚软土桩-网复合软土地基进行了研究。重点探讨了从路堤施工到运营期阶段,路堤顶部沉降及沉降差发展规律和地基的变形特性,为斜坡基底深厚软土复合地基的变形特性研究及桩-网结构优化设计提供试验依据。

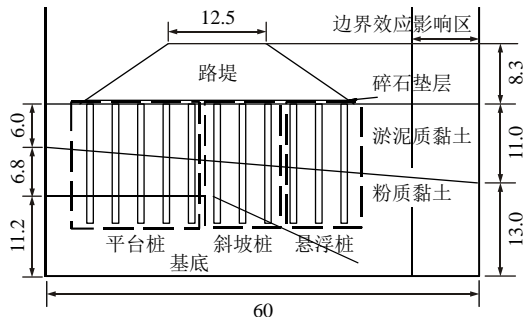
2 离心机模型试验

2.1 试验原型概述

试验选取的典型断面如图1(a)所示,路堤高 $H = 7.8\text{ m}$,路堤顶部宽 $B = 12.5\text{ m}$,路堤边坡坡率为 $1:1.5$ 。在路堤底部铺设一层 0.5 m 厚的砂砾石垫层,其中间包含一层抗拉强度不小于 80 kN/m 的土工格栅。基底斜坡的倾角为 27° ,土层条件依次为:(1) Q_4^m 素填土,灰黄、褐黄色,厚度为 $0.8\sim 1.3\text{ m}$;(2) Q_4^m 淤泥,流塑状,灰色,厚度为 $5.6\sim 8.5\text{ m}$;(3)淤泥质黏土,软塑状,灰色,厚度为 $1.3\sim 3.0\text{ m}$;(4)粉质黏土,软塑状,灰黄色;(5) J_3^m 凝灰岩,强风化至中风化,灰黄色。路基地下水发育,水位较高,埋深 $0.5\sim 1.0\text{ m}$ 。地基采用正方形布桩的桩-网结构进行加固处理,桩间距为4倍桩径。模型试验中对土层做如下简化:土层(1)厚度较小,且分布在地基表层,对整个桩网复合地基承载力几乎没有影响,故将土层(1)和(2)简化成淤泥质黏土层。土层(3)和(4)都属于粉质黏土类,且都是软塑状态,故将



(a) 原型示意图(单位: m)



(b) 模型示意图(单位: cm)

图 1 试验原型和模型示意图

Fig.1 Sketch of the prototype and the model

土层(3)和(4)简化成粉质黏土层。根据桩端嵌固条件的不同,将其分为平台桩、斜坡桩和悬浮桩,最终简化的试验模型如图 1(b)所示。

2.2 试验设备与模型制作

2.2.1 试验设备

试验采用西南交通大学 TLJ - 2 型土工离心机,该离心机的基本参数包括:最大半径 3 m,有效旋转半径 2.7 m,最大离心加速度 200 g,模型箱内部尺寸为 600 mm × 400 mm × 400 mm。

2.2.2 模型设计

离心机模型试验以相似理论为基础,将 1/n 倍缩尺模型置于加速度为 ng 的离心惯性力场中,从而使模型土层与原型土层具有相同的应力水平。考虑加载设备与试验空间等条件,本次试验的几何相似比选为 1 : 100,密度相似比选为 1.0,采用量纲分析法推导出模型试验中涉及的其他物理量的相似比如表 1 所示。本试验以研究路堤荷载作用下斜坡基底深厚软土地基的变形特性为重点,考虑到模型箱内壁摩擦约束将影响模型边界受力及变形条件^[12],将基底斜坡下坡一端的模型箱内侧的 10 cm 范围内作为边界效应影响区域,在这区域内不进行任何测试,模型布置在箱内偏左侧位置,使基底斜坡一侧

表 1 模型试验的相似常数

Table 1 Similar constants of model test

物理量	量纲	相似常数	物理量	量纲	相似常数
加速度	LT ⁻²	1/n	位移	L	n
长度	L	n	应变	-	1
面积	L ²	n ²	应力	ML ⁻¹ T ⁻²	1
体积	L ³	n ³	变形模量	ML ⁻¹ T ⁻²	1
质量	M	n ³	时间	T	n ²
密度	ML ⁻³	1	能量	ML ² T ⁻²	n ³
容重	ML ⁻² T ⁻²	1/n	集中力	MLT ⁻²	n ²

的软土地基远离边壁。同时在模型箱内壁涂抹凡士林,并覆以塑料薄膜来减小边界效应。

2.2.3 模型材料设计

(1) 模型地基土。为尽量保证试验土性与现场土性的一致性,本次试验的淤泥质黏土和粉质黏土均取自原铁路线旁,现场软土粒径 $d \leq 0.075$ mm,模型桩体直径为 8 mm, $D/d \geq 106$,因此粒径效应满足试验要求。考虑到运输过程等引起的水分损失,试验前对取回的淤泥质黏土和粉质黏土进行重塑、饱水处理,并采用控制密度的分层填筑法进行模型土层的施工。为保证离心模型试验模拟的地基土与现场原型基本一致,采用不排水抗剪强度作为主要控制指标,在离心机路基填筑完毕后进行软土地基预固结试验,试验结果表明,预固结试验结束后模型软土的不排水抗剪强度与原型比较接近,满足试验要求,如图 2 所示。模型所用的基底材料按照黏土:石膏:水泥质量比为 3.5 : 1 : 0.8 和一定量水混合配制而成,且基底填筑夯实结束后静置待其达到足够强度方进行上层软土的填筑。模型路基土的物理力学参数如表 2 所示。

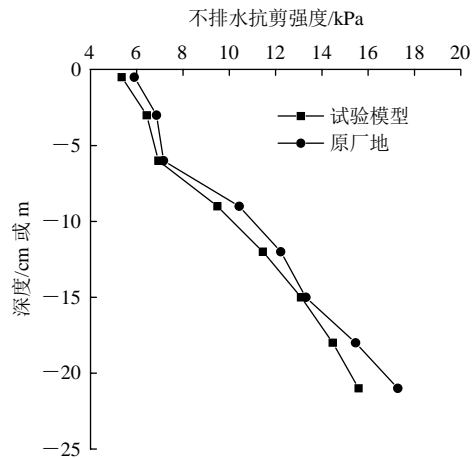


图 2 软土不排水抗剪强度

Fig.2 Undrained shear strength of soft soil

表 2 土体物理力学参数

Table 2 Physico-mechanical parameters of soils

材料	重度/ (kN · m ⁻³)	压缩模量/ MPa	黏聚力/ kPa	内摩擦 角/(°)	泊松比	渗透系数/ (cm · s ⁻¹)
淤泥质 黏土	18.03	2.36	9.11	6.66	0.35	1 × 10 ⁻⁶
粉质 黏土	18.84	4.23	16.52	10.34	0.30	6 × 10 ⁻⁵
基底	22.40	78.00	32.00	28.80	0.26	-

(2) 模型路堤填土。模型所用的路堤填料采用煤屑、石英砂和黏土按照一定比例进行拌合而成,其击实曲线如图 3 所示,最佳含水率为 17%,最大

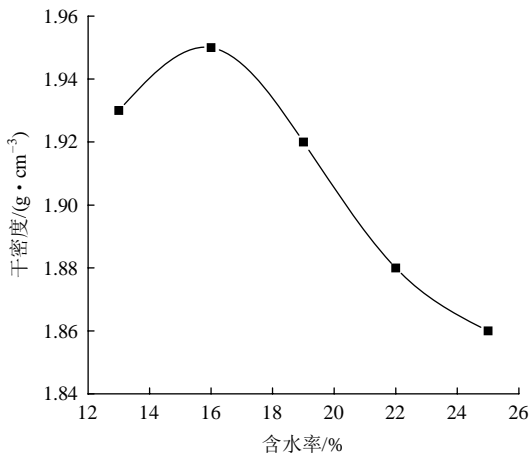


图3 模型材料击实曲线

Fig.3 Compaction curve of filling material

干密度为 1.96 g/cm³。模型路堤按压实系数 $K = 0.95$ 进行制作。

(3) 模型筋带材料。原型路堤底部设有 0.5 m 厚加筋砂砾石垫层，中间铺设一层双向土工格栅。原型加筋材料为抗拉力聚丙烯土工格栅，其极限抗拉力不小于 80 kN/m，极限延伸率约为 10.9%。根据向科等^[13-14]的研究成果，窗纱常被用于模拟土工格栅。本文选用两类(A 和 B 类)窗纱进行抗拉试验^[15]，其中 A 类窗纱的极限抗拉强度为 6.5 kN/m，最大延伸率为 18%，线弹性范围 0~5.6 kN/m，而 B 类窗纱的极限抗拉强度为 23.6 kN/m，最大延伸率为 24.3%，线弹性范围为 0~21.2 kN/m。因此本文选用 A 类窗纱，其最大延伸率和换算到原型的抗拉强度均大于原型，这在目前的桩-网复合地基离心模型试验设计中是一个难点问题，出现这种情况的主要原因是制作更低强度的格栅模型时出现了困难。

若严格按照几何相似比，垫层厚度在模型中实现也较为困难。此外，考虑到垫层厚度过薄则无法模拟加筋垫层颗粒之间的滑动咬合作用，且垫层颗粒粒径应大于格栅网格尺寸以防颗粒穿出影响加筋垫层的效果。所以本次在模型路堤底面两侧坡脚范围内铺设一层厚 10 mm 的细砂夹一层窗纱模拟加筋垫层(土工格栅上、下各 5 mm 厚)。一定厚度的细砂层能够模拟原型砂砾石的变形流动性，调节桩、土应力分析，协调桩、土的沉降变形。

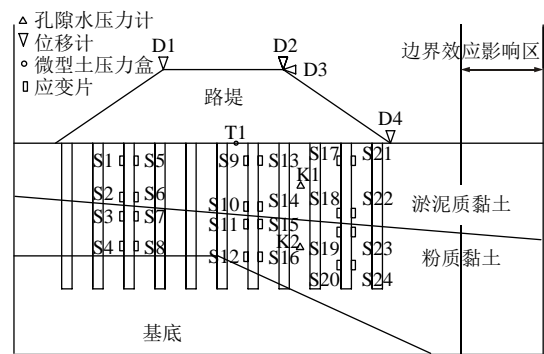
(4) 模型桩体材料。国内外已有的研究成果已经证明用离心模型试验来研究桩基是合理的^[16]。本次试验中桩将承担竖向与水平力，但以竖向力为主，因此将桩的抗压强度(EA)作为桩相似设计的主要控制指标。原型桩为 16.5 m 长的 PHC 管桩，桩径为 0.8 m，壁厚为 0.11 m，弹性模量为 3.8×10^4 MPa，

铝的弹性模量为 7.0×10^4 MPa，轴向抗压强度的相似常数为 n^2 。因此确定模型桩为外径 8 mm，壁厚 0.5 mm 的铝管。桩身入土方式为预先定位，然后再轻敲打入。在模型桩两端用玻璃胶进行密封处理防止土体进入到管桩内，在管周裹一层细砂模拟桩侧摩阻力^[4]。

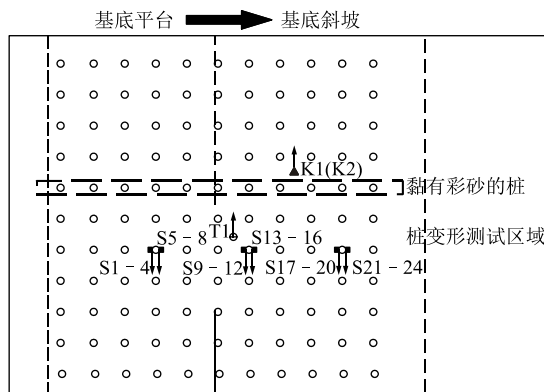
2.3 监测点布置和试验方案

2.3.1 监测点布置

本次试验主要研究 2 方面内容：(1) 地基变形特性，包括地基剖面横向变形和沉降、路堤顶部的横向位移及顶部两侧的沉降、桩顶竖向位移和横向位移；(2) 地基受力特性，包括地基土表面荷载、软土中孔隙水压力变化及桩身应力分布情况。因此传感器的布置必须能够很好反映试验目的。图 4 为试验传感器布置情况，本次所布置的测试仪器有：位移计 4 个(D1, D2, D3 和 D4)，分别布置在路堤顶部左、右侧以监测沉降量、路堤顶部右侧监测路堤横向位移以及路堤右侧坡脚处测试路堤底部沉降；直径为 13 mm，厚度为 12 mm 的微型孔隙水压力计 2 个(K1 和 K2)，分别布置在淤泥质黏土和粉质黏土层右侧；直径为 10 mm，厚度为 5 mm 的



(a) 正视图



(b) 俯视图

图4 试验模型监测点布置示意图

Fig.4 Layout of monitoring points

微型土压力盒 1 个(T1)，布置在路堤中心线上的地基表面，用于监测地基表面荷载变化情况；应变片 24 个(S1~S24)，分别对称布置在 3 根桩上(平台桩、斜坡桩和悬浮桩各一根上)，用于测试桩身应力变化。为了减小传感器布置过于集中给试验带来的影响，将整个模型分为若干个测试区域，为减小传感器连线对试验的影响，传感器连线的走线方向为图 4(b)中的箭头方向。限于篇幅，本文仅介绍深厚软土斜坡基底桩-网复合地基的变形特性研究成果。

2.3.2 试验方案

在模型进行正式加载前，先在 10 g 加速度条件下进行预加载，以消除模型制作过程中的一些不利影响，保证模型各结构之间及其与测试元件之间的紧密接触。模型路堤高为 83 mm，分成 4 次加载(前 3 次加载相当于 2.1 m 填土，第 4 次加载相当于 2 m 填土)，每层施工工期为 30 d，每次加载按等效荷载面积换算成离心加速度，即每级加载模型路堤在路堤底面产生的荷载，与该级加载条件下对应的原型路堤填土高度在路堤底面产生的荷载相等，具体计算公式如下：

$$P = N\gamma S_m / L_m = \gamma S_p / L_p \quad (1)$$

式中： N 为模型几何比尺， γ 为路堤土重度， S_m 为模型路堤侧面积， S_p 为原型已施工的路堤侧面积， L_m 为模型路堤底面长度， L_p 为原型路堤底面长度。

在路堤施工完毕后，模拟 6 个月的工后放置期。在 3 a 运营期内，运营期内的列车和轨道荷载根据规范^[17]，选用高度 3 m、重度 18 kN/m³的换算土柱来考虑，根据等效荷载面积换算成离心加速度。对于以原型材料按比尺 1： n 制成的模型，只要其试验加速度达到 $a = ng$ ，离心模型孔隙水压力消散时间仅为原型的 $1/n^2$ ，因此，将时间相似比确定为 n^2 可以达到利用短时间的离心模型试验预报原型土体长时间固结和孔隙水压力的消散过程^[18]。具体的加载工况如表 3 所示。

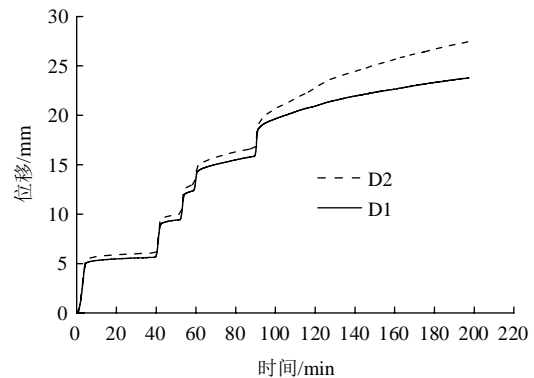
表 3 土工离心机试验加载工况
Table 3 Experimental loading conditions

时段	离心加速度/g	持续时间/min	备注
填土至 2.1 m	35.41	36.27	工期 1 个月
填土至 4.2 m	62.78	10.96	工期 1 个月
填土至 6.3 m	84.82	6.00	工期 1 个月
填土至 8.3 m	100.00	4.32	工期 1 个月
工后放置期	100.00	25.92	工后放置 6 个月
运营第 1 a	120.00	36.00	
运营第 2 a	120.00	36.00	
运营第 3 a	120.00	36.00	

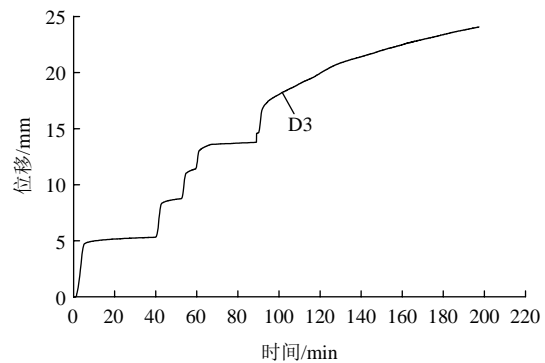
3 试验结果分析

3.1 路堤变形

图 5 为路堤顶部两侧的竖向和横向位移随加载时间的变化曲线，其中，向下的竖向位移和向右的横向位移为正。由图 5 可知，路堤顶部的竖向和横向位移随荷载逐级增加，先迅速增大随后逐渐缓慢增大，并有逐渐趋于稳定的趋势，且两者主要发生在路堤施工阶段。在 3 a 运营期内，路堤顶部的竖向和横向位移也有较明显增长，3 a 运营期内位移的增量占 3 a 运营期结束时总位移的比例分别为 31.9%(D1)，40.6%(D2)，42.4%(D3)。



(a) 竖向位移



(b) 横向位移

图 5 路堤顶部的位移发展规律

Fig.5 Displacement law of embankment versus time

由图 5(a)可知，在路堤施工阶段，路堤顶部两侧竖向位移略有差异，且均出现在每级荷载施加后的竖向位移缓慢变化段，在工后放置期内，顶部两侧的竖向位移差逐渐增大，随后运营期荷载导致顶部两侧的竖向位移先几乎同步快速增大，随后两侧的竖向位移差随时间逐渐增大，这些现象说明路堤顶部两侧的竖向位移差主要由软土固结沉降引起，且随软土固结会有较明显地发展。

综合图 5(a)和(b)可知, 施工阶段路堤顶部位移主要由软土剪切变形引起的瞬时沉降产生的, 3 a 运营期内路堤顶部位移由软土的瞬时沉降和固结沉降共同引起的, 其中固结沉降引起的路堤顶部位移增量占 3 a 运营期内路堤顶部位移增量的比例分别为 74.1%(D1), 79.8%(D2), 77.4%(D3), 且该比例随时间会进一步增大, 并逐渐趋于稳定。因此在运营期内, 软土固结沉降应是工后沉降分析的重点考虑因素, 建议采用降低路堤施工速率、在运营期前增加堆载预压时间及布置防排水措施等方法, 能够有效减小运营期的路堤位移和顶部两侧沉降差。

分析路堤顶部两侧竖向沉降差出现的原因, 可以认为: 路堤施工阶段, 路堤顶部两侧的竖向位移差异微小, 此阶段地基受到的上部荷载较小, 地基主要的变形几乎全部来自于桩身范围内土体的压缩变形; 当路堤施工完成后, 尤其在运营期内, 地基受到的上部荷载明显增大, 此时地基的主要变形由桩身范围内土体和桩端持力层土体的压缩共同引起, 桩端发生较明显的向下刺入, 此时桩端土层性质的差异对桩顶沉降具有明显影响。

图 6 为路堤右侧坡脚处的地基表面沉降, 由此可知, 随着每级荷载施加, 地基表面先发生瞬时沉降, 随后发生固结沉降, 路堤施工阶段内地基表面沉降主要由软土瞬时沉降组成, 运营期内的软土固结沉降明显大于瞬时沉降, 3 a 运营期结束时固结沉降达到 9.0 mm, 且仍在持续发展。根据 T. S. Tan 等^[19]提出的双曲线模型预测近似得到, 运营期内地基表面的最终固结沉降量可达到 13.7 mm, 3 a 运营期内地基表面固结沉降占运营期最终固结沉降的 65.7%, 3 a 运营期结束时地基表面沉降占地基表面最终沉降的 87.6%。

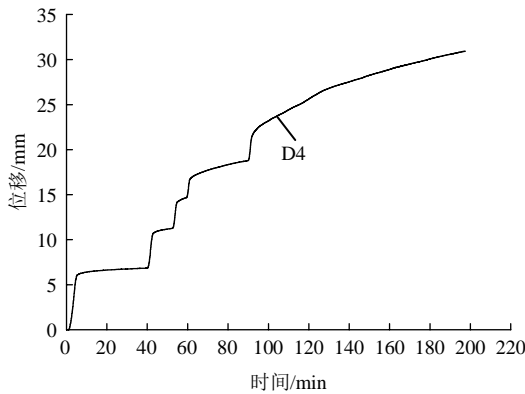


图 6 路堤右侧坡脚处地基表面沉降
Fig.6 Settlement of D4 versus time

由于路堤顶部的沉降以及沉降差主要由软土固

结沉降引起, 同样尝试采用 Tan 双曲线预测模型^[20]来预测路堤顶部的最终沉降和最终沉降差, 将 3 a 运营期内路堤顶部两侧的 $(t-t_0)/(s-s_0)$ 与 $(t-t_0)$ 的关系绘于图 7, 其中, t_0 为运营期内固结沉降计算的时间起点, s_0 为该时间对应的固结沉降值。由此可知两者的关系同样呈线性变化, 路堤顶部两侧的最终沉降和沉降差分别为 26.9 mm(D1), 32.1 mm(D2)和 5.2 mm, 3 a 运营期结束时路堤顶部的沉降占总沉降的 85.5%和 88.5%, 沉降差占总沉降差的 70.4%。因此, 运营期内的软土固结沉降主要发生在前 3 a, 3 a 运营期后, 软土仍有一定程度的固结沉降, 引起路堤顶部沉降和沉降差的增大。

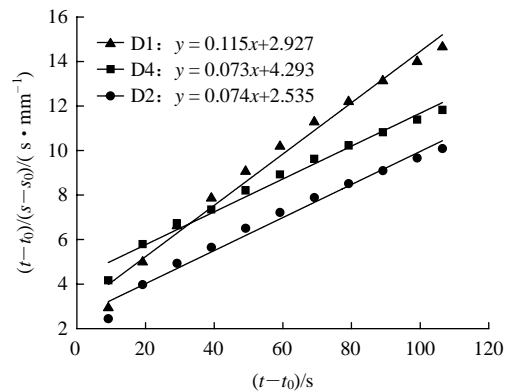


图 7 沉降预测曲线

Fig.7 The relationship of settlement with time

定义每级荷载作用期间的地基表面荷载最大值为瞬时地基表面荷载。离心加速度与瞬时地基表面荷载的关系见图 8, 可知在施工阶段, 地基表面荷载随离心加速度增加几乎呈线性增大, 即意味着地基表面荷载随地基上部荷载的增加几乎呈线性增大, 说明在路堤施工阶段, 土拱效应和格栅效应对桩、土荷载分摊的共同影响基本维持不变, 即桩、土

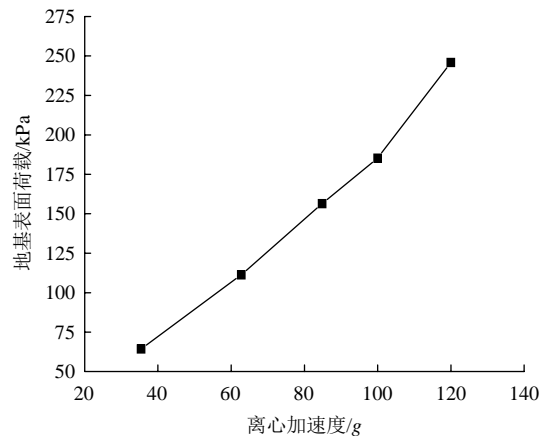


图 8 地基表面荷载与离心加速度的关系

Fig.8 The relationship of subsoil resistance and centrifugal acceleration

荷载分摊比基本不变。进入运营期，地基表面荷载随离心加速度增幅较大，分析其原因是土工格栅发生刺破，导致格栅效应减弱，通过格栅效应传递至桩上的荷载比例减小。

3.2 孔隙水压力变化

淤泥质黏土层和粉质黏土层的超孔隙水压力随时间的变化过程见图 9。受路堤施工影响，淤泥质黏土和粉质黏土的超孔隙水压力出现了 4 次峰值，均在每级荷载施加后迅速产生，粉质黏土超孔隙水压力大于淤泥质黏土，说明位于软土较深位置处的超孔隙水压力大于软土较浅位置的超孔隙水压力。淤泥质黏土的超孔隙水压力消散速率大于粉质黏土，尤其是在 3 a 运营期内。说明运营期初期的软土的固结沉降主要由上层的淤泥质黏土的固结沉降引起的。3 a 运营期结束后，淤泥质黏土和粉质黏土的超孔隙水压力仍然维持在一个较高值，即软土的固结沉降仍在进行并将持续很长一段时间，这会对路堤顶部的沉降及两侧的沉降差带来不利影响。

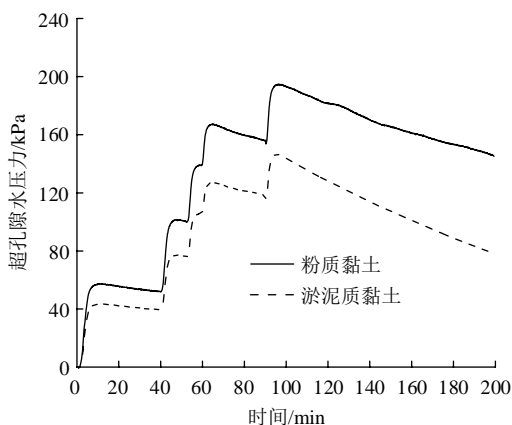


图 9 超孔隙水压力随时间变化情况

Fig.9 The relationship of excess pore pressure and time

3.3 地基变形

通过在地基侧面布置的变形观测点，可以得到试验结束后的地基沉降变形状态。地基水平向布置 6 层，用英文字母 A~F 表示，竖向布置 17 列，用阿拉伯数字 1~17 表示，如图 10 所示。通过精度为 mm 的钢尺测出观测点在离心加载前、后距模型箱边壁的距离，从而得到各观测点的位移情况，各模型测点的最终位移情况如图 11 和 12 所示。横向位移以“+”表示右移，“-”表示左移；竖向位移“+”表示下沉，“-”表示向上隆起。地基侧面各测点的横向和竖向位移沿模型水平向的分布曲线分别见图 11 和 12。

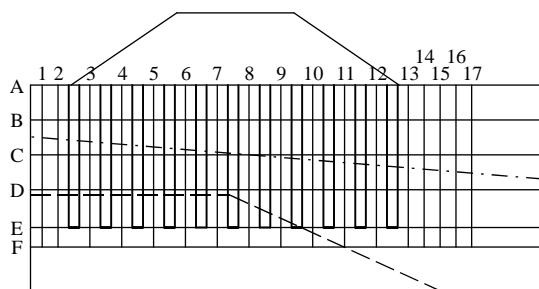


图 10 剖面测点布置示意图

Fig.10 Layout of monitoring points

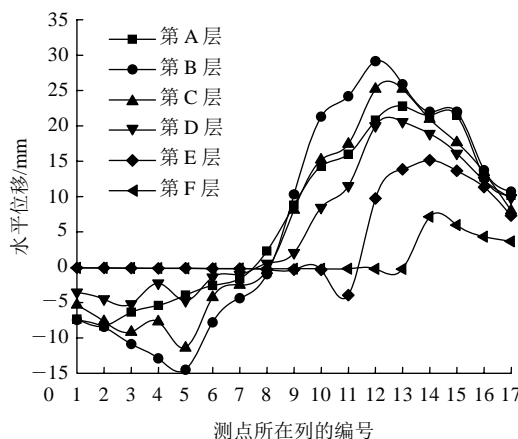


图 11 各模型剖面测点水平位移曲线

Fig.11 Horizontal deformation of soft ground

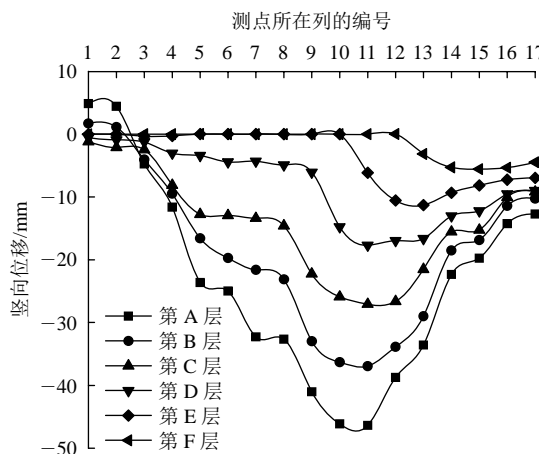


图 12 各模型剖面测点竖向位移曲线

Fig.12 Vertical deformation of soft ground

由图 11 可知，地基土的横向位移关于路堤中心明显不对称，右侧土体的横向位移明显大于左侧土体。地基软土在平台上发生向左的横向位移而在基底斜坡外侧向右，且最大值分别出现在第 5 列和 11 列，分析出现这种现象的原因是其所处位置位于上部荷载影响较明显范围内，且不过于靠近路堤中心，路堤中心附近土体主要发生压缩变形。地基软土在平台上的横向位移最大值更靠近路堤中心而斜坡一

侧更靠近路堤坡脚。对于加筋垫层影响范围内的地基土，第 A 层(地基表层)的横向位移小于第 B 层的横向位移，且最大横向位移出现在 B 层。分析这种现象的原因是，在上部荷载作用下，含土工格栅的加筋垫层发生拉伸变形，通过筋材的拉伸作用限制地基的侧向变形^[20]，因此表现出加筋垫层对地基表层产生更明显的横向位移约束。

由图 12 可知，地基表层沉降最大，从左到右，软土沉降先增大，随后减小，最大沉降出现在第 11 列附近，可达到 46.0 mm，右侧土体的沉降明显大于左侧土体，地基呈现出明显偏向斜坡外侧的“沉降盆”。换言之，采用等长度的桩-网结构加固斜坡基底深厚软土地基，在上部荷载作用下，地基表层的最大沉降出现在基底斜坡下坡一侧距路堤中心 3 倍桩间距处。

地基的横向位移和竖向位移沿地基深度变化曲线见图 13。由图 13(a)可知，随着深度逐渐增加，地基的横向位移先增加，在一定深度处，横向位移值达到最大值，随后随着深度的增加，横向位移值逐渐减小，尤其是在平台桩和斜坡桩间衰减至 0，

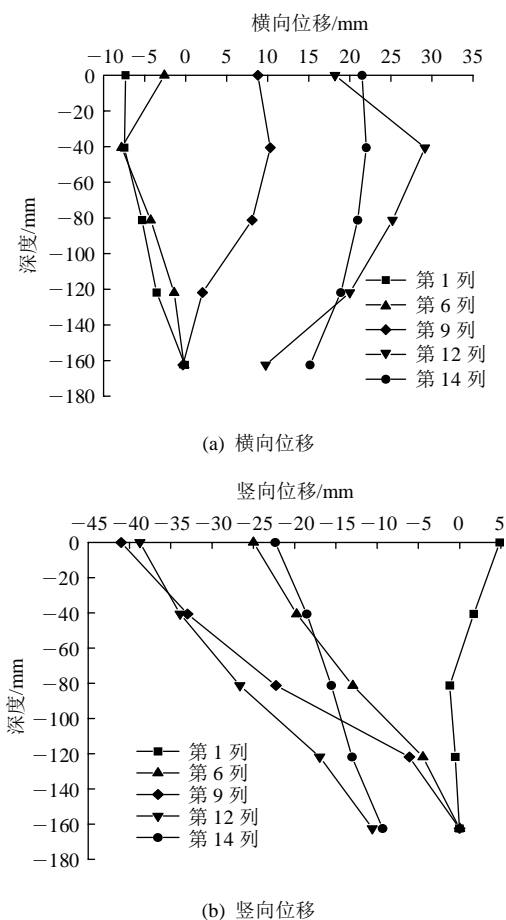


图 13 地基软土位移随深度变化曲线

Fig.13 Deformation of soft ground along depth

而悬浮桩间和外侧桩端处仍有较明显的横向位移。由图 13(b)可以看出，软土在平台桩和斜坡桩间的桩端平面的竖向位移为 0，而在悬浮桩间和外侧的桩端平面发生较明显的沉降，分析这种现象的原因是桩端嵌入基底，基底材料强度较大，桩端荷载仅引起桩端下方土体压缩，基本不引起桩端平面的桩间土的压缩，而桩端嵌入粉质黏土层，粉质黏土强度较低，桩端荷载会引起桩端平面的桩间土较明显的压缩。为了得到不同深度范围内土体沉降变形所占比例，定义不同深度范围内软土的竖向位移与地基表面竖向位移的比值为土体沉降比，以第 1 列为例， $d_{i,1}$ 表示第 1 列从上到下第 i 号测点， $d_{A,1}$ 和 $d_{B,1}$ 的差值与 d_1 的比值即为第 A 层与第 B 层之间软土的沉降变形占第 1 列的地基表面竖向沉降的比例，结果见表 4。

表 4 土体沉降比

Table 4 Settlement ratios of soft ground

土体深度范围/mm	土体沉降比		
	第 6 列	第 9 列	第 12 列
0~ -40.5(A~B)	0.210	0.196	0.126
-40.5~-81.0(B~C)	0.272	0.261	0.187
-81.0~-121.5(C~D)	0.341	0.394	0.191
-121.5~-162(D~E)	0.177	0.148	0.224
-162 以下(E 以下)	0.000	0.000	0.273

由表 4 可知，对于平台桩和斜坡桩加固区而言，地基的沉降主要发生在淤泥质黏土层下侧和粉质黏土层，两部分的沉降占地基总沉降的比例可达到 80% 以上，原因是桩、土发生明显的沉降差，桩顶一定范围内的桩身出现桩侧负摩阻力，因此负摩阻力范围内土体部分荷载转移至桩上，土体压缩变形相对偏小。对于悬浮桩加固区而言，地基的沉降主要由下层的粉质黏土层压缩引起，这是由于：(1) 桩顶负摩阻力范围内的淤泥质黏土压缩变形相对偏小；(2) 粉质黏土性质优于淤泥质黏土，桩顶的相当一部分荷载是由位于粉质黏土层的桩身段的桩侧正摩阻力来承担，该桩身段的桩侧土体压缩明显；(3) 桩端荷载引起桩端下方粉质黏土层较明显的压缩变形。

3.4 桩的位移

为得到不同位置处桩的桩顶竖向和横向位移情况，在加载前、后利用精度为毫米的钢尺对模型中部的两列桩桩顶距模型箱顶部和侧壁的距离进行量测，具体结果见图 14。由图 14(a)可以看出，沿水平向从平台桩到悬浮桩，桩顶竖向位移值先增大随后减小，斜坡桩和悬浮桩的桩顶竖向位移明显大于

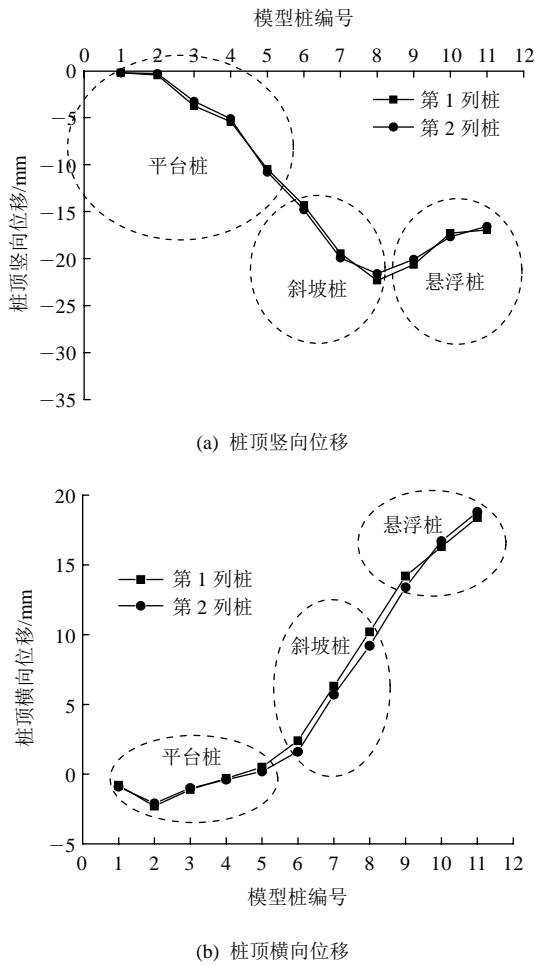


图 14 桩顶位移

Fig.14 The settlement at pile head

平台桩，桩顶呈现出一个偏向基底斜坡外侧的“沉降盆”，最大沉降出现在右侧的斜坡桩(第 8 号桩)而不是位于路堤中心附近的桩顶。说明采用等长度桩加固斜坡基底深厚软土地基，不同位置的桩承担上部荷载有明显差异，表现为斜坡桩受到的上部荷载明显大于平台桩。此外，斜坡一侧的桩的过大变形可能会导致复合地基承载力的降低甚至失稳破坏，引起荷载转移，最终导致其他位置桩承担过多荷载发生破坏，由此导致桩基础的“连锁响应”。

由图 14(b)可以看出，平台桩桩顶均发生向平台内侧的横向位移，斜坡桩和悬浮桩桩顶发生明显向外侧的横向位移，且最外侧的悬浮桩桩顶的横向位移最大。分析其原因是，在上部荷载作用下，软土会对斜坡桩和悬浮桩产生较大的横向推力，且斜坡桩和悬浮桩的桩端横向约束条件劣于平台桩，即抵抗横向推力的能力较差，因此在土体横向推力作用下，斜坡桩会向外侧倾斜，悬浮桩会向外侧倾斜甚至整体运动。郑刚等^[21-22]将桩分为拉弯区、弯剪区、压弯区和承压区，桩体可能发生弯拉、弯剪、倾斜、

横移等破坏。相应地可认为平台桩的潜在破坏模式为弯拉或弯剪破坏，斜坡桩为倾斜破坏，悬浮桩为倾斜 + 横移破坏。对于斜坡桩和悬浮桩而言，当倾角过大时，此时桩受到偏心力作用明显，桩身会出现弯矩，严重时会引起桩身受拉，致使保护层混凝土开裂，且沿海软土中含水充足、有机质较多，对桩体内的钢筋会有腐蚀作用，进一步削弱桩身承载能力。

3.5 桩、土相对位移

在上部荷载作用下，由于桩和地基软土受力变形特性有较大差异，因此会出现不同程度的桩顶和桩端刺入现象。为得到不同位置处桩的桩顶刺入量，认为桩顶竖向位移和地基表面沉降的差值即为桩顶上刺量。由于桩身刚度相对于软土足够大，忽略桩身压缩变形，近似认为桩顶竖向位移等于桩端位移，因此桩端下刺量等于桩顶竖向位移与桩端下卧层沉降之差。将每根桩的桩顶上刺和桩端下刺的情况绘于图 15。由图 15 可知，桩顶发生明显上刺现象，最大值达到 21 mm，部分位置处的土工格栅出现破坏，如图 16 所示。桩端也发生明显的下刺现象，且从左到右由平台桩到悬浮桩，桩端下刺量先增大随后减小，呈现不对称的“V”型分布。

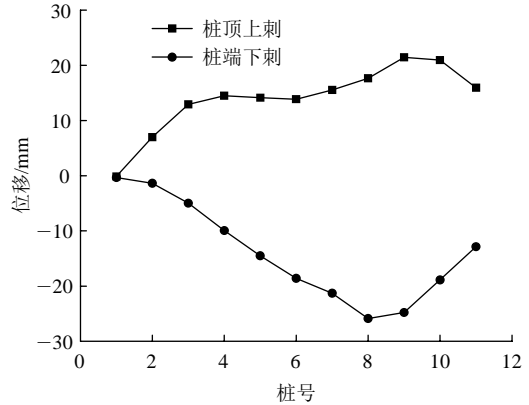


图 15 桩土相对竖向位移

Fig.15 Relative displacement of pile and surrounding soil

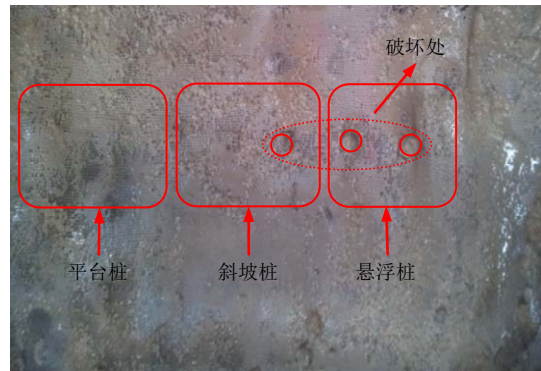


图 16 土工格栅破坏

Fig.16 Destruction of the geogrid

开挖模型过程中，发现在斜坡桩加固区内，原本黏在桩身一侧的绿色彩砂绕过桩身出现在桩身另一侧的软土中，如图 17 所示。该现象即为桩间土的绕桩流动现象，表明饱和软黏土表现出了流体特性。该现象只出现在淤泥质黏土中，粉质黏土中并没有出现绕流现象。原因是斜坡桩桩端嵌固，桩的刚度足够大，淤泥质黏土横向位移明显，土颗粒之间的黏结强度和摩擦强度较低，易被桩“切开”，故淤泥质黏土发生绕桩横向流动，而粉质黏土横向位移较小，土颗粒之间的黏结强度和摩擦强度更高，不易被“切开”。由于悬浮桩会发生向外侧的整体横移，所以悬浮桩加固区内没有观察到软黏土绕桩流动现象。因此可以认为软土绕桩横向流动与横向推力、桩的刚度、软土的抗剪强度、桩端嵌固条件有关。

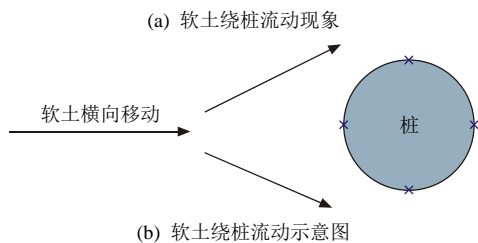
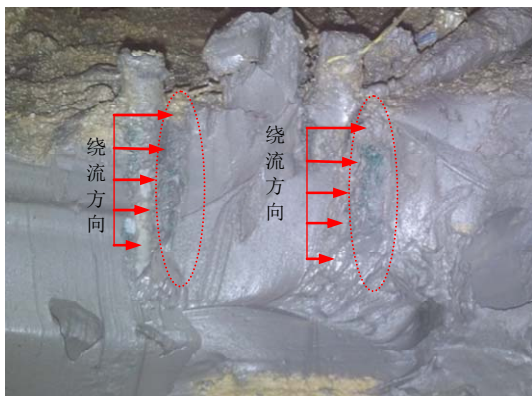


图 17 软土绕桩流动现象

Fig.17 Lateral spread of soft soil

4 结 论

基于沿海铁路某深厚软土斜坡基底桩-网复合地基断面，开展比尺为 1：100 的室内离心模型试验，通过分析模型的变形特性，得到以下几点认识：

(1) 路堤顶部两侧的竖向和横向位移主要发生在路堤施工阶段，且运营期内路堤顶部的竖向和横向位移仍有较明显增长。路堤顶部两侧竖向位移差主要由软土固结沉降引起，并在运营期内有明显发展。

(2) 施工阶段的路堤顶部位移主要由软土剪切

变形引起的瞬时沉降引起，地基的变形主要来自于桩身范围内土体的压缩；运营期内的路堤顶部位移由软土瞬时沉降和固结沉降共同引起，且软土固结沉降的比例超过 70%，地基的变形主要来自于桩身范围内和桩端土层压缩，桩端发生较明显下刺。

(3) 加筋垫层对加筋垫层下方的地基表层横向位移有明显约束。地基右侧土体的竖向和横向位移关于路堤中心不对称，表现为右侧大于左侧，地基呈现出明显偏向斜坡外侧的“沉降盆”。

(4) 斜坡桩和悬浮桩的桩顶竖向和横向位移明显大于平台桩。平台桩潜在破坏模式为弯拉或弯剪破坏，斜坡桩为倾斜破坏，悬浮桩为倾斜 + 横移破坏。

(5) 桩、土相对位移表现为：桩发生明显的上刺和下刺现象，从左到右由平台桩到悬浮桩，桩端下刺量呈现偏向斜坡侧的不对称“V”型分布；饱和软黏土表现出流体特性发生绕桩横向流动。

参考文献(Reference):

[1] 王其昌. 高速铁路土木工程[M]. 成都: 西南交通大学出版社, 1999: 341 - 343.(WANG Qichang. High speed railway civil engineering[M]. Chengdu: Southwest Jiaotong University Press, 1999: 341 - 343.(in Chinese))

[2] 林育梁, 叶朝良. 路堤软土地基变形形状模型试验研究[J]. 公路, 2002, 12(12): 35 - 39.(LIN Yuliang, YE Chaoliang. Research on deformation behavior in soft-soil foundation under embankment by laboratory model test[J]. Highway, 2002, 12(12): 35 - 39.(in Chinese))

[3] 张 良, 魏永幸, 罗 强. 基于离心模型试验的斜坡软弱土地基路堤加固方案研究[J]. 铁道工程学报, 2004, 81(1): 73 - 76.(ZHANG Liang, WEI Yongxing, LUO Qiang. Study on reinforcement projects for slope flabby subgrade embankment based on centrifugal model tests[J]. Journal of Railway Engineering Society, 2004, 81(1): 73 - 76. (in Chinese))

[4] 胡勇刚, 罗 强, 张 良, 等. 基于离心模型试验的水泥土搅拌桩加固斜坡软弱土地基变形特性研究[J]. 岩土力学, 2010, 31(7): 2 207 - 2 213.(HU Yonggang, LUO Qiang, ZHANG Liang, et al. Deformation characteristics analysis of slope soft soil foundation treatment with mixed-place pile by centrifuge model tests[J]. Rock and Soil Mechanics, 2010, 31(7): 2 207 - 2 213.(in Chinese))

[5] 罗 强, 胡勇刚, 张 良, 等. 水泥土搅拌法加固斜坡软弱土地基的土工离心模型试验研究[J]. 中国铁道科学, 2010, 31(4): 12 - 19. (LUO Qiang, HU Yonggang, ZHANG Liang, et al. The geotechnical centrifuge model experiment study of the slope soft-soil foundation improved by cement soil mixing method[J]. China Railway Science,

- 2010, 31(4): 12 - 19.(in Chinese))
- [6] 刘晋南, 蒋 鑫, 邱延峻. 软弱层特性对斜坡软弱地基路堤变形的影响[J]. 西南交通大学学报, 2013, 48(2): 303 - 309.(LIU Jinnan, JIANG Xin, QIU Yanjun. Influence of weak layer properties on deformation of embankment over sloped weak ground[J]. Journal of Southwest Jiaotong University, 2013, 48(2): 303 - 309.(in Chinese))
- [7] 刘晋南, 蒋 鑫, 邱延峻. 路堤荷载作用下斜坡软弱地基变形耦合特性研究[J]. 铁道学报, 2015, 37(4): 94 - 100.(LIU Jinnan, JIANG Xin, QIU Yanjun. Deformation coupling characteristics of sloped weak ground under embankment load[J]. Journal of the China Railway Society, 2015, 37(4): 94 - 100.(in Chinese))
- [8] 蒋 鑫, 刘晋南, 黄明星, 等. 抗滑桩加固斜坡软弱地基路堤的数值模拟[J]. 岩土力学, 2012, 33(4): 1 261 - 1 267.(JIANG Xin, LIU Jinnan, HUANG Mingxing, et al. Numerical simulation of embankment on sloped weak ground reinforced by anti-slide piles[J]. Rock and Soil Mechanics, 2012, 33(4): 1 261 - 1 267.(in Chinese))
- [9] 蒋 鑫, 梁多伟, 刘晋南, 等. 碎石桩与抗滑桩联合加固斜坡软弱地基路堤的工作机理分析[J]. 铁道学报, 2015, 37(12): 81 - 87.(JIANG Xin, LIANG Duowei, LIU Jinnan, et al. Working mechanism of embankment over sloped weak ground reinforced by combination of gravel piles and slide-resistant piles[J]. Journal of the China Railway Society, 2015, 37(12): 81 - 87.(in Chinese))
- [10] WON P H, HAEHO L, SEONGWON H. Full-scale tests on embankments founded on pile beams[J]. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 2014, 140(12): 1 - 8.
- [11] Numerical study of basal reinforced embankments supported on floating/end bearing piles considering pile-soil interaction[J]. Geotextiles and Geomembranes, 2015, 43(6): 524 - 536.
- [12] 徐光明, 章为民. 离心模型中的粒径效应和边界效应研究[J]. 岩土工程学报, 1996, 18(3): 80 - 86.(XU Guangming, ZHANG Weimin. Centrifuge model technique of size effect and boundary effect[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 1996, 18(3): 80 - 86.(in Chinese))
- [13] 向 科, 罗 凤. 土工离心模型试验中的加筋材料[J]. 地下空间与工程学报, 2007, 3(5): 889 - 892.(XIANG Ke, LUO Feng. Reinforcing material in centrifuge model test[J]. Chinese Journal of Underground Space and Engineering, 2007, 3(5): 889 - 892.(in Chinese))
- [14] 王长丹, 王炳龙, 王 旭, 等. 湿陷性黄土桩网复合地基沉降控制离心模型试验[J]. 铁道学报, 2011, 33(4): 84 - 92.(WANG Changdan, WANG Binglong, WANG Xu, et al. Analysis on settlement controlling effect of pile-net composite foundation on collapsible loess by centrifugal model tests[J]. Journal of The China Railway Society, 2011, 33(4): 84 - 92.(in Chinese))
- [15] 中华人民共和国行业标准编写组. 土工合成材料测试规程[S]. 北京, 中国水利水电出版社, 2012.(The Professional Standards Compilation Group of People's Republic of China. Specification for test and measurement of geosynthetics[S]. Beijing: China Water Power Press, 2012.(in Chinese))
- [16] 曾友金, 章为民, 王年香, 等. 桩基模型试验研究现状[J]. 岩土力学, 2003, 24(增 2): 674 - 686.(ZENG Youjin, ZHANG Weimin, WANG Nianxiang, et al. Reviews of state-of-art of modeling simulation on pile foundations[J]. Rock and Soil Mechanics, 2003, 24(Supp.2): 674 - 686.(in Chinese))
- [17] 中华人民共和国行业标准编写组. TB10001—2005 铁路路基设计规范[S]. 北京: 中国铁道出版社, 2005.(The Professional Standards Compilation Group of People's Republic of China. TB10001—2005 Code for design on subgrade of railway[S]. Beijing: China Railway Press, 2005.(in Chinese))
- [18] 杜延龄, 韩连兵. 土工离心模型试验技术[M]. 北京, 中国水利水电出版社, 2010: 19 - 20.(DU Yanlin, HAN Lianbing. Experimental technology of centrifuge modeling tests[M]. Beijing: China Water Power Press, 2010: 19 - 20.(in Chinese))
- [19] TAN T S, INOUE T, LEE S L. Hyperbolic method for consolidation analysis[J]. Journal of Geotechnical engineering, 1991, 117(11): 1 723 - 1 737.
- [20] 黄广军, 张千里, 余锡健, 等. 加筋垫层对地基沉降控制效果的多方案比较[J]. 岩土工程学报, 2001, 23(5): 598 - 601.(HUANG Guangjun, ZHANG Qianli, YU Xijian, et al. Comparison of settlement control of reinforcement layer[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2001, 23(5): 598 - 601.(in Chinese))
- [21] 郑 刚, 李 帅, 刁 钰. 刚性桩复合地基支路堤稳定破坏机理的离心模型试验[J]. 岩土工程学报, 2012, 34(11): 1 977 - 1 989.(ZHENG Gang, LI Shuai, DIAO Yu. Centrifugal model tests on failure mechanisms of embankments on soft ground reinforced by rigid piles[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2012, 34(11): 1 977 - 1 989.(in Chinese))
- [22] 郑 刚, 刘 力, 韩 杰. 刚性桩加固软弱地基上路堤的稳定性问题[II]——群桩条件下的分析[J]. 岩土工程学报, 2010, 32(12): 1 811 - 1 820.(ZHENG Gang, LIU Li, HAN Jie. Stability of embankment on soft subgrade reinforced by rigid inclusions(II)-group piles analysis[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2010, 32(12): 1 811 - 1 820.(in Chinese))