

软土地基及其路堤的变形分析

孙宏林

(铁道第四勘察设计院地路处, 武汉 430063)

【摘要】 通过对地基沉降、路基本体变形的观测, 研究分析了软土地基不同处理措施的地基沉降规律, 并就地基沉降对改良土路堤变形的影响进行了讨论。

【关键词】 软土地基; 改良土路堤; 变形; 沉降

【中图分类号】 TU 472

Analysis for Deformation of Soft Ground and Embankment

【Abstract】 Based on the observation data of the settlement and the deformation in the soft ground and the embankment, the main characteristics of railroad subgrades settlement treated with different methods are analyzed. Besides, the effects of railroad base settlement on the deformation of the improved soil embankment are discussed.

【Key words】 soft ground; improved embankment; deformation; settlement

0 引言

路基作为轨道结构的基础, 必须具有强度高、刚度大、稳定性和耐久性好等特点, 并能抵抗各种自然因素的影响, 在运营条件下将线路轨道的设计参数保持在要求的标准范围之内。过去对路基工程主要满足强度的要求, 而高速铁路更强调对地基及路堤变形的严格控制^①。在我国南方, 软土分布广泛, 必须经过处理才能满足结构物的使用要求; 且符合路堤上部基床底层质量要求的填料数量较少, 多采用第四系粘性土经改良处理后用作基床底层填筑。尤其是高塑性的下蜀粘土, 在我国南方地区广泛分布, 工程性质较特殊, 在以往铁路建设中因其引起的路基基床病害相当普遍, 常引起基床翻浆冒泥、路肩鼓胀、路堑侧沟壁挤出等。1995年铁四院在南浔线^① K1375+467~+567(路堤)、K1374+937~K1375+037(路堑)两段采用粘

性土填料掺入石灰改良后用作路堤基床填料的填筑试验, 自1995年10月开通以来至今, 路堤地段性状良好, 达到了改良的预期目的。路堑地段由于侧沟浆砌不良, 导致侧沟内水下渗至基床, 在列车动荷载的长期作用下改良土基床软化, 1999年开始发生翻浆冒泥。为了进一步对软土地基处理方法和第四系粘性土作为基床底层填料时需采取的改良措施进行深入研究, 在某铁路进行了现场原位试验, 通过对地基沉降、路基本体变形的观测, 分析了软土地基不同处理措施的地基沉降规律, 并就地基沉降对改良土路堤变形的影响进行了探讨, 对指导高速铁路的设计与施工具有重要意义。

1 试验工程概况

1.1 试验概况

以某铁路正线 DK18+920~DK19+220段为现场填筑试验路堤进行试验^②, 试验路堤

基金项目: 铁道部科技发展计划项目(97G01B)

作者简介: 孙宏林, 1973年生, 男, 汉族, 山西曲沃人, 中国地质大学(武汉)水文地质工程地质专业毕业, 工学学士, 工程师, 主要从事岩土工程科研、设计和施工工作。E-mail: hlin_sun@sina.com.cn

① 白振环等. 南浔线改良土试验研究总结. 武汉: 铁道第四勘察设计院, 1994

② 赵新益, 封明君, 孙宏林等. 京沪高速铁路路基结构形式及填料改良优化研究徐沪段. 武汉: 铁道第四勘察设计院, 2001

填土高度为 4.67 ~ 5.13 m, 地基采用粉喷桩及塑料排水板二种地基处理方案。路堤填料分为: 水泥改良土、加筋土(A、B)、不改良土、生石灰改良土、熟石灰改良土五种类型。试验路堤于 2000 年 9 月 7 日开始填筑施工, 历时 74 d, 于 11 月 22 日完成全部土方填筑。共填筑土方 21 917 m³。

1.2 工程地质概况

试验路堤地处湖积平原区, 地形平坦, 多辟为水田和水塘, 均为第四系全新统冲湖积地层覆盖, 按其工程地质性质, 地层分层如下:

①粘土, 褐黄色, 硬塑, 厚 0.7 ~ 1.3 m, 上部 0.5 m 为种植土, $p_s = 1.0 \sim 1.1$ MPa;

②淤泥质粘土, 褐灰色, 流塑, 局部夹有薄层粉砂和腐殖物, 厚 0.6 ~ 5.6 m, $p_s = 0.3 \sim 0.65$ MPa;

③₁ 粉质粘土、粉土, 浅灰色, 流塑, 局部夹软塑粘土, 厚 0.0 ~ 3.7 m, $p_s = 0.7 \sim 0.8$ MPa, 在 DK19+050 ~ +220 间呈透镜体分布;

③₂ 粉质粘土、粉土, 浅灰色, 流塑—软塑, 局部夹软塑粘土, 厚 0.0 ~ 13.8 m, $p_s = 0.9 \sim 1.7$ MPa, 在 DK18+920 ~ DK19+100 及 DK19+150 ~ +220 间呈透镜体分布;

④淤泥质粉质粘土, 浅灰色—褐灰色, 流塑, 夹有薄层粉砂和腐殖物, 厚 4.2 ~ 12.8 m, $p_s = 0.35 \sim 0.9$ MPa;

⑤粘土, 褐黄—浅灰绿色, 硬塑, 厚大于 6 m, $p_s = 1.3 \sim 2.8$ MPa。

地下水为孔隙潜水, 水位埋深 0.0 ~ 0.2 m, 对混凝土无侵蚀性。

地基土体物理力学指标见表 1。

表 1 地基土体物理力学指标一览表

| 地层序号 | 含水量 w/% | 重度 $\gamma / (\text{kN} \cdot \text{m}^{-3})$ | 孔隙比 e | 土工试验固结系数 | | 孔压试验水平向 固结系数 $C_{H'} / (10^{-1} \text{cm}^2 \cdot \text{s}^{-1})$ | 土工试验 压缩系数 α / MPa^{-1} | 原位测试 压缩模量 E_s / MPa |
|----------------|------------|--|----------|---|---|---|--|------------------------------------|
| | | | | 竖向 $C_v / (10^{-3} \text{cm}^2 \cdot \text{s}^{-1})$ | 水平向 $C_{H'} / (10^{-3} \text{cm}^2 \cdot \text{s}^{-1})$ | | | |
| ① | 26.5 | 19.3 | 0.82 | | | | | 4.0 |
| ② | 49.3 | 17.4 | 1.38 | 2.043 | 3.772 | 4.325 | 0.65 | 2.1 |
| ③ ₁ | 35.5 | 18.5 | 0.99 | 13.689 | 6.077 | 3.850 | 0.21 | 3.3 |
| ③ ₂ | 33.6 | 18.1 | 0.98 | 6.744 | 9.670 | 4.930 | 0.37 | 4.6 |
| ④ | 35.0 | 18.1 | 1.03 | 1.460 | 1.074 | 3.380 | 0.62 | 3.1 |
| ⑤ | 25.9 | 20.1 | 0.72 | 0.694 | 1.239 | 0.646 | 0.36 | 8.2 |

1.3 地基加固及测试方案

地基处理方案见表 2。主要测试项目包括粉喷桩复合地基的分层沉降观测及地表沉

降观测、排水固结地基的地表沉降观测、路基面沉降观测、生石灰改良土路堤变形测试等, 具体见表 3。

表 2 地基处理方案一览表

| 里程范围 | 长度 L/m | 加固类型 |
|---------------------|--------|--|
| DK18+920 ~ +995 | 75 | 粉喷桩, 间距 1.2 m, 正方形布置, 桩长 8 m |
| DK18+995 ~ DK19+070 | 75 | 塑料排水板, 间距 1.8 m, 板长 13.3 ~ 18.4 m |
| DK19+070 ~ +145 | 75 | 塑料排水板, 间距 1.5 m, 板长 15.0 ~ 18.4 m, 铺一层格栅 |
| DK19+145 ~ +220 | 75 | 塑料排水板, 间距 1.2 m, 板长 18.0 ~ 20.0 m |

注: (1) 塑料排水板为三角形布置;

(2) DK19+120 ~ +177 段设等载预压, 预压土柱高度 1.4 m, 预压期 3 个月

表3 测试点设置及数量一览表

| 断面类型及断面里程 | 地基分层沉降观测 | 地表沉降观测 | 边桩位移观测 | 路基面沉降观测 | 改良土内部变形观测 | 备注 |
|---------------------|-------------|----------|----------|----------|-----------|------|
| 粉喷桩-1 DK18+930 | 23 m 计 10 点 | 1 组 2 个 | 1 组 4 个 | 1 组 3 个 | | |
| 粉喷桩-2 DK18+965 | 23 m 计 11 点 | 1 组 2 个 | 1 组 4 个 | 1 组 3 个 | | |
| 插塑板-1 DK19+020 | | 1 组 3 个 | 1 组 4 个 | 1 组 3 个 | | |
| 插塑板-2 DK19+050 | | 1 组 3 个 | 1 组 4 个 | 1 组 3 个 | | |
| 插塑板-1 DK19+105 | | 1 组 3 个 | 1 组 4 个 | 1 组 3 个 | | |
| 插塑板-2 等载预压 DK19+135 | | 1 组 3 个 | 1 组 4 个 | 1 组 3 个 | 2 组 6 个 | +130 |
| 插塑板-1 等载预压 DK19+155 | | 1 组 3 个 | 1 组 4 个 | 1 组 3 个 | 2 组 6 个 | +150 |
| 插塑板-2 DK19+185 | | 1 组 3 个 | 1 组 4 个 | 1 组 3 个 | | |
| 共 计 | 2 孔 21 点 | 8 组 22 个 | 8 组 32 个 | 8 组 24 个 | 4 组 12 个 | |

2 地基沉降及路堤变形测试分析

2.1 塑料排水板处理地基

塑料排水板地基沉降按分层总和法计算,采用土工试验 $e-p$ 曲线和静力触探推求的压缩模量。计算沉降与实测结果对比见表 4。

从表 4 可知,计算沉降与实测结果存在较大差异,采用静力触探推求的压缩模量计算沉降与实测结果的误差在 $-29\% \sim +24\%$ 之间,用土工试验 $e-p$ 曲线计算误差在 $-10\% \sim +48\%$ 之间,个别达到 61% 。因此,对工后沉降控制要求很高的高速铁路,一方面,尚需深入研究勘察及土工试验精度和物理力学指标选取方法,提高沉降计算的准确性;另一方面,必须进行施工期的沉降观测,利用实测沉降资料推求工后沉降来验证设计计算,必要时采取适当补救措施,达到有效控制工后沉降的

目的。

计算固结度与实测沉降估算结果对比见表 5。从表 5 中可知,采用土工试验测得的固结系数(土工试验测得固结系数一般在 10^{-3} 数量级)计算地基土的固结度比按实测沉降估算的固结度小。由孔隙水压力试验测得的固结系数一般在 $10^{-1} \sim 10^{-2}$ 数量级,这主要是因为软土层中夹有薄层粉砂。文献[2]采用孔隙水压力试验测得的固结系数的 $1/2 \sim 1/3$ 取值计算结果与地基土的实际固结度较为一致。而从本次实测沉降结果反算,采用孔隙水压力试验测得的固结系数的 $1/5$ 取值较为合理。另外,从塑料排水板 1.2 m 、 1.5 m 、 1.8 m 三种间距的实测结果对比, 1.2 m 密集型间距在排水固结方面并不具明显的优势。

表4 计算沉降与实测结果对比表

| 断面里程 | 填高 H/m | 计算沉降 s_f/cm | | 实测沉降 s_f/cm | 推求最终沉降 s_f/cm |
|----------|--------------------|-------------------------|-------------------------|-------------------------|---------------------------|
| | | 采用原位测试 压缩模量 E_s 计算 | 采用土工试验 压缩曲线 $e-p$ 计算 | | |
| DK19+020 | 5.13 | 46.25 | 59.8 | 33.6 | 37.1 |
| DK19+050 | 5.13 | 43.27 | 57.7 | 35.9 | 38.9 |
| DK19+105 | 5.13 | 50.67 | 64.9 | 69.3 | 72.2 |
| DK19+135 | 6.20 | 68.21 | 77.1 | 57.6 | 60.4 |
| DK19+155 | 6.20 | 71.16 | 80.5 | 62.2 | 64.8 |
| DK19+185 | 4.67 | 49.12 | 56.7 | 37.5 | 40.3 |

注:最终沉降量依据实测沉降按三点法推求所得

表 5 计算固结度与实测沉降估算结果对比表

| 断面里程 | 塑料排水板 间距 d/m | 计算固结度 $U_s/\%$ | | 按实测沉降估算 固结度 $U_s/\%$ | 推算工后 沉降 $\Delta s/cm$ |
|----------|----------------------|------------------|---------------------------|----------------------------|-----------------------------|
| | | 采用土工试验 固结系数计算 | 采用孔压试验 固结系数 $1/5$ 取值计算 | | |
| DK19+020 | 1.8 | 82.0 | 92.3 | 90.6 | 19.1 |
| DK19+050 | 1.8 | 84.2 | 94.5 | 92.2 | 19.7 |
| DK19+105 | 1.5 | 87.2 | 96.2 | 96.0 | 19.0 |
| DK19+135 | 1.5 | 89.1 | 95.1 | 95.4 | 2.81 |
| DK19+155 | 1.2 | 96.2 | 99.9 | 96.0 | 2.63 |
| DK19+185 | 1.2 | 94.8 | 99.9 | 93.1 | 19.2 |

根据实测沉降曲线推求的最终沉降分析,采用等载预压段,由于轨道、列车荷载引起的沉降大部分已通过预压完成,地基工后沉降为 2.6~2.8 cm;而未预压段工后沉降主要由后期荷载(轨道、列车荷载)引起,按理论计算这部分沉降可达 15.6~17.1 cm,约占工后总沉降量的 82%~90%。因此,对工后沉降要求很高的高速铁路,为减小工后沉降,采用排水固结方案处理软土地基必须采用预压措施。

2.2 粉喷桩处理地基

粉喷桩复合地基沉降由两部分组成,即加固层沉降(s_1)和下卧层沉降(s_2)。加固层沉降按复合模量法计算,下卧层沉降按分层总和法计算,粉喷桩地基沉降计算精度与桩底附加应力估算的准确性有密切关系,采用不同计算方法求得桩底附加应力从而估算地基沉降,与根据实测曲线推求的最终沉降的比较见表 6。

从表 6 可知,按应力扩散法或实体墩基法计算的沉降与实测结果比较接近,而采用布斯理论计算的沉降明显比实测结果偏小。粉喷桩加固层实测值比计算值大,这主要是由于粉喷桩地基直接与路堤填土接触,发生向上刺入变形造成的。

根据实测沉降推求的粉喷桩下卧层的沉降量估算地基土固结度约为 67%,下卧层尚有 9 cm 沉降未完成。再加上列车荷载产生的

沉降,粉喷桩加固段工后沉降约为 16.0 cm。因此,从控制工后沉降的角度,采用“悬浮桩”方案与穿透压缩层的排水固结方案相比,不具有任何优势。

表 6 DK18+930 断面粉喷桩复合地基计算
变形与实测结果比较表

| 计算方法 | 加固层沉降 s_1/cm | 下卧层沉降 s_2/cm | 总沉降 (s_1+s_2)/cm |
|---------|-------------------|-------------------|-------------------------|
| 布斯理论 | 2.98 | 20.8 | 23.78 |
| 应力扩散 | 3.22 | 28.3 | 31.52 |
| 实体墩基 | 3.26 | 30.7 | 33.96 |
| 实测沉降量 | 6.60 | 20.1 | 26.70 |
| 推求最终沉降量 | 7.10 | 29.3 | 36.40 |

注:(1)最终沉降量依据实测沉降按三点法推求所得;
(2)截止 2001 年 4 月 15 日

2.3 路堤本体沉降变形

2.3.1 路堤本体压密沉降

通过路基面沉降观测桩和地表沉降板的沉降观测,可以计算出路基本体的压密沉降变形,2000 年 11 月 27 日路基填筑完成至 2001 年 4 月 14 日路基本体沉降观测的统计结果见表 7。

从表 7 中可知,自路堤填筑完成至铺轨前路堤本体已产生一定的压密沉降,约占路堤高度的 0.25%~0.49%,其中改良土与加筋土的沉降比未改良土小。按照国内外对路堤沉降观测资料^{①、②},细粒土路堤本体的最终沉降

① 陈建成主编,日本高速铁路路基设计及施工控制技术讲义资料,日本铁道建设公团,1998

② 陈建成主编,日本高速铁路路基设计及施工控制技术参考资料,日本铁道建设公团,1998

量一般为路堤高度的0.5%~1.0%，结合本次的实测资料分析，在高速铁路设计中

土填料路堤本体沉降按路堤高度的0.3%~0.5%计入工后沉降量是合理的。

表7 路基本体沉降表

| 断面里程 | 填料类型 | 填高 H/m | 中心沉降 s/cm | 路肩沉降 s'/cm | 差异沉降 $\Delta s = s - s'$ /cm | 中心沉降/填高 (s/H)/% |
|----------|--------|--------|-----------|------------|------------------------------|-----------------|
| DK18+930 | 水泥改良土 | 4.98 | 1.4 | 1.3 | 0.1 | 0.28 |
| DK18+965 | 水泥改良土 | 4.98 | 1.4 | 1.4 | 0.0 | 0.28 |
| DK19+020 | 加筋土 | 5.13 | 1.4 | 1.2 | 0.2 | 0.27 |
| DK19+050 | 加筋土 | 5.13 | 1.3 | 1.1 | 0.2 | 0.25 |
| DK19+105 | 未改良土 | 5.13 | 2.5 | 2.0 | 0.5 | 0.49 |
| DK19+135 | 生石灰改良土 | 4.80 | 1.6 | 1.6 | 0.0 | 0.33 |
| DK19+155 | 生石灰改良土 | 4.80 | 1.3 | 1.1 | 0.2 | 0.27 |
| DK19+185 | 熟石灰改良土 | 4.67 | 1.3 | 1.1 | 0.2 | 0.28 |

注: DK19+135、+155 断面预压高度 1.4m; 预压时间 3 个月

由于地基沉降引起路堤中心与路肩间的差异沉降，从实测资料看，改良土与加筋土的差异沉降比未改良土小。但与室内离心模型试验相比这种现象不是十分突出^[3]，主要原因是路堤填筑完成后产生的地基沉降量较小及试验工点为单线路基其路基宽度较窄。

2.3.2 改良土路堤本体内部变形

本次试验在生石灰改良土路堤 DK19+130、DK19+150 断面内埋设了柔性传感器，用以观测路堤本体的变形情况。柔性传感器为电感式位移计，长度 20 cm，量程 3.5 cm，沿横断面方向布置，与填土锚固连接，通过二次仪表读取传感器电阻变化量，根据室内标定曲线确定横向被测试范围内土体的变形。路堤本体变形—时间关系曲线见图 1、图 2。

从图 1、2 中可知，改良土路堤内部存在变形，分析变形机理可归纳为：改良土本身干缩、温缩应变引起的变形，其特点是变形量较小，且随时间呈波浪形变化，其变形具有一定的自愈性。比较典型的如 5#、12# 柔性传感器测点。从国内外资料看，改良土这一特性是其主要缺陷之一，影响了改良土的使用范围，如我国公路部门规定对二级以上的高等级公路，改良土仅适用于底基层填筑，而不能用作基层^[4]。

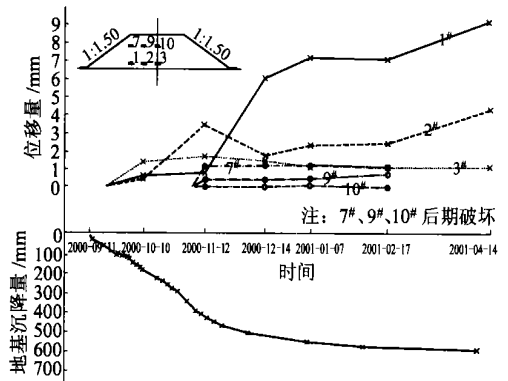


图1 DK19+130 生石灰改良土路堤 变形—时间关系曲线

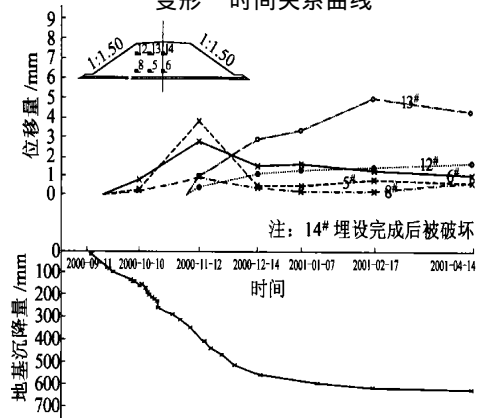


图2 DK19+150 生石灰改良土路堤 变形—时间关系曲线

- 4 袁聚云. 软土各向异性性状的试验研究及其在工程中的应用: [学位论文]. 上海: 同济大学, 1995
- 5 姜洪伟. 软土的三维各向异性弹塑性/弹粘塑性本构关系理论及其应用研究: [学位论文]. 上海: 同济大学, 1995
- 6 许东俊. 中间主应力对岩石变形和强度的影响, 岩石力学, 1987, (15~16): 90~98
- 7 朱俊高, 卢海华, 殷宗泽. 土体侧向变形性状的真三轴试验研究. 河海大学学报, 1995, 23(6): 28~33
- 8 Lade, P. V. and Duncan, J. M., Cubical Triaxial Tests on Cohesionless Soil, J. SMFD, ASCE, 1973, 99 (10): 783~812
- 9 徐志伟. 中砂侧向变形特性的真三轴试验研究. 岩土工程技术, 1999(4): 27~30
- 10 殷宗泽, 徐志伟. 土体的各向异性及其近似模拟. 岩土工程学报, 2002, 24(5): 547~551
- 11 陈瑜瑶等. 由试验数据拟合重庆红粘土的屈服条件. 岩土力学, 2001, 22(4): 443~446

收稿日期: 2003-06-24

(上接第 280 页)

软土地基沉降引起的改良土路堤变形。其特点是变形量较大, 且随时间与地基沉降量增大而增大。室内离心模型试验显示, 改良土填筑的路堤, 当地基沉降控制在一定范围内时, 路基面的沉降差较未改良的路堤小, 充分说明填料经改良后强度提高抗变形能力亦提高。而当地基中心沉降超过 75 cm 左右时, 改良土路堤出现开裂变形, 裂缝自下向上发展, 呈下宽上窄。同样由现场填筑试验中在改良土路堤中埋设的柔性传感器测试结果分析, 也存在这种趋势, 即地基中心沉降超过一定值时, 改良土路堤底部出现开裂变形, 如比较典型的 1[#]测点, 测试期间最大为 9 mm, 这种变形具张拉性质, 随地基沉降量加大而向上发展, 但由于地基沉降已趋稳定, 变形仅发生在路堤下部, 对路堤稳定无影响。因此, 在软土地基中采用改良土填筑时, 控制地基的总沉降量也是十分必要的。软土地基采用改良土填筑路基设计如能把地基沉降量控制在一定值以内, 如 75 cm 左右, 使用改良土路堤可充分发挥其强度高、抗变形能力强的特点, 减少路基面的差异沉降。因此软土地区改良土路堤设计不但要控制工后沉降量, 而且要合理地控制地基总沉降量。

3 结 论

1) 根据实测沉降推求的最终沉降分析, 对工后沉降要求很高的高速铁路若采用排水固

结方案时必须采用预压措施。为了提高沉降计算的准确性, 一方面需深入研究勘测及土工试验精度, 另一方面必须通过实测沉降资料推求工后沉降。粉喷桩加固层沉降实测值比计算值大, 但由于其完成时间快, 对工后沉降的实际影响不大, 从控制工后沉降角度, 采用“悬浮桩”方案与穿透压缩层的排水固结方案相比, 不具任何优势。

2) 由现场试验得出, 地基中心沉降超过一定值时, 改良土路堤出现具张拉性质的开裂变形, 但由于地基沉降已趋稳定, 变形仅发生在路堤下部, 对路堤稳定无影响。这与室内离心模型试验的结果一致, 二者相互印证。因此, 为充分发挥改良土路堤强度高、抗变形能力强的特点, 在软土地基上填筑改良土路堤, 设计时宜将地基沉降量控制在一定值以内。

参 考 文 献

- 1 铁建[2003] 13号 京沪高速铁路设计暂行规定(上册)
- 2 张诚厚, 袁文明, 戴济群等. 高速公路软基处理. 北京: 中国建筑工业出版社, 1997. 7~26
- 3 王炳龙, 方卫民, 周顺华等. 高速铁路路基填料改良离心试验研究. 上海铁道大学学报, 1999, 20(10): 22~27
- 4 宣国梁, 李晋三等. 道路施工技术. 北京: 人民交通出版社, 2000. 35~63

收稿日期: 2003-06-06