

青藏铁路多年冻土路基热—力稳定性数值仿真分析

张世民

(中国科学院寒区旱区环境与工程研究所 冻土工程国家重点实验室, 甘肃 兰州 730000)

摘要:结合冻土流变学、冻土物理学、冻土力学和传热学等相关学科的基本理论,并考虑水分场与温度场的耦合作用及温度对冻土路基力学特征的影响;同时引入冻土野外试验蠕变方程,进而建立了冻土路基的水、热、力(蠕变)分析数学模型,并编制了相应的有限元计算程序。随后,以青藏铁路某试验段路基为例,对多年冻土区路基的热—力稳定性问题进行了系统研究,并通过与现场实测数据对比发现,所建立的冻土路基热—力理论模型正确合理,较好地分析预测了青藏铁路多年冻土路基的长期稳定性。

关键词:青藏铁路;冻土路基;数学模型;蠕变;稳定性分析

中图分类号:TU445

文献标志码:A

文章编号:1674-4764(2012)S1-0082-06

Numerical Study on the Thermal-Mechanical Stability of Qinghai-Tibet Railway Embankment in Permafrost Regions

ZHANG Shimin

(State Key Laboratory of Frozen Soil Engineering, Cold and Arid Region Environmental and Engineering Research Institute, Chinese Academy of Sciences Lanzhou 730000)

Abstract: According to some basic theories of physics of frozen soil, heat transfer, frozen soil mechanics and frozen soil rheology, a mathematical model for moisture, heat and stress analysis of frozen embankment is established, in which the moisture and heat field are interacted with each other, the mechanical properties of frozen soil is decided by soil temperature and a in-situ test creep equation of frozen soil is also introduced. Meanwhile, its finite element program is written. Then, an experimental section of Qinghai-Tibet is taken as example, and the thermal-mechanical stability of the embankment is studied in detail. Through comparing with observational data, it is found that, the proposed analytical model is correct and reasonable, and it can well describe and predict the long-term stability of the embankment of Qinghai-Tibet railway.

Key words: Qinghai-Tibet railway; frozen embankment; mathematical model; creep; stability analysis

在冻土区修建的路基改变了多年冻土生存的区域环境地质条件,同时,路基建造过程中的热扰动和最终结构的传热特征也改变了冻土内部原来的水热交换过程,逐渐形成了工程建筑物——多年冻土这一综合地质工程体系新的水热平衡体系。在此过程中,路基及其下伏多年冻土还将受全球气候变暖的影响,大大加速了冻土路基内部的热学状况的改变,而温度的变化会导致冻土一系列力学行为的改变,这些变化是非常复杂的,并直接影响到以冻土作为载体的路基结构的稳定性。尤其当温度发生正负波动时,可使土体中水分发生相变,这一过程往往会引起土体强度和变形特征发生质的变化。此外,冻土路基及其下部基础还将承受长期的列车荷载。那么,在这诸多因素的共同作用下,关于冻土路基长期热—力稳定性的研究显得尤为重要。

目前,冻土区道路及铁道工程路基的变形预测和灾害预报问题得到了众多科研工作者的关注和研究,最初一些便于工程应用的经验和半经验预测公式被提出并得到广泛应用,如吴紫汪等根据青藏公路长期变形资料的分析,提出了便于

工程应用的冻土区路基沉降变形计算的经验公式^[1-2]。随着大量研究工作的开展和深入,路基变形分为4个部分:多年冻土的融沉、路基填土的压密变形、季节活动层的压密变形、压缩变形和高温冻土的压缩变形,根据实际情况上述几部分变形进行线性叠加,便得出冻土路基的沉降变形^[3];而张建明^[4]认为冻土的融沉和压缩变形是冻土路基沉降变形原因,并相应提出了计算模型,随后预测了青藏铁路北麓河试验段冻土路基在未来50年内沉降变形发展状况。此外,诸多学者^[5-8]通过现场试验研究了青藏高原多年冻土区铁路、公路路基的沉降变形特征。同时,随着数值计算理论的日趋成熟和计算机科学技术的飞速发展,有限元法广泛应用于冻土路基的热、力学稳定性研究之中,如:毛雪松等^[9]采用数值方法研究了多年冻土地区路基变形及应力状况;汪双杰等^[10]针对青藏公路路基下发育多年冻土融化盘的实际情况选择两种模型,应用ABAQUS有限元分析软件,对冻土路基从修筑到开放交通过程中的路基路面位移及应力进行了分析。但

成果有很大的局限性。王铁行等^[11]基于冻土路基特殊的工程地质条件,考虑水分迁移对温度场的影响,仅对冻土路基的温度场进行了研究;郑波、欧尔峰等^[8, 12]没有考虑水分场和温度场的相互耦合作用,只采用随温度变化的力学参数对青藏铁路路基若干年后的变形进行了预测。事实上,在季节冻土和多年冻土区,往往有较强的源汇效应,水分则往往成为不可忽略的重要因素之一。仅有李宁、陈飞熊等^[13-14]首次基于正冻土三场耦合的理论框架及所开发的全面考虑正冻土骨架、冰、水三相介质的水、热、力与变形的真正耦合作用的分析系统 3G2001,对 214 国道花石峡试验路基实测的地温变化和路基路面变形进行了对比分析验证。然而,冻土是一种在外荷载作用下应力应变随时间变化的材料,也就是在冻土中发育着显著的流变过程。因此,在冻土路基稳定性分析时应充分考虑冻土的水、热、力(蠕变)相互耦合特性。

文章拟在已有研究成果的基础上,以青藏铁路某段试验冻土路基为原型,结合冻土物理学、冻土流变学、冻土力学和传热学等相关学科的基本理论,充分考虑水分场和温度场的相互作用,以及温度对路基土体力学性质的影响,同时又引入冻土的蠕变方程^[15],建立了冻土路基的水、热、力(蠕变)分析模型,对该段路基运营若干年后的热力学状况进行了分析和预测,从而得出了一些可供冻土路基的设计、维护以及研究参考的结论。

1 水热耦合模型及方程

1.1 水热耦合方程

在热输送过程中,由于热对流作用微弱,因此可以忽略热对流的影响,仅考虑水分迁移和冰水相变作用,则热流输运方程可写为^[16]:

在正冻区 Ω_f 内

$$C_f \frac{\partial T_f}{\partial t} = \text{div}[\lambda_f \text{grad}(T_f)] + L\rho_i \frac{\partial \theta_i}{\partial t} \quad (1)$$

在未冻区 Ω_u 内

$$C_u \frac{\partial T_u}{\partial t} = \text{div}[\lambda_u \text{grad}(T_u)] \quad (2)$$

式中:符号 f, u 代表着冻结与融化状态; C_f 、 T_f 、 λ_f 代表正冻区 Ω_f 内土体的体积热容、温度和导热系数; θ_i 是土体中冰的体积含量; L 为冰水相变潜热; ρ_i 为冰的密度; t 是时间。下标为“u”者均表示未冻区 Ω_u 内的相应物理量。

对于饱和和非饱和土,其冻结过程中的水分迁移方程均可表示为^[16]

$$\frac{\partial \theta_w}{\partial t} = \text{div}[k^* \text{grad}(\psi)] \quad (3)$$

式中: θ_w 为水分的体积含量,包括冰等效后的部分,即

$$\theta_w = \theta_u + \frac{\rho_i}{\rho_w} \theta_i \quad (4)$$

式中: θ_u 是土体中未冻水的体积含量, $\theta_u = f(T)$ 通过试验确定; k^* 为土体的综合导水系数; ρ_w 是水的密度; ψ 为土水势,是土中水分迁移的原动力,其表达式为

$$\psi = P_w + G \quad (5)$$

式中: P_w 是水压力; G 是重力势,由于冻结层中水流量的重力势影响很小,其可忽略不计;而水压力 P_w 可用 Clapeyron 方程来描述:

$$\frac{P_w}{\rho_w} - \frac{P_i}{\rho_i} = L \ln\left(\frac{T_k}{T_0}\right) \quad (6)$$

式中: P_i 是冰压力; T_k 为绝对温度; T_0 是标准大气压下土中水的冰水相变点。

结合式(3)~(6),可将式(1)改写为:

$$\left(C_f + L\rho_w \frac{\partial \theta_u}{\partial T}\right) \frac{\partial T_f}{\partial t} = \text{div}\left[\left(\lambda_f + \frac{kL^2\rho_w^2}{T_k}\right) \text{grad}(T_f)\right] + \frac{L\rho_w^2}{\rho_i} \text{div}[k^* \text{grad}(P_i)] \quad (7)$$

考虑到冻土中热应力效应是非常小的,因此实际上可以忽略不计,则式(7)中右边第 2 项可以忽略^[16],即:

$$\bar{C}_f \frac{\partial T_f}{\partial t} = \text{div}[\bar{\lambda}_f \text{grad}(T_f)] \quad (8)$$

其中: $\bar{C}_f = C_f + L\rho_w \frac{\partial \theta_u}{\partial T}$

$$\bar{\lambda}_f = \lambda_f + \frac{k^* L^2 \rho_w^2}{T_k}$$

合并式(2)和式(8),可得:

$$C^* \frac{\partial T}{\partial t} = \text{div}[\lambda^* \text{grad}(T)] \quad (9)$$

其中: $C^* = \begin{cases} C_f + L\rho_w \frac{\partial \theta_u}{\partial T} & \text{在 } \Omega_f \text{ 内} \\ C_u & \text{在 } \Omega_u \text{ 内} \end{cases}$

$\lambda^* = \begin{cases} \lambda_f + \frac{k^* L^2 \rho_w^2}{T_k} & \text{在 } \Omega_f \text{ 内} \\ \lambda_u & \text{在 } \Omega_u \text{ 内} \end{cases}$

1.2 应力应变方程

1.2.1 土体微元平衡微分方程 在土力学中,土体中任一微元体的平衡微分方程可表示为:

$$[\partial]^T \{\sigma\} - \{F\} = 0 \quad (10)$$

式中: $[\partial]$ 为应变矩阵算子, $[\partial] = \begin{bmatrix} \frac{\partial}{\partial x} & 0 & \frac{\partial}{\partial y} \\ 0 & \frac{\partial}{\partial y} & \frac{\partial}{\partial x} \end{bmatrix}^T$; $\{\sigma\}$ 是应力,

$\{\sigma\} = \{\sigma_x \quad \sigma_y \quad \tau_{xy}\}^T$; $\{F\}$ 为单位土体体积力, $\{F\} = \{F_x \quad F_y\}^T$ 。

1.2.2 土体有效应力原理 饱和土体的总应力主要由土中的两种介质作用组成,一是孔隙水中的孔隙水压力作用,二是土颗粒骨架上的有效应力作用,即:

$$\{\sigma\} = \{\sigma'\} + \{M\} p_w \quad (11)$$

式中: $\{\sigma'\}$ 为有效应力; $\{M\} = \{1 \quad 0 \quad 0\}^T$ 是孔隙水压力。

1.2.3 几何方程 土体的应变和位移之间的关系,即几何方程可写为:

$$\{\epsilon\} = -[\partial]\{u\} \quad (12)$$

式中: $\{\epsilon\}$ 为应变, $\{\epsilon\} = \{\epsilon_x \quad \epsilon_y \quad \tau_{xy}\}^T$; $\{u\}$ 为位移, $\{u\} = \{u_x \quad u_y\}^T$ 。

1.2.4 冻土蠕变物理方程 蠕变特性是冻土的显著特点之一,其应力应变关系可由下面的增量形式表示^[15]:

$$\{d\sigma\} = [D_T]\{d\epsilon\}^e = [D_T](\{d\epsilon\} - \{d\epsilon\}^v) \quad (13)$$

式中: $[D_T]$ 是和温度相关的弹性矩阵; $\{d\epsilon\}$ 是应变增量; $\{d\epsilon\}^e$ 是弹性应变增量; $\{d\epsilon\}^v$ 是粘塑性应变增量,由 Prandtl-Reuss 塑性理论,可知其应变增量为:

$$\{d\epsilon\}^v = \{d\epsilon\}^e = d\bar{\epsilon} \frac{\partial \bar{\sigma}}{\partial \{\sigma\}} \quad (14)$$

式中: $\bar{\sigma}$ 是等效应力; $d\bar{\epsilon}$ 是等效蠕变应变增量。

除应力较大的情况外,冻土的蠕变过程主要表现为粘塑

性蠕变类型,可采用现场试验蠕变方程来表示^[8, 15]:

$$\bar{\epsilon} = C_1 \cdot \bar{\sigma}^{C_2} \cdot t^{C_3} \cdot e^{-\frac{C_4}{T}} \quad (15)$$

式中: C_1 、 C_2 、 C_3 和 C_4 均是蠕变试验系数。

结合式(14)和式(15),在复杂应力状态下的时间硬化蠕变方程可表示为:

$$\{\Delta\epsilon\}^{\text{vp}} = \{\Delta\epsilon\}^{\text{e}} = C_1 \cdot C_3 \cdot \bar{\sigma}^{C_2} \cdot t^{C_3-1} \cdot e^{-\frac{C_4}{T}} \frac{\partial \bar{\sigma}}{\partial t} \cdot \Delta t \quad (16)$$

粘塑性蠕变引起的等效结点荷载的增量形式可表示为:

$$\{\Delta R\} = \int_{\Omega} [B]^T [D_T] \{\Delta\epsilon\}^{\text{e}} dV \quad (17)$$

式中: $[B]$ 为单元应变矩阵。

2.2.5 水流连续条件 由于水是不可压缩的,对于饱和土,土单元内水量的变化率在数值上等于土体积的变化率,故由 Darcy 定律可得:

$$\{M\}^T \{\dot{\epsilon}\} + \frac{k}{\rho_w g} \{M\}^T [\partial][\partial]^T \{M\} p_w = 0 \quad (18)$$

表 1 路基填料与地基土层的热学参数

物理量	$\lambda_t / (\text{W} \cdot \text{m}^{-1} \cdot \text{C}^{-1})$	$C_t / (\text{J} \cdot \text{m}^{-3} \cdot \text{C}^{-1} \times 10^6)$	$\lambda_u / (\text{W} \cdot \text{m}^{-1} \cdot \text{C}^{-1})$	$C_u / (\text{J} \cdot \text{m}^{-3} \cdot \text{C}^{-1} \times 10^6)$	$k^* / (\text{m} \cdot \text{h}^{-1} \times 10^6)$	$a / \%$	b
道碴	0.35	1.01	0.35	1.01	—	—	—
路基填土	1.98	1.91	1.91	2.23	8.40	2.04	0.35
细砂土	2.55	1.83	2.18	2.46	21.00	2.20	0.59
弱风化岩	1.82	1.85	1.47	2.10	0.63	2.51	0.58

表 2 路基各土层的力学参数

计算参数	$\rho / (\text{kg} \cdot \text{m}^{-3})$	a_1 / MPa	b_1	a_2	$b_2 / 10^{-3}$	a_3 / MPa	b_3	a_4	b_4	$C_1 / 10^{-7}$	C_2	C_3	C_4
道碴	2 101	201	0	0.31	0	—	—	—	—	—	—	—	—
路基填料	2 000	62	54	0.36	-7	0.03	0.09	23	9.5	3.679	1.181	0.077	0.535
细砂土	2 050	46	41	0.33	-5	0.01	0.11	37	13.0	2.894	1.067	0.061	0.520
强风化岩	2 000	140	108	0.25	-4	0.10	0.24	28	11.0	2.875	1.065	0.059	0.517

冻土中的未冻水含量与负温之间的动态平衡关系可表示为^[15]:

$$W_u = a |T|^{-b} \quad (19)$$

式中: W_u 是未冻水含量; a, b 是同土的性质相关的试验常数,各土层的 a, b 均列于表 1。

由于计算域内的几何形状、物理和边界条件均关于路基中心线对称,为了减小计算量,拟提取一半路基模型进行分析(图 1)。

根据全球气候变暖的趋势特征,预测青藏高原未来 50 年年平均气温将会升高 2.6 °C。由于路基表面温度变化受环境气温和太阳辐射等复杂因素的综合作用,故根据附面层理论和长期现场路基观测资料,对计算区域热边界条件可进行以下的界定。

天然地表边界面 AKB 上的温度变化参考

$$T_n = -0.5 + 12 \sin\left(\frac{2\pi}{8760} t_h + \frac{\pi}{2} + \alpha_0\right) + \frac{2.6 t_h}{438000} \quad (20)$$

路基斜坡 $BCDE$ 边的温度按如下正弦规律变化:

$$T_s = 1.2 + 13 \sin\left(\frac{2\pi}{8760} t_h + \frac{\pi}{2} + \alpha_0\right) + \frac{2.6 t_h}{438000} \quad (21)$$

道碴顶面的 EF 的温度变化规律为:

方程(8)~(13), (16)~(18)即为冻土路基的水、热、力(蠕变)分析基本方程,采用有限元法很容易解决此类问题。

2 数值计算结果及分析

2.1 路基计算模型及计算参数

以青藏铁路北麓河试验段某典型断面为例进行分析,该试验段平均海拔 4 618 m,位于青藏高原干旱气候区,寒冷干旱,四季不明,空气稀薄,气压较低,一年内冻结期长达 7~8 个月。根据气象资料,该地区年平均气温为 -5.2 °C,极端最高气温 23.2 °C,极端最低气温 -37.7 °C,冻结期为 9 月至次年 4 月。同时,试验段区域地势平坦,地表略有起伏,植被发育,地表在融化季节潮湿松软。计算区域内地层由上而下依次为:道碴、路基填土、细砂土和弱风化岩(图 1),其热力学参数可参见表 1 和表 2 所示。

$$T_p = 2.0 + 15 \sin\left(\frac{2\pi}{8760} t_h + \frac{\pi}{2} + \alpha_0\right) + \frac{2.6 t_h}{438000} \quad (22)$$

边界 AH 和 FIG 可视为绝热边界,通过 GM 边的热流密度为 $q = 0.06 \text{ W/m}^2$ 。

根据冻土力学理论,可知冻土的抗剪强度、泊松比以及弹性模量与土温随着土温的不同而发生变化,其关系可表示为^[15]:

$$E = a_1 + b_1 |T|^m \quad (23)$$

$$v = a_2 + b_2 |T| \quad (24)$$

$$C = a_3 + b_3 |T| \quad (25)$$

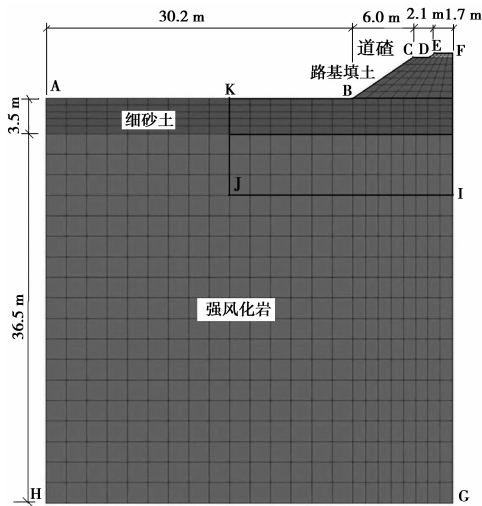
$$\varphi = a_4 + b_4 |T| \quad (26)$$

式中: a_i, b_i 作为试验常数,其各层土的具体值可以参表 2,当土温大于 0 °C 时, b_i 为 0; T 为土体温度; m 是非线性指数且其值小于 1,通常取 0.6。

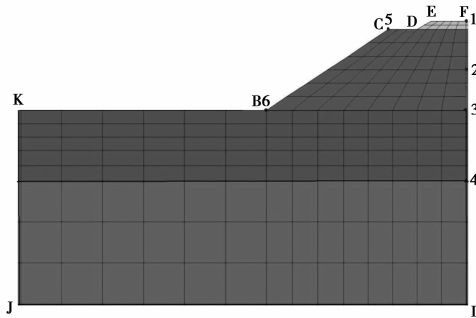
参考现有的室内外蠕变试验成果^[8, 12, 15],计算域中各土层的力学蠕变参数(应力以 kPa 计,时间以 h 计)见表 2 所示。

根据路基修建完成时间、通车运营时间及青藏铁路运量要求^[15],可设定平均每天有 15 次列车通过计算路基断面,并且每次列车经过此断面需要 12 s,列车(活)荷载可按照规范《铁路路基设计规范》^[17]之规定,采用 II 级铁路次重型换算荷

载(时速为 $80 \text{ km/h} \leq v \leq 120 \text{ km/h}$),其分布宽度为 3.5 m ,荷载强度为 60.1 kPa 。



(a) 总体模型



(b) 细部模型

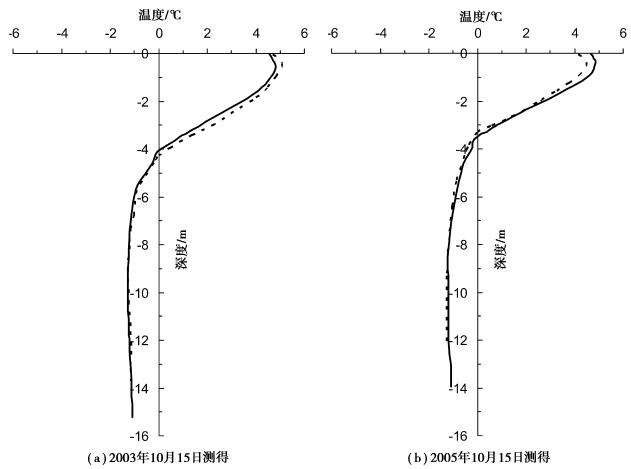
图 1 路基模型

2.2 数值计算结果及分析

在数值分析中,为了消除截断边界对计算结果的影响,将计算区域取得较大,但人们往往更为关注路基及其下部地基附近区域(KBCDEFIJ)的温度、应力、变形及空隙水压力情况,同时,根据路基中心孔冻融过程试验观测可知,最大融化深度出现的时间是在每年的 10 月份中旬^[18-22],因限于篇幅,仅列出了路基施工完成十年后和二十年后的 10 月 15 日的热学状态,二十年后 10 月 15 日的力学变形状况及 1#—6# 特征点如图 1(b)所示。

2.2.1 路基温度对比分析 为了校验数值分析模型的可靠性,对比分析计算结果和现场实测温度数据^[8, 18](图 2)后发现:路基中心孔的温度模拟值与实测值吻合较好,在两个不同时间点(2003 年 10 月 15 日和 2005 年 10 月 15 日),计算和实测温度最大相差分别为: $0.4 \text{ }^\circ\text{C}$ 、 $0.5 \text{ }^\circ\text{C}$;而人为上限以下的模拟曲线几乎与实测值重合,因而本分析模型能有效地反映路基本体及其路基下地层的温度分布状况。

图 3 为路基修建完成后最大融深时,即第十年和二十年后的 10 月 15 日的温度分布状况。可以看出在路基修建完成后第十年的 10 月 15 日,天然地表和路基中心下的 $0 \text{ }^\circ\text{C}$ 等温线几乎持平,但路基下的 $-1.0 \text{ }^\circ\text{C}$ 等温线却向下已有大幅度发展。由于路基的修建和全球气候变暖的持久作用,冻土温度



(a) 2003年10月15日测得 (b) 2005年10月15日测得
注: ——模拟值 - - - - -实测值

图 2 路基修建后路基中心孔地温曲线

同样也在整体升高,例如,在路基修筑完成二十年后的 10 月 15 日, $-1.0 \text{ }^\circ\text{C}$ 等温线已经在图中所画区域部分彻底消失了,同时, $0 \text{ }^\circ\text{C}$ 等温线下移了 1.25 m ,所以在第二十年路基下将会存在一个巨大的高温冻土层,这对铁路路基的稳定产生不利影响。

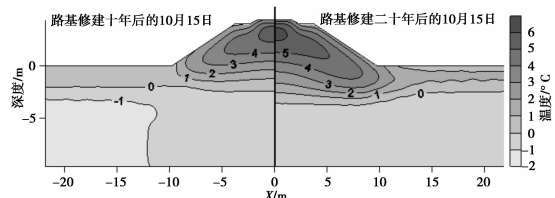
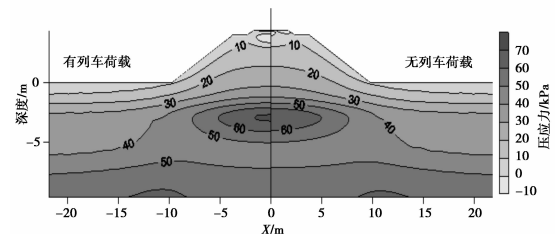
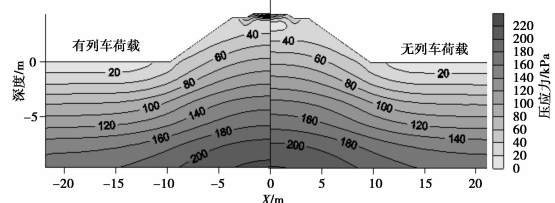


图 3 路基修建十年后和二十年后的 10 月 15 日的温度分布

2.2.2 路基应力分析 为了节约篇幅起见,将同一天内路基在有列车通过时刻和无列车通过时的力学响应各取一半列于同一张图中(图 4 和图 6)。



(a) 最小主应力



(b) 最大主应力

图 4 路基建成二十年后的 10 月 15 日的应力分布

图 4 给出了路基修建二十年后的年 10 月 15 日有、无列车通过时刻的路基应力状态。从该图可以看出,列车荷载对应力分布状态影响较小,两种情况下的应力等值线形状、变化趋势基本相同,仅是数值大小有所改变。例如,在两种不同荷载工况下,均会在路基顶部中心产生最大拉应力(图 4(a)),其值分别为 -40.3 kPa(有列车荷载)和 -6.5 kPa(无列车荷载)。由图 4(b)可知,路基内的最大压应力出现在路基基底中心与天然地表的交界面处,其中,有、无列车荷载作用时分别为 84.2 kPa 和 71.6 kPa。总体来看,路基本身自重荷载是决定路基应力分布状态的主要因素。

2.2.3 路基位移分析 为满足在列车荷载作用下线路的平顺,保障运营舒适和行车安全,必须对路基总沉降有所掌握并严格控制,因此给出了路基施工二十年后沉降变形发展情况(图 5),可以看出,在路建成后 1 年,由于路基本身的自重荷载作用,路基及其地基基础内将产生较大的压缩固结沉降位移。随着固结的逐渐完成,路基的变形速率明显减小。但是,线路开通运营后(施工完成后的第 4 年),当列车通过时,路基内的沉降量突然增大,通车初期,列车荷载作用时刻道碴顶部中心的总沉降量约为 -13.5 cm,比此时无列车通过的沉降值大于 0.9 cm。此后,由于全球气候变暖的持续影响和修建路基传热特性的改变,将在路基及其下伏地基中形成大片的力学性质极不稳定的高温冻土层,因而列车通过路基时的沉降增量逐年有所增大,其中在路基修建二十年后的 10 月 15 日车辆荷载作用下的沉降量为 -14.1 cm,而无列车通过时的沉降值为 -12.6 cm,此时由列车荷载引起的沉降量为 1.5 cm。同时,还可以看出,路基内的第 2[#]~6[#]特征点的沉降变化同路基道碴顶部中心的蠕变变形趋势相似,仅是瞬时压缩沉降量及列车荷载引起的沉降增量有所不同。特别是,随着深度的增加和距离路基中线越远,列车荷载对沉降变形的影响越来越小,例如,在路基修建后第十年的 10 月 15 日,由列车荷载引起的沉降增量在第 1[#]、2[#]、3[#]、4[#]、5[#]、6[#]特征点分别为 1.27 cm、 1.20 cm、 1.05 cm、 0.68 cm、 1.12 cm 和 0.45 cm。总体来看,当路基修建后,首先产生初始的瞬时压缩变形,此后随着变形速率渐渐减小,进入非稳定的蠕变阶段;最后变形速率逐渐达到最小值,变成某一常数而进入第二蠕变阶段,即稳定的粘塑性流动阶段。

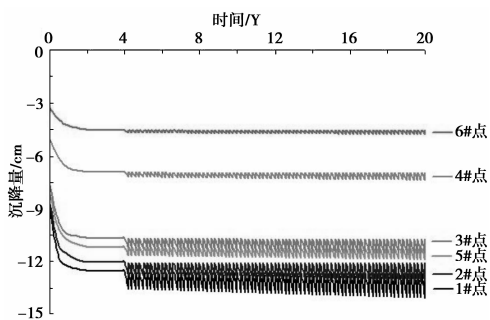


图 5 路基及基础部分特征点沉降变化曲线

图 6 为路基修筑完成二十年后的 10 月 15 日有、无列车通过时刻的路基变形状况。从图 6(a)可以明显看出,列车荷载对路基内的水平位移影响极小,有、无列车通过时的水平位移几乎关于路基中心线对称,均在路基坡脚内下侧处出现

最大水平位移值,约为 1.2 cm(列车通过时)和 1.1 cm(无列车荷载),相差仅 0.1 cm。然而,在两种不同时刻的路基竖向位移却有着较大的差距(如图 6(b)所示),列车荷载下的路基位移整体较大,即使都在路基道碴顶部中心产生最大沉降,但其值各不相同,分别为 -14.1 cm 和 -12.6 cm,由列车荷载引起的沉降增量为 1.5 cm。

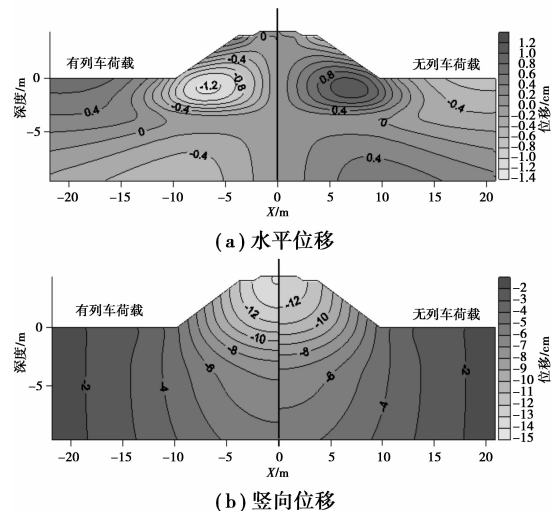


图 6 路基建成二十年后 10 月 15 日的位移分布

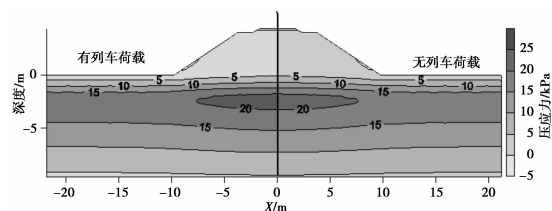


图 7 路基建成十年后的 10 月 15 日的孔隙水压力分布

2.2.4 孔隙水压力分析 在图 7 中可以看到在路基修建十年后的 10 月 15 日,路基基础在有、无列车荷载作用条件下,路基本体下地层内孔隙水压力无明显差别,主要是由于高度 4 m 填筑路基对列车荷载显著扩散效应,列车荷载很难影响到路基本体下渗流场的孔隙水压力分布。

3 结论与探讨

以青藏铁路北麓河试验段某冻土路基为原型,结合冻土物理学、冻土流变学、传热学和冻土力学等学科的相关理论,并且考虑了水分场和温度场的耦合作用及温度对路基及其基础的力学特性的影响,利用冻土现场蠕变试验方程,进而建立了冻土路基的水热耦合稳定性分析模型,并编制了相应的有限元分析程序。随后,对该段路基运营若干年后的热力学状况进行了系统分析和预测,结果发现,在修建路基后,将会在路基及其下部地基中形成大片的力学性质极不稳定的高温冻土层,而且温度逐年增高,从而导致冻土的力学稳定性逐渐变差,由列车荷载引起的沉降量逐年有所增加。从路基整个变形过程来看,在路基修建后 1 年内的变形量占总变形的绝大部分。在运营期间,列车荷载对路基的水平位移影响较小,有、无列车通过时的水平位移几乎关于路基中心线对称,均在路基坡脚内下侧处出现

分布状态的主要因素,同时,在路建成后的 20 年里,路基顶部中心附近将出现较大的拉应力,并且随时间推移而逐渐增大,应引起铁路管理部门的高度重视。对于 4 m 以上高填路基,路基本体下孔隙水压力分布基本不受列车荷载影响。

由于冻土路基稳定性问题十分复杂,而且涉及知识面广,目前对冻土路基的理论研究较少,不少方面尚属空白。本文仅从理论上进行了初步探索,并与部分实测温度数据作了对比分析,以期能为冻土路基的设计、维护及研究提供理论依据和参考。

参考文献:

- [1] 吴紫汪,程国栋,朱林楠,等. 冻土路基工程[M]. 兰州:兰州大学出版社,1999.
- [2] 喻文学,宴启鹏. 青藏公路多年冻土地区路基冻融变形的初步分析[J]. 西安公路学院学报,1986,6(2):7-10.
- [3] 刘永智,吴青柏,张建明,等. 青藏高原多年冻土地区公路路基变形[J]. 冰川冻土,2002,24(1):10-15.
- [4] 张建明. 青藏高原冻土路基稳定性及公路工程多年冻土分类[D]. 中国科学院研究生院,2004.
- [5] 李忠,徐文明,陈明长. 青藏高原清水河多年冻土区铁路路基沉降变形特征研究[J]. 工程地质学报,2006,24(6):824-829.
- [6] 孙增奎,王连俊,白明洲,等. 青藏高原多年冻土区铁路路基变形特征研究[J]. 中国安全科学学报,2003,13(8):25-28.
- [7] 俞祁浩,刘永智,童长江. 青藏公路路基变形分析[J]. 冰川冻土,2002,24(5):623-627.
- [8] 郑波. 高温—高含冰量冻土力学特性及冻土路基变形研究[D]. 中国科学院研究生院,2009.
- [9] 毛雪松,王秉刚,胡长顺,等. 多年冻土地区路基变形场和应力场的数值分析[J]. 冰川冻土,2008,28(3):396-400.
- [10] 汪双杰,黄晓明,侯曙光. 多年冻土区路基路面变形及应力的数值分析[J]. 冰川冻土,2006,28(2):217-222.
- [11] 王铁行,胡长顺. 多年冻土地区路基温度场和水分场耦合问题

研究[J]. 土木工程学报,2008,36(12):93-97.

- [12] 欧尔峰,李双洋. 青藏铁路路基热蠕变数值分析[J]. 兰州交通大学学报,2009,26(4):73-77.
- [13] 陈飞熊. 饱和正冻土温度场、水分场和变形场三场耦合理论构架[D]. 西安理工大学,2009.
- [14] 李宁,徐彬,陈飞熊. 冻土路基温度场、变形场和应力场的耦合分析[J]. 中国公路学报,2008,19(3):1-7.
- [15] 李双洋. 多年冻土区铁路路基热—力稳定性数值仿真研究[D]. 中国科学院研究生院,2008.
- [16] 安维东. 冻土的温度水分应力及其相互作用[M]. 兰州:兰州大学出版社,1989.
- [17] 中华人民共和国行业标准编写组. TB 10001-2005 铁路路基设计规范[S]. 北京:中国铁道出版社,2006.
- [18] 孙志忠. 青藏铁路多年冻土块石护坡路基试验研究[D]. 中国科学院研究生院,2009.
- [19] Zhang Mingyi, Lai Yuanming, Liu Zhiqiang, et al. Nonlinear analysis for the cooling effect of Qinghai-Tibetan railway embankment with different structures in permafrost regions[J]. Cold Regions Science and Technology, 2010, 42: 237-249.
- [20] Lai Yuanming, Wang Qiusheng, Niu Fujun, et al. Three-dimensional nonlinear analysis for temperature characteristic of ventilated embankment in permafrost regions[J]. Cold Regions Science and Technology, 2009, 38: 165-184.
- [21] Lai Yuanming, Zhang Shujuan, Zhang Luxin, et al. Adjusting temperature distribution under the south and north slopes of embankment in permafrost regions by the ripped-rock revetment[J]. Cold Regions Science and Technology, 2009, 39: 67-79.
- [22] Li Shuangyang, Lai Yuanming, Zhang Mingyi, et al. Study on long-term stability of Qinghai-Tibet Railway embankment[J]. Cold Regions Science and Technology, 2010, 57: 139-147.

(编辑 詹燕平)

(上接第 81 页)

从模拟的结果可以得出,安全门越高,地铁空调冷负荷减少越明显,越利于车站空调系统节约能耗,但根据模拟数据发现,当安全门高于 2.35 m 后,需要增加夜间通风来降低隧道温度,以达到规范要求,所以会增加夜间通风能耗,从而使得节能效果不明显。而随着安全门高度的继续增加,空调负荷迅速下降,相比于增加的夜间通风能耗,节省的空调能耗再次体现出优势,总能耗下降明显,但是下降幅度不超过 15%。

5 结论

通过模拟计算,选用的 2.00 m、2.35 m 及 2.70 m 高的三种安全门系统,其活塞风掺混系数分别为 25.79%,21.78%,15.75%,随着安全门高度的增大,活塞风掺混系数数值逐步减小,且减小的幅度有增大的趋势。在安全门高度允许的范围之内,其通风空调总能耗基本变化趋势为:安全门越高,能耗越低,但安全门高度增加到一定值,需要增加夜间通风以降低隧道温度,产生了夜间通风能耗,所以存在“瓶颈区域”,当安全门高度突破“瓶颈区域”后,通风空调能耗下降明显,但下降总幅度不超过 15%。

参考文献:

- [1] 北京城建设计研究总院. 地铁设计规范[M]. 北京:中国计划出

版社,2003.

- [2] ZHU YX, QIN OY. Airflow fluctuations and thermal environment: a literature review[C]//4th International Symposium on Heating, Ventilating and Air Conditioning, 2003:78-86.
- [3] MING-TSUN KE, TSUNG-CHE CHENG, WEN-POR WANG. Numerical simulation for optimizing the design of subway environmental control system[J]. Building and Environment, 2002.
- [4] 朱颖心. 水力网络流动不稳态过程的算法[J]. 清华大学学报,1989,5(29).
- [5] 贾力,方肇洪,钱兴华. 高等传热学[M]. 北京:高等教育出版社,2003.
- [6] 朱培根,朱颖心,李晓峰. 地铁通风与热模拟方案及其分析[J]. 流体机械,2004,32(11):39-42,49.
- [7] 沈翔,吴喜平,董志周. 地铁活塞风特性的测试研究[J]. 暖通空调,2003,33(2):65.

(编辑 周沫)