

# 碎石桩复合地基沉降及应力现场监测研究

韩乾坤<sup>1</sup> 李小江<sup>1</sup> 刘俊新<sup>2</sup>

(1. 宁波市交通规划设计研究院有限公司, 浙江宁波 315192; 2. 西南科技大学土木工程与建筑学院, 四川绵阳 621010)

**【摘要】** 客运专线对路基的设计要求更体现在对路堤变形的严格控制。以某客运专线 DK61 为工点, 对采用碎石桩处理的复合地基的沉降规律和应力变化进行了现场监测, 得到了路堤施工过程中及施工完成后的地基沉降、土应力以及孔隙水压力等监测数据, 在此基础上通过对现场测试结果进行了整理和分析, 研究了路堤在施工过程中与工后的地基沉降的规律和现场施工条件下复合地基沉降变形影响因素, 对路基沉降进行了预测, 并论证了地基土压力和孔隙水力的受力机理, 这些研究成果为今后进一步进行的理论研究和工程设计提供了有益的依据。

**【关键词】** 碎石桩; 复合地基; 沉降; 土压力; 孔隙水压力

**【中图分类号】** TU 433

**【文献标识码】** B

doi: 10.3969/j.issn.1007-2993.2016.03.003

## Field Testing Study on Settlement and Stresses of Gravel Pile Composite Ground

Han Qiankun<sup>1</sup> Li Xiaojiang<sup>1</sup> Liu Junxin<sup>2</sup>

(1. Ninbo Communications Planning Institute Co., Ltd, Ningbo 315192, Zhejiang, China;

2. School of Civil Engineering and Architecture, Southwest University of Science and Technology, Mianyang 621010, Sichuan, China)

**【Abstract】** Design of Passenger Dedicated Line roadbed is on more reflected strict control on the embankment deformation. In the DK61 site of some railway line where soft clay foundation was used by gravel pile treatment, field monitoring of settlement and stress for composite ground was conducted on-stress variation, so data of settlement of embankment and foundation, soil pressure and pore water pressure have been obtained in the process of construction and after construction of the embankment. On the basis of the arrangement and analysis of the results in the field testing, the settlement of composite foundation during the construction and after construction of embankment, influence factors of settlement of composite ground under field construction conditions and settlement prediction rules has been studied, and it has statistically argued stress mechanism of soil pressure and pore water pressure. These research results provide useful information for theoretical research and engineering design in the further.

**【Key words】** gravel pile; composite ground; settlement; soil pressure; pore water pressure

### 0 引言

碎石桩是一种处理软土地基的方法, 在岩土工程地基处理中取得了良好的效果, 它是一种散体桩, 桩体与原土层构成复合地基, 通过置换和挤密作用提高加固区的承载力, 并降低压缩性<sup>[1]</sup>。复合地基中的碎石桩由粗粒材料组成, 作为良好的竖向排水通道, 加速了地基固结, 减少了工后沉降<sup>[2]</sup>。为论证碎石桩处理地基的效果, 文献<sup>[3]</sup>对碎石桩这类散体桩的承载力进行了研究, 通过 PLAXIS 软件对散体桩进行数值模拟分析得出散体桩地基承载力要分别

考虑桩体和地基土的影响。已有研究表明, 考虑到路堤荷载作用下碎石桩复合地基变形特点, 已经提出了沉降三段计算这种便于工程应用的方法<sup>[4]</sup>。文献<sup>[5]</sup>在碎石桩复合地基时效的基础上建立了相应桩土压力比时效计算双曲线模型, 并且较好地模拟碎石桩复合地基桩土应力比随时间变化的规律。但未考虑荷载和桩距的影响, 计算应力的参数较多, 缺少现实依据的检验, 不能从工程中具体有效地反映路堤沉降、应力等的变化情况。

客运专线路基的设计思想与普通铁路相比需要

有一个很大的转变。其中集中体现一点:过去对路基工程主要满足在强度的要求上,而客运专线更体现在对路堤变形的严格控制中。某客运专线铁路多处位于丘陵地段山间谷地中,广泛分布软土或软弱土,其中填高 10~20 m 的高路堤超过 10 处。碎石桩作为一种常用的软土复合地基处理方法,其应用在山间软土或软弱土当中路堤和地基的沉降能否满足客运专线工后沉降的要求,有待进一步验证。

本文以该客运专线 DK61 为工点,在现场埋设土压力盒、孔隙水压力计和沉降管对采用碎石桩处理的复合地基的土压力、空隙水压力以及沉降等进行了监测,得到了桩间土压力、孔隙水压力以及工后沉降的变化规律,这些研究成果为今后相关实际工程的地基处理提供了重要的参考价值。

## 1 概况

### 1.1 地质条件

DK61 工点位于 DK61+525~+605,长度 80 m。地表为丘间洼地,已辟为水田。路基处自上而下各岩土层分别为路基填土,厚约 10~14 m;硬塑状粉质黏土,厚 2~6 m;流塑状淤泥质土与软塑状的粉质黏土,厚 2~10 m;硬塑状的粉质黏土,厚 0~2 m。土体下伏基岩为泥质粉砂岩。土体物理力学指标如表 1 所示。

表 1 DK61 工点的基本物理力学指标

岩土名称	$\gamma/(\text{kN}\cdot\text{m}^{-3})$	$c_u/\text{kPa}$	$\varphi_u/(\text{°})$	$c_{cu}/\text{kPa}$	$\varphi_{cu}/(\text{°})$
填土	18	25	25		
粉质黏土	19.5	35	10		
淤泥质土	18	13	6	20	7.5
粉质黏土	19	18	9	23	14.5

### 1.2 软土地基设计方案

软土地基采用  $\phi 800$  碎石桩加固,采用三角形布置,桩间距为 1.7 m。加固宽度为路堤坡脚外 2 m,加固深度贯穿软土层,同时在碎石桩顶部铺设两层双向 50 kN/m 土工格栅及 0.5 m 厚的砂垫层;其中在 DK61+540~+587 长 42 m 段,路堤右侧坡脚设置反压护道,反压护道宽 5 m,高 4 m。路堤中心最大填高 14 m,边坡最大高度 16 m。设计要求填土施工前进行复合地基载荷试验,要求铺设加筋垫层后复合地基承载力达到 200 kPa 以上<sup>[5]</sup>。

根据现场情况,在地基表面布置了两个测试断面即为 DK61+555 和 DK61+575,在基床底部则分别布置了三个的测试断面,即 DK61+555、DK61+566 和 DK61+575,具体参见图 1。

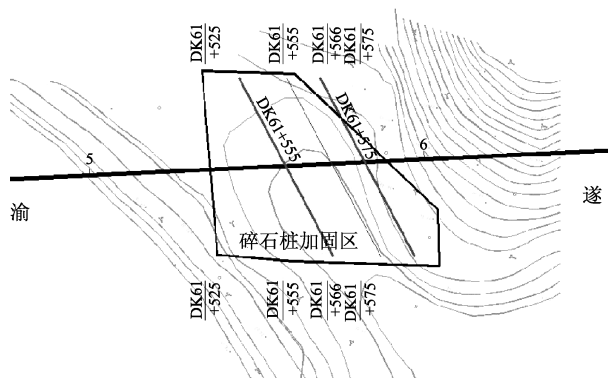


图 1 设计方案平面图

### 1.3 孔隙水压力计的布置与安装

孔隙水压力计布置的基本原则是路基中心线沿地基深度分层布置,间距为 2.5 m,布置的位置视施工情况而定,具体的布置参见图 2,图中 S 表示遂宁方向,Y 表示重庆方向,S 和 Y 后面的数字表示孔号;W 表示孔隙水压力计,W 后面的数字表示孔隙水压力计埋设的深度。

### 1.4 土压力盒的布置与安装

土压力盒布置在地基表面,主要是在路基面中心、路肩等位置,具体根据断面的情况而变化,具体的布置图见图 2。土压力盒选用钢弦式,土压力盒分布布置在桩顶和桩间。图中 P 代表土压力盒,P 后面的 0 表示土压力盒位于桩间,1 表示位于桩顶。

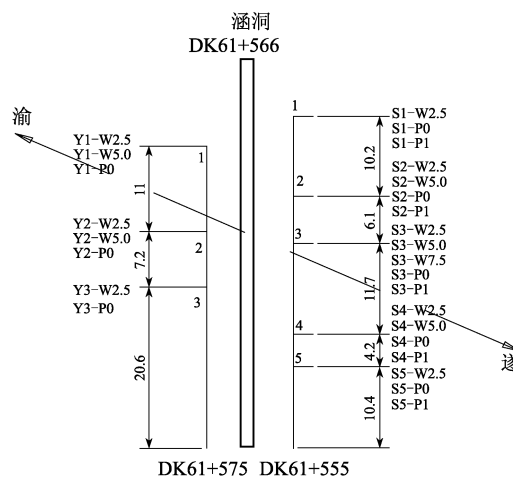


图 2 孔隙水压力计及土压力盒布置图

### 1.5 断面沉降管的布置与安装

三个断面的沉降管布置在地基表面和基床底部,受工地条件的限制,DK61+566 断面只在基床底部设置沉降管,DK61+555 和 DK61+575 断面在地基表面和基床底部分别设置沉降管。地基表面沉降管布置见图 3,沉降管的安装布置见图 4。

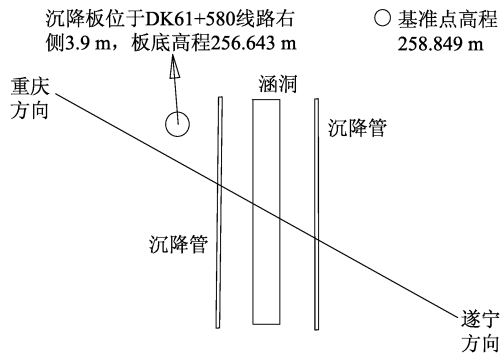


图3 沉降管布置



图4 基床底部三个断面沉降管布置图片

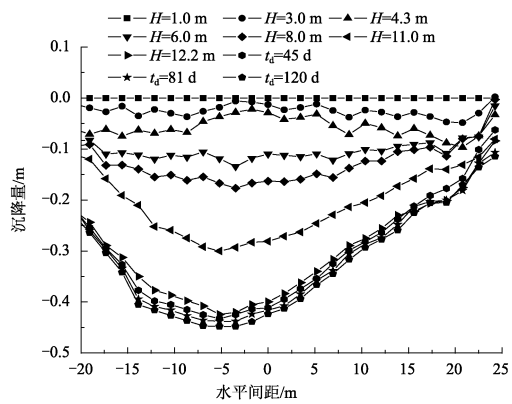
## 2 测试结果分析

### 2.1 地基沉降监测成果分析

由于受施工条件的限制,DK61+555断面地基沉降管平行于涵洞布置,而涵洞与线路呈60°斜交。将沉降管监测数据投影到与线路垂直的断面上,经过处理分析可以看出(见图5),施工结束并铺设级配碎石后,沉降量最大的地方并不是线路中心,而是位于线路左侧路肩附近。线路左侧沉降量比线路右侧稍大,原因是线路右侧坡脚侧向受抗滑桩的约束作用,使路堤向线路右侧移动的可能性减小,因而右侧的沉降稍小于左侧。由检测结果可知,施工结束4个月后,线路中心地基总沉降量为0.423 m,线路左侧边坡坡脚累计地基沉降量为0.159 m,线路右侧边坡坡脚地基沉降量为0.115 m,地基沉降量最大值为0.448 m,线路左侧地基沉降量比线路右侧稍大。工后4个月,线路中心地基沉降量增长0.023 m,且地基沉降增长量逐月减小,有趋于稳定的趋势。

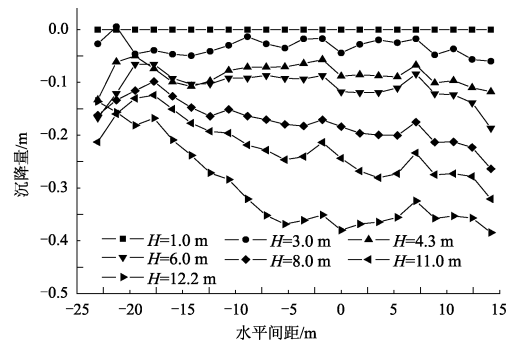
图6表示DK61+575断面施工期累计沉降量,由于施工结束后测试断面受到人为破坏,无法监测工后地基沉降,因此该断面仅有施工期的沉降监测数据。从图中可以看出,线路中心地基沉降量较大,向两侧逐渐减小,铺设级配碎石后线路中心地基累计最大沉降量为0.380 m,线路左侧坡脚的地基沉

降量为0.156 m。



(图中填方高以涵洞顶为零点;图中横坐标零点为线路中心,横坐标负值代表线路左侧,正值代表线路右侧,下同)

图5 DK61+555断面累计沉降量



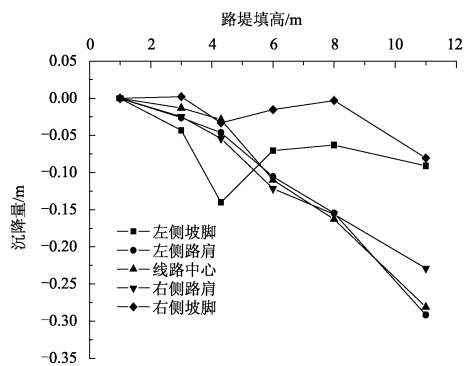
(图中填方高以涵洞顶为零点)

图6 DK61+575断面施工期累计沉降量

DK61+555、DK61+575断面施工期地基沉降量与路堤填筑高度的关系(见图7和图8)。从图中可以看出,施工期地基沉降随路堤填筑高度的增加而增加,地基沉降与路堤填筑高度大致呈线性关系。

将DK61+555、DK61+575断面线路中心地基沉降量与路堤填筑高度的关系曲线进行拟合得到如下公式:

$$s = a - b \times H \tag{1}$$



(考虑级配碎石和道渣以及铺轨车的情况,按铁路路基设计规范[6]已换算成填筑高度,后面论述说明)

图7 DK61+555断面地基沉降量与路堤填筑高度的关系

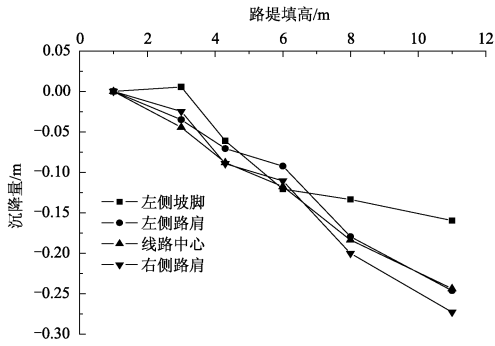


图8 DK61+575 断面地基沉降与路堤填筑高度的关系

式中: $s$  为地基沉降量,  $m$ ;  $H$  为路堤填筑高度,  $m$ ;  $a$ 、 $b$  为拟合参数。

表2 拟合公式参数

断面	$a$	$b$	相关系数
DK61+555	0.0647	0.0295	0.974
DK61+575	0.0252	0.0249	0.997

通过对拟合公式进行分析得到,地基沉降量与路堤填筑高度线性相关。线路中心地基沉降量最大,向线路两侧逐渐减小,两侧坡脚位置的沉降量相对最小。

图9—图10表示DK61+555、DK10+575断面地基沉降量随时间的变化关系,图中标注了施工结束时间。

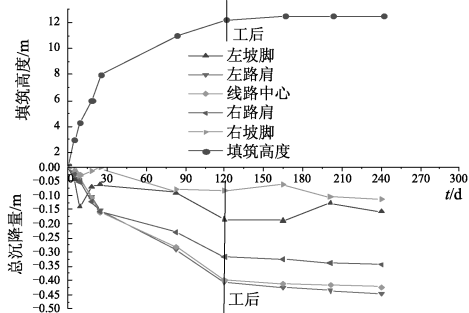


图9 DK61+555 断面各点地基累计沉降量随时间的变化关系

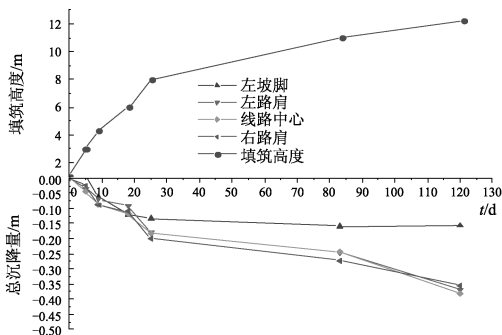


图10 DK61+575 断面施工期地基沉降量随时间的变化关系

从图9中可以看出,施工期DK61+555断面的

地基沉降量随时间增加迅速。施工完毕时,左右侧路肩、线路中心沉降分别为0.408 m、0.3161 m、0.3997 m,左侧路肩沉降最大。施工结束后,地基沉降量虽然在增大,但增加的速率减小;工后45 d、81 d、120 d,线路中心的沉降值分别为0.0118 m、0.016 m、0.0238 m,沉降速率分别是 $2.62E-04$  m/d、 $1.17E-04$  m/d、 $2.00E-04$  m/d。左侧路肩工后45 d、81 d、120 d的沉降值分别为0.017 m、0.028 m、0.039 m,沉降速率分别是 $3.78E-04$  m/d、 $3.06E-04$  m/d、 $2.82E-04$  m/d;右侧路肩工后45 d、81 d、120 d的沉降值分别为0.009 m、0.0223 m、0.0287 m,沉降速率分别是 $1.64E-04$  m/d、 $3.69E-04$  m/d、 $2.20E-04$  m/d;左侧路肩工后沉降量为最大,坡脚位置沉降量较小,线路左侧地基沉降较右侧大。

从图10中可以看出,在施工期内,DK10+575的地基沉降量随时间逐渐增大,在前一个月内增加最快,因为在前一个月内路堤填高约8 m左右,后三个月内由于天气原因施工进度缓慢,故沉降量增加速度变缓。施工完毕时,左右侧路肩、线路中心沉降分别为0.3685 m、0.3556 m、0.3799 m,线路中心沉降为最大。

由于现场监测数据较小,假定现场监测的工后沉降变化趋势与离心模型试验结果相同,差别的是对应不同的时间段,因此利用离心模型试验结果对现场地基工后沉降预测结果,对DK61+555断面线路中心位置地基沉降进行双曲线拟合,结果如图11所示。曲线拟合公式为:

$$s = \frac{7.06 \times 10^{-2} - 2 \times t_d}{1.08 \times t_d + 1.82 \times 10^2} \quad (2)$$

式中: $s$  为地基沉降量,  $m$ ;  $t_d$  为工后时间,  $d$ 。

由此公式预测,DK61+555地基工后总沉降量0.070 m,工后第一年地基沉降量0.043 m,工后第二年地基沉降量0.010 m,工后第3年基本稳定。

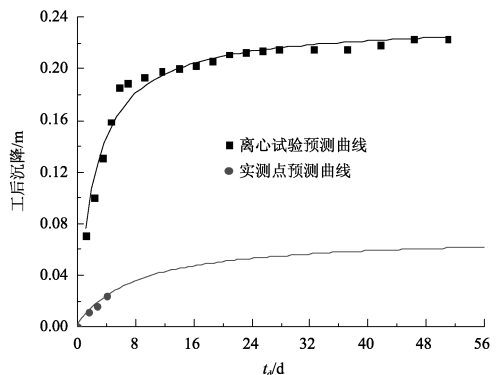


图11 DK61+555 断面中心位置地基累计沉降量曲线拟合

2.2 路堤沉降监测成果分析

路堤顶部各断面的沉降受各断面地基条件、路堤高度、横断面形状、压实系数等的影响,路堤顶部的沉降沿线路横断面呈不同的分布。通过分析发现,线路右侧的沉降比左侧大,原因在于原地面呈台阶状,线路右侧方向地基厚度较线路左侧大,且线路右侧填方高度比左侧大。

由表3分析可知,在工后83 d内,由于原地面呈台阶状,线路右侧方向地基厚度较线路左侧大,且线路右侧填方高度大于左侧,所以右侧的沉降速率比左侧大。但在工后83~120 d内,因左侧位置铺架了轨道,铺架车辆来往多,承受荷载最大,故左侧沉降速率比右侧大。

表3 断面沉降数据

断面	工后0~83 d				工后84~120 d			
	沉降增量均值/m	沉降最大处	沉降速率均值/(m·d <sup>-1</sup> )	沉降速率最大/(m·d <sup>-1</sup> )	沉降增量均值/m	沉降最大处	沉降速率均值/(m·d <sup>-1</sup> )	沉降速率最大/(m·d <sup>-1</sup> )
DK61+555	0.0903	右路肩	1.12E-03	1.42E-03	9.03E-02	相同	3.33E-04	3.96E-04
DK61+566	0.107	右路肩	1.32E-03	1.68E-03	0.017	左路肩	4.36E-04	5.26E-04
DK61+575	0.0933	左路肩	1.18E-03	1.46E-03	3.3E-03	左路肩	2.14E-04	3.85E-04

由DK61+555断面相同位置地基与路堤顶沉降管的沉降值可见,路堤顶部沉降大于地基沉降,说明路堤本体产生了沉降,路堤本体沉降即为路堤顶部沉降与地基沉降之差,考虑到实际情况,将地基和路堤顶部左右路肩和线路中心的平均值作为线路中心的沉降(见表4)。

表4 工后地基与路堤顶部沉降对比

工后/d	地基/m			路堤顶部/m		
	左路	线路中	右路	左路	线路中	右路肩
45	0.017	0.0118	0.009	0.078	0.063	0.096
83	0.028	0.016	0.0223	0.087	0.072	0.112
120	0.039	0.0238	0.0287	0.100	0.085	0.125

利用离心模型试验路堤工后沉降预测结果,对DK61+555断面线路中心位置的路堤工后总沉降进行双曲线拟合,即

$$s = \frac{t_d}{13.08t_d + 3.52} \quad (3)$$

式中: $s$ 为地基沉降量,m; $t_d$ 为工后时间,d。

由此公式预测,DK61+555路堤工后总沉降量0.076 m,与路堤高度的之比为5.06%。根据预测结果分析,实测工后120 d路堤总沉降已完成0.072 m,还将产生0.004 m的沉降量。

2.3 土压力监测成果分析

土压力现场监测结果如图12—图14所示,土压力随路堤高度的增加而增大变化,可采用线性拟合,即

$$\sigma_H = K_0 \times H \quad (4)$$

式中: $\sigma_H$ 为土压力,kPa; $H$ 为填土高度,m。

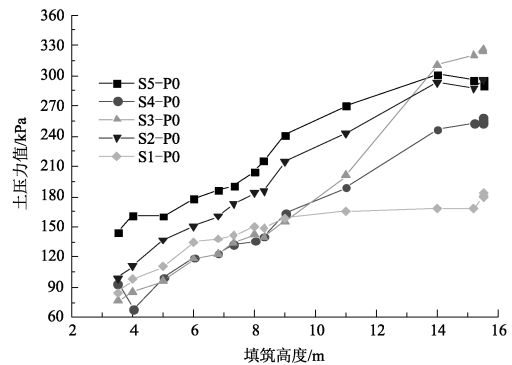


图12 DK61+555 桩间土压力值与填筑高度的关系

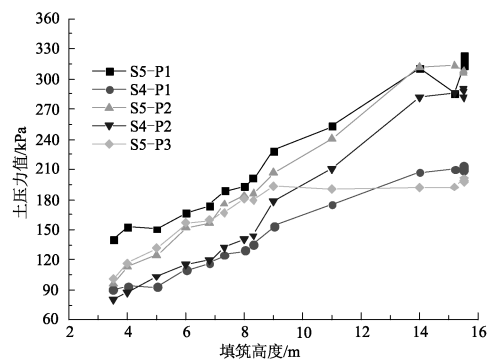


图13 DK61+555 桩顶土压力值与填筑高度的关系

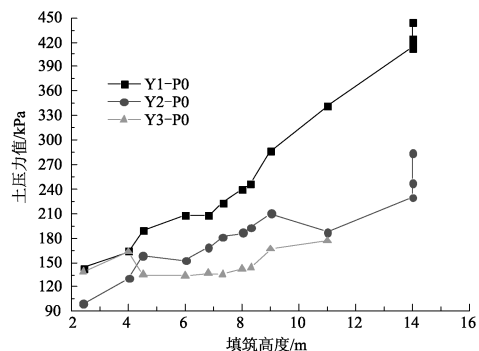


图14 DK61+575 桩间土压力值与填筑高度的关系

各测点的系数  $K_0$  与相关系数  $R^2$  见表 5。除 S5-P0、S-P0、S1-P1、Y2-P0、Y3-P0 较差之外,其余测点

的相关系数均在 0.84 以上,说明线性拟合可行。因此,比较各测点的土压力,比较系数  $K_0$  即可。

表 5 拟合参数  $K_0$  和相关系数  $R^2$

编号	DK61+555 桩间					DK61+555 桩顶					DK61+575 桩间		
	S5-P0	S4-P0	S3-P0	S2-P0	S1-P0	S5-P1	S4-P1	S3-P1	S2-P1	S1-P1	Y3-P0	Y2-P0	Y1-P0
$K_0$	21.86	17.10	20.25	20.67	13.78	22.12	14.90	21.30	18.50	15.77	29.20	18.31	19.69
$R^2$	0.686	0.976	0.967	0.925	0.368	0.814	0.888	0.861	0.989	0.165	0.955	0.75	0.273

DK61+555 断面,桩间土的测点 S4-P0、S3-P0、S2-P0 的  $K_0$  最小值为 17.10,最大值为 20.67,按填土重度 20 kPa 计算附加应力,桩间承受土压力是附加应力的 0.855~1.04 倍,平均值为 0.967。同理,桩顶测点 S5-P1、S4-P1、S3-P1、S2-P1 的系数  $K_0$  最小值为 14.90(S5-P1,属特殊情况,因地基倾斜,此点的填土高度比其他点低,故按 15.5 m 计算得到结果偏小),最大值为 22.12,桩顶承受土压力是附加应力的 0.745~1.106 倍,平均值为 0.964。由此可知,桩间与桩顶的土压力相当,说明碎石桩复合地基由于振冲作用,地基土的密实度得以提高,其刚度与碎石桩相近,不会产生应力集中现象。

对于 DK61+575 断面,测点 Y3-P0 的系数  $K_0$  为 29.20,按填土重度 20 kPa 计算垂直压力,桩间承受土压力是上覆压力的 1.46 倍,这是由于地基向右倾斜,实际填土高度大于 15.5 m。

2.4 孔隙水压力监测成果分析

对孔隙水压力测试结果(见图 15、图 16)进行分析可以得到,除 S5-W2.5 外,其他测点孔隙水压力值变化值均小于 10 kPa,说明地基孔隙水压力变化较小,这主要是由于碎石桩本身具有较好的排水功能,大大缩短了地基的排水距离。

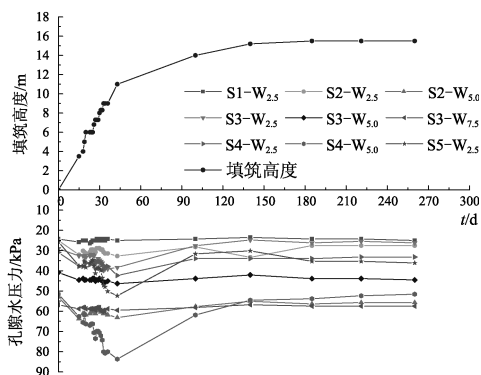


图 15 DK61+575 断面孔隙水压力随时间变化曲线

又由孔隙水压力随时间和填土高度的变化曲线可见,在 43 d 以内由于填筑速度很快,桩体所受荷载速度明显增大,孔隙水压力有较大幅度的变化,这

是因为土体受到外力挤压时,土中原有水压力也会上升,产生超孔隙水压力,但由于上层土层为透水层,水压力随着时间的推移会消散掉,故而 43 d 之后监测的孔隙水压力随时间增长而减小,最后趋于平稳,这有利于地基的稳定。

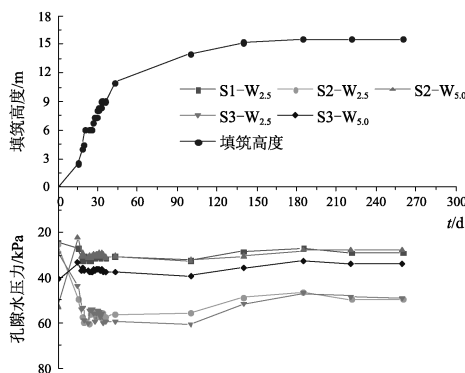


图 16 DK61+555 断面孔隙水压力随时间变化曲线

3 结论

1)地基沉降量与路堤填筑高度呈线性关系。地基沉降速率随着路堤高度及填筑时间的增加,沉降速率减小。沉降的大小与线路中心地基土层厚度相关,地基土层厚度越大,沉降量越大。

2)结合离心试验结果和复合地基的沉降监测数据,对 DK61+555 地基工后沉降进行了预测,表明 DK61+555 断面地基工后总沉降量 0.070 m,工后第一年地基沉降量 0.043 m,工后第二年地基沉降量 0.010 m,工后第 3 年基本稳定。同时,利用路堤和地基的监测结果,采用双曲线公式研究了路堤的工后沉降变化规律,可知 DK61+555 断面路堤的工后总沉降量 0.076 m,实测工后 120 d 路堤沉降已完成 0.072 m,还将产生 0.004 m 左右的沉降量,满足《时速 200 km 新建铁路线桥隧站设计暂行规定》要求。

3)路堤顶部的沉降随时间增长而增加,但沉降速率随时间增长而减少。线路右侧的沉降比左侧大,原因是原地面呈台阶状,线路右侧方向地基厚度较线路左侧大,且线路右侧填方高度比左侧大。

(下转第 139 页)

#### 4 结 论

本文借助有限元软件 PLaxis,通过模拟计算,分析并总结了采用斜抛撑基坑的变形特性。同时探讨了控制基坑变形的四种方法,主要结论有:

1)数值模拟得出斜抛撑围护的最大水平位移较水平支撑围护高出约 30%,并且斜抛撑架设前的最大水平位移占架设后位移的 30%~40%。

2)增加围护结构的刚度对斜抛撑架设前围护结构侧移和坑外地表沉降的影响较小;坑内留土宽度的增加,能够有效控制初期围护结构水平位移和坑外地表沉降;坑内被动区加固,能够减小围护最大侧移 24%以上,减小坑外最大地表沉降 26%以上,效

果显著。

#### 参 考 文 献

- [1] 刘国彬,王卫东. 基坑工程手册(第二版)[M]. 北京:中国建筑工业出版社,2009.
- [2] 徐中华,王卫东. 敏感环境下数值分析中土体本构模型的选择[J]. 岩土力学,2010,31(1):258-264.
- [3] 基坑工程技术规范[S]. 上海市建筑建材业市场管理总站,上海,2010.
- [4] 翟杰群,贾 坚,谢小林. 隔离桩在深基坑开挖保护相邻建筑中的应用[J]. 地下空间与工程学报,2010,6(1):162-166.

收稿日期:2016-01-18

(上接第 123 页)

4)桩间与桩顶的土压力相当,都随着填筑高度的增加基本上成线性变化。桩间承受土压力是附加应力的 0.75~1.05 倍,说明碎石桩复合地基由于振冲作用,地基土的密实度得以提高,其刚度与碎石桩相近,不会产生应力集中现象。

5)孔隙水压力随时间和填土高度变化,路堤填筑速度快的阶段,孔隙水压力增加,随之孔隙水压力很快消散,说明碎石桩复合地基加固有利于地基的稳定。

#### 参 考 文 献

- [1] 肖星球. 碎石桩复合地基承载力探讨[J]. 铁道工程学报,2010,6(4):51-54.

- [2] 刘 伟,解 磊,王宇阳. 复合地基承载力深度修正研究[J]. 沈阳建筑大学学报(自然科学版),2013,4(29):682-686.
- [3] 袁江雅. 路堤荷载下碎石桩复合地基沉降计算研究[J]. 公路工程,2010,2(35):1-4.
- [4] 赵明华,马缤辉,张 玲. 碎石桩复合地基桩土应力比的时效分析[J]. 中南大学学报(自然科学版),2008,4(39):831-837.
- [5] 中华人民共和国建设部. JGJ 79—2012 建筑地基处理技术规范[S]. 北京:中国建筑工业出版社,2012.
- [6] 中华人民共和国铁道部. TB 10001—2005 铁路路基设计规范[S]. 北京:中国铁道出版社,2005.

收稿日期:2016-03-22