

铁路客运专线超载预压路基变形特征 与卸载时间确定方法

余 飞, 乐 红, 韩 卓, 陈善雄

(中国科学院武汉岩土力学研究所岩土力学与工程国家重点实验室, 武汉 430071)

摘 要:以我国在建的铁路客运专线实测数据为基础, 总结分析了铁路客运专线超载预压路基沉降变形特征和规律, 在此基础上, 结合相关设计规范和标准, 推导并建立了基于实测数据回归拟合的卸载时机控制方程, 以及基于有效应力面积比法的卸载时机控制条件, 并针对不同沉降变形类型, 给出了相应的卸载时间计算公式, 为铁路客运专线路基超载预压区段卸载时间点的计算提供了具体的方法, 最后采用武广铁路客运专线超载预压路基实测数据验证了其有效性和可靠性。

关键词:武广铁路客运专线; 超载预压路基; 卸载时间; 计算方法

收稿日期: 2009-12-30

基金项目: 中国科学院知识创新工程重要方向性项目 (kzcx2-yw-150); 岩土力学与工程国家重点实验室重点项目 (SKL408032)。

作者简介: 余 飞 (1978-), 男, 副研究员。

展与时间是一一对应的关系, 下面通过具体实测数据来验证该拟合曲线的正确性。

从 2008 年 7 月 5 日轨道结构层施工完成至 2008 年 9 月 15 日铺轨完成共 62 d 其在 2008 年 9 月 15 日实测沉降值是 2.89 mm。将 $t = 62$ 代入式 (14) 可得预测值 $s_2 = 2.88$ mm。由此可得

$$\text{绝对误差 } \Delta_{\text{绝}} = 2.89 - 2.88 = 0.01 \text{ mm}$$

$$\text{相对误差 } \Delta_{\text{相}} = \frac{2.89 - 2.88}{2.88} = 0.35\%$$

对比分析表明, 用本文所建议的方法进行轨道结构层施工后的沉降预测是可行的, 并且从典型断面的预测值和实测沉降值的分析可知, 在轨道结构层施工完成后路基沉降的发展规律趋于稳定, 即使进行后期轨道铺设但对其沉降的影响甚微, 可近似忽略。

(3) 路基工后沉降计算

借助前面的拟合分析和推导, 路基工后沉降可用式 (12) 的拟合双曲线方程来预测, 具体到 DK1 258+630 断面, 铺轨完成的时间为 2008 年 8 月 16 日, 实测沉降值为 2.84 mm, 故该断面路基工后沉降值为

$$s_1 = s_0 - s_2 = 2.924 - 2.84 = 0.084 \text{ mm}$$

满足铁路客运专线路基工后沉降允许值要求。

7 结论及建议

利用路基填筑完成后相对较长静置期内的实测沉降值进行双曲线拟合回归, 当各项回归指标满足评估指南要求后, 借助轨道结构层施工完成后的较短时间

方法

中图分类号: U238 U213.1⁺57 文献标识码: A

文章编号: 1004-2954(2010)02-0022-06

1 概述

铁路客运专线线路长, 不可避免地要穿越大量的湖、江、河相沉积的软土分布区域, 而无砟轨道的铺设对路基工后沉降提出了严格的控制要求 (一般小于 15 mm), 基底沉降和稳定控制问题十分突出。为解决这一问题, 设计上多采用 CFG 桩、注浆、旋喷桩等措施对原软土地基进行加固处理, 然后再通过超载预压来加

内的有限实测沉降数据, 提出一种实用的铁路客运专线路路基工后沉降预测方法。该方法克服了估算轨道结构层没有剔除瞬时沉降而产生的工后沉降预测偏大的缺点, 使路基工后沉降的预测更接近真实值, 通过工程实例验证了该方法的适用性准确性。

由于本文中所提出的预测工后沉降的方法是借助轨道结构层施工后的有限实测数据求得沉降发展拟合曲线。这就要求不但前一级路基填筑完成静置期内实测沉降数据要满足曲线回归要求, 而且更要保证结构层施工期间及施工后的实测数据的准确度和精度。为了保证实测数据的准确度和精度, 笔者建议在轨道结构层施工前要对相应观测桩进行正确移点, 保证测点在施工前后观测数据的连续性; 结构层施工完成后, 要立即进行沉降测量, 适当增加观测频次, 取各次计算结果的算术平均值作为最终沉降值; 在条件允许的情况下, 尽量延长铺轨前的沉降观测时间。

参考文献:

- [1] 铁建设 [2006] 158 号, 客运专线铁路无砟轨道铺设条件评估技术指南 [S].
- [2] 赵俊岭. 客运专线路基工程沉降观测实施技术 [J]. 铁路建筑, 2008(7): 67-69.
- [3] 李明领. 客运专线无砟轨道铁路线下结构沉降变形观测与评估技术 [J]. 中国工程科学, 2009(1): 48-59.
- [4] 林 鹏, 许镇红, 徐 鹏, 等. 软土压缩过程中国结系数的研究 [J]. 岩土力学, 2003, 24(1): 106-108.
- [5] 杨 涛, 李国维, 杨伟清. 基于双曲线法的分级填筑路堤沉降预测 [J]. 岩土力学, 2004, 25(10): 1551-1554.

速地基土层的压缩变形,以减小工后沉降。这就决定了铁路客运专线超载预压路基与以往的铁路、公路软土路基存在较大的区别,主要体现在两个方面:一方面,铁路客运专线路基沉降变形量较小,如武广铁路客运专线软土路基超载预压段的地基变形量多在 60 mm 以内,与一般的软土路基的沉降量不在一个量级上;另一方面,在已加固地基上进行超载预压,其基底沉降变形特征和规律与常规的软土地基存在较大的差异。因此,有必要针对铁路客运专线路基工程的特点,研究超载预压路基的变形特性。

超载预压路基的一个关键问题是卸载时间的确定,它关系到设计过程中预压时间的设置和施工组织的优化调控。目前,关于卸载时机的分析方法已研究得比较多。《地基处理手册》^[1]认为超载预压过程中路基土层固结度达到等载与等载加超载之比时即可卸载,工程实践表明,这是一种偏于保守的方法,预估的卸载时间要大于实际需要的时间;潘秋元提出用有效应力比法进行超载卸荷控制,并建议有效应力比取 0.75 作为控制标准^[2]。张光永^[3~4]等根据室内试验给出了卸载控制曲线,即超载卸除前地基应达到的最佳平均固结度与超载比的关系曲线。钟才根^[5]、杨涛^[6]等人通过建立沉降速率与工后沉降的关系曲线,提出了卸载时机的沉降速率控制法^[7]。

这些方法基本上都是依据软土固结理论而提出的,对于铁路客运专线软土路基而言,填筑前地基已进行了加固处理,超载预压的目的更多的是从控制变形的角度出发,即进一步加速地基土体的压缩变形,减小工后沉降量。因此,铁路客运专线超载预压路基的变形机理与传统的固结理论并不完全相同。鉴于目前铁路客运专线超载预压控制理论不完善,有必要从实际工程的观测数据出发,在总结认识超载预压路基的变形发展规律的基础上,探讨其卸载时机的分析方法^[8]。

本文以武广铁路客运专线大量实测数据为基础,分析超载预压路基的变形发展规律,研究基于实测数据回归分析的卸载时机控制方程及计算方法,最后通过工程实践来检验其适用性和有效性。

2 超载预压路基沉降变形特征

以武广铁路客运专线大量超载预压路基的实际观测资料进行分析,基底沉降变形表现出类似的变化规律,其发展过程基本可以划分为 4 个阶段(图 1)。

(1) 填筑阶段:地基沉降变形随填筑高度的增加而增大,沉降速率比较大。这一阶段,填筑加载量和加载速率是控制沉降变形发展的主要因素。

(2) 恒载阶段:考虑到施工组织的协调,较多的路

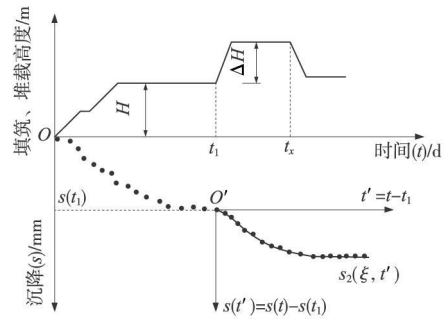


图 1 超载预压路基沉降变形过程示意

基工点在填筑完成后都有一个恒载阶段。恒载阶段的沉降变形速率明显减小,沉降变形量呈缓慢增长的趋势,由于恒载阶段的变形增长量较小,观测误差会引起部分断面的变形过程曲线出现较大的波动;另外,沉降速率变化点与停载时间点基本吻合,一般在停止加载几天后,沉降速率会马上减小,反映原地基经过地基处理后,刚度较大。

(3) 超载预压阶段:在路基本体上堆载浮土,一般堆载速度要较路基本体的填筑速度大。随着上覆荷载的快速增加,沉降变形速率陡然增大,变形曲线出现明显的拐点,超载填筑完成后,沉降变形量逐渐增大,在沉降过程曲线上表现为下凹曲线。

(4) 卸载阶段:卸载后沉降变形速率明显减小,沉降变形很快趋于稳定,回弹变形不显著。

上述变化规律反应出超载预压措施能加速基底压缩土层的变形,减小工后沉降。对武广铁路客运专线大量堆载预压路基段的观测数据进行统计分析表明:由于原地基已进行了加固处理,其基底观测总沉降量一般较小,多在 20 mm 以内,少数工点由于软土层较厚,观测沉降量超过 20 mm,最大值在 60 mm 左右;在超载高度与路基本体填筑高度基本相同的条件下,由超载引起的沉降增量一般小于路基本体荷载引起的沉降增量,反映地基在路基本体荷载作用下,经过一段时间的恒载预压,其变形模量有所提高;卸载后基底未出现明显回弹变形,反映出卸载阶段土体的次固结变形与由负孔隙水压力和土颗粒蠕动引起的回胀变形相当,沉降过程曲线上表现为一条平缓的曲线,卸载后变形趋于稳定。

上述过程是超载预压路基沉降变形的基本类型,另一种较普遍的类型是超载和路基本体连续填筑完成,期间没有恒载预压阶段。这种类型的超载预压断面的沉降变形特征主要表现为:①填筑和堆载阶段的基底沉降变形显著,沉降速率较大;②超载预压阶段沉降变形继续发展,沉降速率变化不明显;③卸载后沉降速率明显减小,沉降变形逐渐趋于稳定。这些特征反映了基础土体在路基本体和超载的共同作用下,先期沉降变形发展较快,且这种变形趋势会在预压期间持

。线路 路基。

续很长一段时间, 这虽然加速了基底的沉降变形, 但容易引起地基失稳破坏。因此, 在路基填筑完成后, 应根据变形增长量和增长速率, 适当控制超载施加的时间和堆载速度, 对路基的整体稳定是有利的。

3 超载预压路基卸载时机确定方法

3.1 卸载时机分析思路和方案

铁路客运专线超载预压路基沉降变形特征与一般软土路基存在一定的差异, 这主要是由于其变形机理与固结理论不完全相同。对于铁路客运专线超载预压路基而言, 基于固结理论的卸载控制方法具有一定的局限性。

以下从武广铁路客运专线实测曲线出发, 总结能很好地反应沉降变形趋势的回归拟合方法, 引入工后沉降量控制条件, 推导和建立超载预压路基卸载时间控制方程, 从而确定卸载时机; 同时, 采用比较保守的理论计算方法——有效应力面积比法, 进行对比验证, 卸载时机分析方案如图 2 所示。

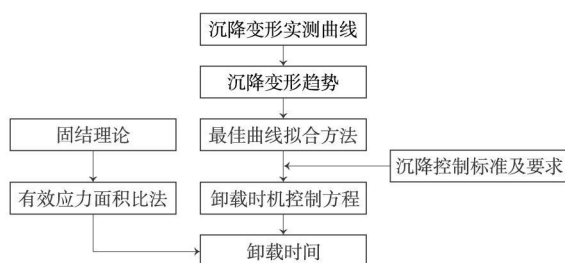


图 2 铁路客运专线卸载时机分析方案

3.2 曲线回归拟合方法的优选

采用曲线回归预测分析工后沉降和卸载时机, 首先需要能反映铁路客运专线路基沉降变形趋势的拟合方法。

笔者与同事以武广铁路客运专线路基沉降变形实测数据为基础, 对工程上广泛采用的常规双曲线法、指数曲线法、三点法、Asoak法、拓展双曲线法进行了系统的对比验证分析^[9]。分析结果表明, 三点法和拓展双曲线法能较好地反映沉降变形的趋势, 预测精度较高, 对数据波动的适应性较强, 并在实际沉降评估分析中取得了较好的效果。

因此, 在推导超载预压区段卸载时间控制方程时, 选用拓展双曲线法或三点法进行回归拟合。

3.3 沉降控制标准和要求

路基超载预压卸载时机的确定与具体工程沉降变形的控制标准是相对应的。对于铁路客运专线而言, 一般铺设的是无砟轨道, 我国《客运专线无砟轨道铁路设计指南》^[10]、《客运专线铁路无砟轨道铺设条件评估技术指南》^[11]对路基工后沉降和变形观测分析预测提出了以下几个具体控制要求。

(1) 无砟轨道路基在铺轨后发生的工后沉降一般不应大于 15 mm;

(2) 在路基完成或施加预压荷载后应有 6~18 个月的观测和调整期, 即设计荷载包括预压荷载到位后的恒载期一般不应少于 6 个月;

(3) 路基填筑完成后, 预测时的沉降观测值 $\xi(t)$ 与预测的最终沉降量 $\xi(\infty)$ 之比应大于 75%, 即 $\xi(t)/\xi(\infty) \geq 75\%$ 。在超载预压情况下, 预测最终沉降 $\xi(\infty)$ 指包括预压荷载在内的总荷载。

(4) 采用的回归拟合曲线预测工后沉降时, 应满足其相关系数大于 0.92。

上述这些要求, 应在分析评估路基填筑超载预压区段工后沉降的过程中加以充分考虑。

3.4 基于曲线回归的卸载时机控制方程

仍以图 1 所示的典型堆载预压路基的沉降变形过程示意图进行表述。图中 H 为堆载前填筑高度, ΔH 为堆载高度, t 为超载施加开始时间点, 相应的沉降量为 $\xi(t)$, t_k 为卸载时间点。

由于堆载会引起观测曲线出现明显的拐点, 且堆载速度与路基本体填筑速度一般不同, 采用堆载以前的数据进行拟合会带来较大的偏差。因此, 一般采用超载施加后的观测数据进行拟合。

根据工后沉降控制要求, 卸载时预测工后沉降 ξ_k 应小于控制标准 $[\xi_p]$, 即

$$\xi_k < [\xi_p] = 15 \text{ mm} \quad (1)$$

对于超载预压路基, 工后沉降为设计荷载条件下的最终沉降变形预测值 $\xi(\xi_k, \infty)$ 与卸载时沉降值 $\xi(\xi_{max}, t_k)$ 之差, 预测工后沉降等于控制标准 $[\xi_p]$ 时所对应的时间 t_k 为最短预压时间。在计算工后沉降时, 为了减小由于拟合曲线的不确定性引起的偏差, 最终沉降值采用加权系数 $\eta_s = 1.1$ 而卸载时的沉降变形值则采用加权系数 $1/\eta_s = 0.91$ 。则工后沉降控制条件为

$$\begin{aligned} \xi_k &= [\xi(t) + \eta_s \cdot \xi(\xi_k, \infty)] - \\ &[\xi(t_k) + \frac{1}{\eta_s} \cdot \xi(\xi_{max}, t_k)] \leq [\xi_p] \end{aligned} \quad (2)$$

若采用拓展双曲线法拟合堆载后的实测沉降 $\xi(t)$, 拟合方程为

$$\xi(\xi, t) = \frac{\xi_0 \cdot t}{a + b \cdot t} \quad (3)$$

其中 $t = t - t_1$, $\xi_0 = \gamma(H + \Delta H)$ 为地基荷载水平, 堆载前的恒载阶段荷载水平为

$$\xi_1 = H/(H + \Delta H) \quad (4)$$

预压阶段地基达到最大荷载水平 $\xi_{max} = 1.0$ 在铺轨完成后 (设计荷载下) 的荷载水平为

$$\xi_t = (H\gamma + R_s) / [(H + \Delta H) \cdot \gamma] \quad (5)$$

式中: R 为无砟轨道上部结构自重; γ 为填土平均容重。

按照拓展双曲线拟合方程计算, 卸载时沉降量为

$$\xi(\xi_{\max}, t) = \frac{\xi_{\max} \cdot t}{a + b \cdot t} \quad (6)$$

设计荷载条件下的最终沉降变形预测值

$$\xi(\xi_f, \infty) = \frac{\xi_f}{b} \quad (7)$$

将式(6)、(7)代入控制条件式(5), 得到

$$\eta_s \frac{\xi_f}{b} - \frac{1}{\eta_s} \frac{\xi_{\max} \cdot t}{a + b \cdot t} < [\xi_{Rp}] \quad (8)$$

推导得到

$$t > \frac{a \eta_s^2 \xi_f - a b \eta_s [\xi_{Rp}]}{\xi_{\max} - b \eta_s^2 \xi_f + b \eta_s [\xi_{Rp}]} \quad (9)$$

上式即为基于拓展双曲线法回归拟合的卸载时间控制方程, 按同样的思路可以推导基于三点法回归拟合的卸载时间控制方程。将 $\xi_{\max} = 1.0$ 加权系数 $\eta_s = 1.1$ 以及工后沉降控制值 $[\xi_{Rp}] = 15 \text{ mm}$ 代入式(9)得到

$$t > \frac{1.21 a \xi_f - 16.5 a b}{1 - 1.21 b \xi_f + 16.5 b} \quad (10)$$

即只要准确拟合堆载后的观测数据, 确定拟合参数 a 很容易按式(10)计算与工后沉降等于 15 mm 的最短预压时间 t_0 。

3.5 基于有效应力面积比的卸载时机控制方程

有效应力面积比 R 定义为: 受压土层范围内结构物荷载引起的附加总应力面积与卸载前相同厚度土层内预压荷载引起的有效应力面积之比。一维压缩变形条件下, 有效应力面积比 R 可简化为

$$R = \frac{P_f}{(P_f + \Delta P) \cdot U(t)} = \xi_f \frac{1}{U(t)} \quad (11)$$

式中, P_f 为设计荷载; ΔP 为超载; $U(t)$ 为卸载时 t 时压缩层内土的平均固结度;

《地基处理手册》^[11] 以地基土层固结度和实际荷载比来控制卸载时间, 即超载预压过程中地基土层固结度达到设计荷载与设计荷载加超载之比时即可卸荷。而软土路基 20 年残余变形与有效应力面积比 R 的相关关系的研究表明^[8], 当有效应力面积比 $R \leq 0.8$ 时, 卸载后土层的残余变形为“0”或发生少量回弹。

对于铁路客运专线而言, 基底压缩土层大量采用 CFG 桩、岩溶注浆和换填等方式进行了地基处理后, 其变形虽然与传统的固结过程不完全相同, 但作为一种对工后沉降直接分析的补充, 是值得尝试的。而且大量实际工程表明, 这是一种偏于保守的估算方法, 预估的卸载时间要大于实际需要的时间, 对于客运专线工程建设而言, 是偏于安全的。

为了工程安全, 按 $R \leq 0.8$ 予以控制

$$U(t) \geq \xi_f / 0.8 \quad (12)$$

即时实际发生的沉降 $\xi(t)$ 和预测最终沉降 $\xi(\infty)$ 之比应 $\geq \xi_f / 0.8$ 。对于超载预压路基而言, 有效应力面积比控制条件为

$$U(t) = \frac{\xi(t) + \xi(\xi_{\max}, t)}{\xi(t) + \xi(\xi_{\max}, \infty)} \geq \xi_f / 0.8 \quad (13)$$

同时, 应满足《客运专线无砟轨道铁路设计指南》给出的第三个具体要求, 即时实际发生的沉降和预测最终沉降量之比应 $\geq 75\%$, 即核准

$$\frac{\xi(t) + \xi(\xi_{\max}, t)}{\xi(t) + \xi(\xi_{\max}, \infty)} \geq 0.75 \quad (14)$$

若采用拓展双曲线法来拟合观测数据, 则将相应的沉降量拟合方程代入式(13)、(14)得到

$$t \geq \frac{a b (\xi_f - 0.8) \xi(t) + \xi_f}{0.8 b - b (\xi_f - 0.8) \xi(t) - b \xi_f} \quad (15)$$

并核准

$$t \geq \frac{0.75 a - 0.25 a b \xi(t)}{b + 0.25 b \xi(t) - 0.75 b} \quad (16)$$

由式(15)、(16)可以计算有效应力面积比 $R = 0.8$ 对应的最短预压时间 t_0 。

3.6 卸载时机确定方法

由于不同的超载预压路段施工过程的差异性, 在应用上述方法计算其卸载时间点时, 应根据铁路客运专线超载预压路基的沉降变形的类型具体分析。

对于超载施加前有较长的恒载期的路段, 可直接采用式(10)、式(15)和式(16)得出由工后沉降和有效应力面积比控制的容许卸载时间点 t_1 和 t_2 , 选择较大者作为最终卸载时间控制点 t_0 即

$$t \geq \max [t_1, t_2] \quad (17)$$

对于路基本体和超载连续填筑完成, 没有恒载期的路段, 工后沉降控制条件式(10)不变, 仅需在有效应力面积比控制式(15)、式(16)中将 $\xi(t) = 0$ 代入, 得到

$$t \geq \frac{a \xi_f}{0.8 b - b \xi_f} \text{ 且 } t \geq 3 \cdot \frac{a}{b} \quad (18)$$

即按式(10)和式(18)分别容许卸载时间点 t_1 和 t_2 , 选择较大者作为最终卸载时间控制点 t_0 。

对于超载预压期间观测沉降量较小, 基底最终沉降量小于 20 mm 的路段, 采用式(10)进行控制, 得到的超载预压时间可能出现负值。因此, 可以在分析工后沉降和容许卸载时间点时, 考虑在铺轨完成后计算预估的工后沉降为“0”进行控制, 即工后沉降控制条件式(10)变为

$$t > \frac{1.21 a \xi_f}{1 - 1.21 b \xi_f} \quad (19)$$

。线路 路基。

有效应力面积比控制条件 t_k 根据有无恒载期分别选择 (15) 或式 (18) 予以确定, 并与式 (19) 计算的 t_k 进行比较, 选择较大者作为最终卸载时间点 t_k 。

4 卸载时机确定方法的验证

为了验证上述方法的有效性, 下面以武广铁路客运专线典型的超载预压路段进行验证分析, 分别选取不同沉降变形类型的典型断面进行分析。

路段 1 堆载前有较长的恒载期, 最终沉降量小于 20 mm, 代表断面为 DK1 671+440、DK1 671+518、DK1 672+850。

路段 2 堆载前没有恒载期, 沉降量较大, 最终沉降量为 20~60 mm, 代表断面为 DK1 403+693、DK1 404+600、DK1 404+900。

首先采用超载预压阶段的观测数据, 按上述方法计算卸载时间点及工后沉降量, 然后采用卸载后的实际观测数据进行对比验证。

4.1 路段 1 卸载时机分析

路段 1 的 3 个超载预压断面均属于武广铁路客运专线土建三标范围, 堆载地带地形以丘坡和谷地相间为主, 地形起伏较大, 丘坡自然坡度一般为 $10^\circ \sim 25^\circ$, 植被较发育; 谷地地形狭长, 地势较低洼, 多辟为水田, 分布水塘及居民。基底地层情况基本类似: 丘坡上、谷地上覆黏土、粉质黏土, 软塑~硬塑, 下伏全风化花岗岩。基底采用 CFG 桩和冲击压实进行地基处理, 桩底持力层为全风化花岗岩, 预压高度分别为 2.5 m 和 3.0 m, 设计预压时间为 6 个月和 7 个月。

DK1 671+440、DK1 671+518 断面位于同一工点, 2008 年 1 月 6 日填筑至基床级配碎石第一层, 2008 年 2 月 25 日开始堆载预压。DK1 672+850 断面于 2007 年 10 月 27 日填筑至基床级配碎石第一层, 2007 年 12 月 11 日开始堆载预压。

3 个断面沉降变形过程基本相同, 以 DK1 671+440 断面超载预压阶段的沉降曲线来说 (图 3), 路基填筑完成至堆载前存在一个恒载期, 恒载期内沉降变形逐步趋于稳定。但堆载后沉降变形明显增长, 沉降速率增大, 在沉降过程曲线上表现为下凹曲线。

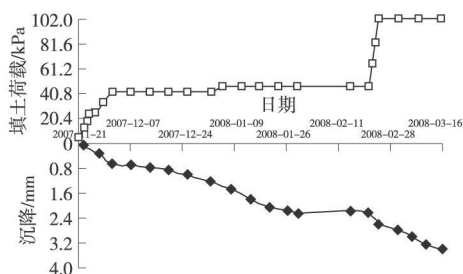


图 3 DK1 671+440 超载预压阶段的沉降变形过程曲线

针对超载前有较长恒载期, 且总沉降量较小的情

况, 按式 (15) 和式 (19) 得出由工后沉降和有效应力面积比控制的容许卸载时间点 t_{k1} 及 t_{k2} 。计算结果列于表 1。

表 1 武广铁路客运专线 DK1 671+426~DK1 672+850 超载预压路基段容许卸载时间点分析

观测断面桩号	DK1 671+DK1 671+ DK672+		
	440	518	850
填筑高度 H/m	2.30	5.57	3.05
超载高度 $\Delta H/m$	2.77	2.73	3.05
填土容重 $\gamma/(kN/m^3)$	20	20	20
结构层荷载 (P_s)/kPa	15	15	15
设计荷载比 ξ_f	0.60	0.76	0.62
预压阶段观测沉降量 (ξ_f)/mm	3.51	5.81	7.18
预测的最终沉降量 ($\xi_{max \infty}$)/mm	4.25	6.40	9.02
工后沉降量 (ξ_k)/mm	0.74	0.59	1.84
卸载时间点 1 t_{k1}/mm	26	32	80
卸载时间点 2 t_{k2}/mm	10	35	72
卸载控制时间点 $t_k = \max(t_{k1}, t_{k2})$	26	35	80

从表 1 可以看出, DK1 671+440 和 DK1 671+518 断面的卸载时间分别为 26 d 和 35 d 并按较大值予以控制。由于上述计算是按工后沉降为“0”的标准确定的, 过于严格, 实际超载预压时间取 30 d 即该工点于 2008 年 3 月 25 日卸载。DK672+850 断面的卸载时间为 80 d 实际按 3 个月控制, 即于 2008 年 3 月 11 日卸载。

图 4 为 DK1 671+440 断面卸载后沉降变形曲线, 从图中可以看出, 卸载后沉降速率明显减小, 沉降变形很快趋于稳定。表 2 列出了卸载后沉降变形观测稳定值, 对比表 1 可以看到, 卸载后沉降变形增量很小, 仅 0.1~0.3 mm, 采用卸载后观测数据计算的工后沉降量要小于按超载阶段观测数据计算的工后沉降量, 都在 1 mm 以内, 基本接近于零。这与卸载时机控制条件是吻合的, 从而验证了上述卸载时机计算方法的有效性。

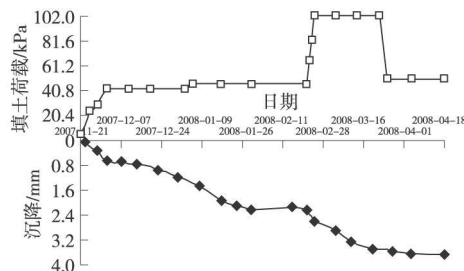


图 4 DK1 671+440 超载预压后卸载的沉降变形过程曲线

表 2 武广铁路客运专线 DK1 671+426~DK1 672+850 超载预压路基段卸载时间验证分析

观测断面桩号	DK1 671+DK1 671+DK1 672+		
	440	518	850
卸载后观测沉降量稳定值 (ξ_f)/mm	3.64	5.87	7.49
实际超载预压时间 (t_k)/d	30	30	90
预测工后沉降量 ($\xi_{k \infty}$)/mm	0.39	0.48	0.61

4.2 路段 2 卸载时机分析

武广铁路客运专线新岳阳站堆载预压段填筑和堆载总高度在 9~11 m, 堆载预压高度均为 2.5 m, 基底发生的总沉降量级在 30~60 mm, 填筑和堆载基本在一个工序完成。选取 3 个典型断面进行分析, 并以相应的控制条件式 (10) 和式 (18) 确定由工后沉降和有效应力面积比控制的容许卸载时间点 t_A 和 t_B 计算参数和结果汇总于表 3。

表 3 武广铁路客运专线新岳阳站超载预压路基段容许卸载时间点分析

观测断面桩号	DK1 403+DK1 404+	DK1 404+	DK1 404+
	693	600	900
填筑高度 (H)/m	7.6	8.4	6.6
超载高度 (ΔH)/m	2.5	2.5	2.5
填土容重 (γ)/(kN/m ³)	20	20	20
结构层荷载 (P_0)/kPa	15	15	15
设计荷载比 (ξ_p)	0.88	0.89	0.86
预压阶段观测沉降量 (ξ_s)/mm	27.5	37.2	51.4
预测的最终沉降量 ($\xi_{s_{max \infty}}$)/mm	49.8	57.2	58.9
工后沉降量 (ξ_R)/mm	22.3	20.0	7.5
卸载时间点 (1 t_A)/mm	99	151	15
卸载时间点 (2 t_B)/mm	207	145	16
卸载控制时间点 ($t_x = \max\{t_A, t_B\}$)	207	151	16

计算结果表明, 以超载部分施加完成后的时间点为起点, 3 个分析断面同时满足工后沉降 ≤ 15 mm 和有效应力面积比条件下的最小预压时间为 7 个月、5 个月和半个月。

可见, DK1 404+900 监测断面可卸载时间点明显早于其他两个断面。分析比较沉降变形的大小和其随时间变化的关系可见, DK1 404+900 的基底沉降发展较快, 前期出现的沉降量约为 DK1 403+693 监测断面同一时间段的 2 倍, 但后期趋于稳定。相比之下, DK1 403+693 监测断面其沉降前期发展相对较慢, 所以需要更长的稳定期。总体而言, 在该地基条件下, 采用换填方案沉降相对较大, 但发展较快, 而 CFG 桩复合地基方案沉降总量相对较小, 可能是桩—土系统的相互作用需要较长的时间才趋于稳定。所以, 在这类地基条件下, CFG 桩复合地基方案需要的稳定期会长一些。到 2008 年 2 月 22 日, 监测断面 DK1 404+900 实际预压时间为 54 d 已符合卸载条件。但监测断面 DK1 403+693 和 DK1 404+600 的实际预压时间为 108 d 和 111 d 尚不符合卸载条件。

继续预压并达到上述计算的时间点后卸载, 表 4 列出了卸载后沉降变形观测稳定值。对比表 3 可以看到, 采用卸载后观测数据计算的工后沉降要小于按超载阶段观测数据计算的工后沉降量, 且小于工后沉降控制标准 15 mm, 这与卸载时机控制条件是吻合的, 从而验证了上述卸载时机计算方法的有效性。

表 4 武广铁路客运专线新岳阳站超载预压路基段卸载时间验证分析

观测断面桩号	DK1 671+DK1 671+	DK672+	
	440	518	850
卸载后观测沉降量稳定值 (ξ_s)/mm	42.8	50.6	52.2
实际超载预压时间 (t_x)/d	210	150	54
预测工后沉降量 ($\xi_{s_{max \infty}}$)/mm	6.5	7.2	8.5

5 结论

以我国在建的铁路客运专线实测数据为基础, 总结了铁路客运专线超载预压路基沉降变形特征、规律和类型, 在此基础上, 探讨了常规超载路基卸载控制理论对于铁路客运专线的适用性。建议从实测曲线出发来分析卸载时机, 并采用有效应力面积比等理论计算方法进行对比验证。

基于对我国在建铁路客运专线超载预压路基沉降变形特征的认识, 结合相关设计规范和控制标准, 推导并建立了基于实测数据回归拟合的卸载时机控制方程, 以及基于有效应力面积比法的卸载时机控制条件, 并针对不同沉降变形类型, 提出了相应的卸载时间计算公式, 为铁路客运专线路基超载预压区段卸载时间点的计算提供了具体的方法。

最后采用武广铁路客运专线超载预压路基实测数据进行验证分析, 分析结果表明, 按计算卸载时间点卸载后, 沉降变形趋势与预测结果吻合, 工后沉降严格满足控制标准, 验证了所提出的卸载时机确定方法的有效性和可靠性, 可进一步检验、完善后推广应用于其他铁路客运专线超载预压路基卸载时机的分析。

参考文献:

- [1] 龚晓南. 地基处理手册 [M]. 第 2 版. 北京: 中国建筑工业出版社, 2000
- [2] 潘秋元, 朱向荣, 谢康和. 关于砂井地基超载预压的若干问题 [J]. 岩土工程学报, 1991, 13(2): 1-12
- [3] 张光永, 王靖涛, 卫军等. 超载预压法的卸载控制理论研究 [J]. 岩土力学, 2007, 28(6): 1250-1254
- [4] 张光永, 吴玉山, 李彰明. 超载预压法阈值问题的室内试验研究 [J]. 岩土力学, 1999, 20(1): 79-83
- [5] 钟才根, 张序. 高速公路软基路堤沉降速率控制 [J]. 苏州城建环保学院学报, 2001, 14(4): 48-53
- [6] 杨涛, 戴济群, 李国维. 基于指数法的分级填筑路堤沉降预测方法研究 [J]. 土木工程学报, 2005, 38(5): 92-95
- [7] 刘吉福, 陈新华. 应用沉降速率法计算软土路堤剩余沉降 [J]. 岩土工程学报, 2003, 25(2): 233-235
- [8] 陈道志, 陈东升. 软土路基超载设计与卸荷时机的确定 [J]. 中南公路工程, 2004, 29(1): 66-69
- [9] 王星运, 陈善雄, 余飞, 等. 曲线拟合法对路基小变形情形适用性研究 [J]. 岩土力学, 2009, 30(9): 2763-2769
- [10] 铁建设 [2005] 754 号, 客运专线无砟轨道铁路设计指南 [S].
- [11] 铁建设 [2006] 158 号, 客运专线铁路无砟轨道铺设条件评估技术指南 [S].