

文章编号:1673-9469(2024)04-0052-07

DOI:10.3969/j.issn.1673-9469.2024.04.007

多年冻土区铁路桥台-路基水热力耦合数值分析

仝伟华¹, 顾相涛¹, 岳祖润^{2,3*}, 高爱坤⁴

(1. 石家庄铁道大学 土木工程学院, 河北 石家庄 050043; 2. 石家庄铁道大学 省部共建交通工程结构力学行为与系统安全国家重点实验室, 河北 石家庄 050043; 3. 石家庄铁道大学 河北省交通工程结构力学行为演变与控制重点实验室, 河北 石家庄 050043; 4. 河北工程大学 土木工程学院, 河北 邯郸 056038)

摘要: 为研究多年冻土区铁路桥梁桥台冻胀倾斜病害的形成机理, 并分析其变形规律, 针对这一病害建立桥台-路基有限元模型, 分析桥台后路基温度场特征及桥台冻胀倾斜规律。基于非饱和土渗流和热传导理论, 联立冻土水热微分方程, 并使用含冰量计算变形场从而实现水热力三场耦合。利用 COMSOL 软件建立三维桥台-路基水热力耦合模型, 通过室内冻融试验验证该模型的有效性。最后以某多年冻土区铁路桥台为例, 对桥台后路基未来 30 年间冻土上限、桥台冻胀倾斜展开研究分析。结果表明: 在未来 30 年桥台后路基多年冻土上限呈现持续下降趋势, 但桥台横截面冷空气的持续输入影响了路基不同位置处的冻土上限下降深度。在距离桥台 4 m 处路基多年冻土上限阳坡坡脚未来 30 年下降 0.99 m、路基中心处下降 0.92 m。在距桥台 16 m 处路基冻土上限阳坡坡脚未来 30 年下降 1.6 m、路基中心下降 1.81 m。在未来 30 年间, 桥台后路基持续发生差异性水平冻胀, 顶端累计水平位移 155.6 mm、底端累计位移 23.6 mm, 桥台整体发生倾斜。

关键词: 铁路桥梁; 水热力耦合; 数值计算; 多年冻土上限; 桥台冻胀倾斜

中图分类号: U24

文献标识码: A

Numerical Analysis of Hydrothermal Coupling Between Railway Abutment and Roadbed in Permafrost Regions

TONG Weihua¹, GU Xiangtao¹, YUE Zurun^{2,3*}, GAO Aikun⁴

(1. School of Civil Engineering, Shijiazhuang Tiedao University, Shijiazhuang, Hebei 050043, China; 2. State Key Laboratory of Mechanical Behavior and System Safety of Traffic Engineering Structures, Shijiazhuang Tiedao University, Shijiazhuang, Hebei 050043, China; 3. Key Laboratory of Mechanical Behavior Evolution and Control of Traffic Engineering Structures in Hebei, Shijiazhuang Tiedao University, Shijiazhuang, Hebei 050043, China; 4. School of Civil Engineering, Hebei University of Engineering, Handan, Hebei 056038, China)

Abstract: To study the formation mechanism of frost heave and tilt disease on railway bridge abutments in permafrost regions and analyze its deformation law, a finite element model of the bridge abutment subgrade is established to analyze the temperature field characteristics of the subgrade behind the bridge abutment and the frost heave and tilt law of the bridge abutment. Based on the theory of unsaturated soil seepage and heat conduction, the water and heat differential equations of frozen soil are established, and the deformation field is calculated using ice content to achieve the coupling of water and heat fields. By Using COMSOL software, a three-dimensional bridge abutment subgrade water thermal coupling model is developed and verified through indoor freeze-thaw tests. Finally, taking a railway bridge abutment in a permafrost area as an example, this study analyzes the upper limit of permafrost and the inclination of

收稿日期: 2023-11-08

基金项目: 中国国家铁路集团系统性重大项目(P2021G047)

作者简介: 仝伟华(1994-), 男, 河北张家口人, 硕士研究生, 主要从事特殊路基及冻土力学方面的研究。

* 通信作者: 岳祖润(1962-), 男, 山东青岛人, 博士, 教授, 主要从事高速铁路沉降控制与病害防控方面的研究。

bridge abutment frost heave in the next 30 years for the roadbed behind the abutment. The results indicate that in the next 30 years, the upper limit of permafrost on the roadbed after the bridge abutment will continue to decrease, But the continuous input of cold air in the cross section of the bridge abutment has affected the depth of the upper limit of permafrost at various positions along the roadbed. At a distance of 4 m from the bridge abutment, the upper limit of permafrost on the sunny slope of the roadbed will decrease by 0.99 m in the next 30 years and that at the center of the roadbed will decrease by 0.92 m. At a distance of 16 m from the bridge abutment, the upper limit of permafrost on the sunny slope foot of the roadbed will decrease by 1.6 m in the next 30 years and that at the center of the roadbed will decrease by 1.81 m. In the next 30 years, the roadbed behind the bridge abutment will continue to experience a differential horizontal frost heave, with a cumulative horizontal displacement of 155.6 mm at the top and 23.6 mm at the bottom, resulting in an overall tilt of the bridge abutment.

Key words: railway bridges; hydrothermal coupling; numerical calculation; permafrost cap; abutment frost heave tilt

青藏铁路是世界上海拔最高的运营铁路之一,其中 547 km 的线路穿越了多年冻土区,沿线共有 445 座桥梁。由于多年冻土区自然环境恶劣、工程地质条件复杂,导致青藏铁路部分桥梁结构在运营期间发生大量冻胀病害^[1](梁端顶死、支座位移超限、墩台倾斜等),而多年冻土区桥梁病害大多与桥台后路基水热环境有关。

近年来,学者针对冻土区铁路线路运营病害开展了大量研究,Yue 等^[2]通过对寒区高速铁路路基开展现场试验,得到了寒区高速铁路路基中温度、含水率与冻胀变形关系。牛富俊等^[3]通过对青藏铁路路桥过渡段的实地调查,总结了过渡段桥梁走向、路基高度、地基土类型等因素与过渡段沉降大小的关系,并对过渡段沉降与各因素的相关性进行了分析。刘建坤等^[4]通过对青藏铁路清水河试验段路桥过渡段的现场监测,分析了多年冻土区过渡段沉降变形和温度场变化规律。商允虎等^[5]基于对多年冻土区桩基地温实测数据进行分析,得出了桩基对多年冻土的地温影响。熊治文^[6]采用现场勘测和室内试验的方式,分析了青藏铁路桥梁墩台的冻胀变形特征,总结了冻胀产生的原因。阴琪翔^[7]利用有限元软件对路桥过渡段温度场进行计算,发现各纵断面最大融化深度部位逐渐由过渡段转移到桥台背后路基。刘晓贺等^[8]利用有限元仿真分析新型寒区铁路断面保温路基结构的抗冻胀效果,得出最优铺设方式。张松等^[9]利用有限元软件,研究了季节性冻土地区铁路路基冻结深度变化规律及其影响因素,并拟合出冻结深度与热通量及持续冻结时间的函数关系。

综上所述,关于冻土区桥台冻胀病害研究成

果颇多,但是对于桥台后路基冻土上限变化、桥台冻胀倾斜的研究并不多。本文基于非饱和土渗流和热传导理论,将冻土水分场和温度场耦合计算模型含冰量,通过含冰量计算冻胀变形,利用 COMSOL 软件二次开发建立三维桥台水热力耦合计算模型。通过室内试验验证模型的有效性,并以具体实例分析桥台路基冻土上限变化及桥台冻胀倾斜。

1 冻土水热力耦合数值模型

现有文献[10-13]表明,Harlan 模型^[14]所反映的冻土水热迁移规律比较符合实际情况。在保证模型准确性的基础上,充分考虑冻土中水热力因素,简化模型建立过程,作出以下基本假设:(1)土体仅考虑未冻水迁移,忽略冰和气态水的迁移;(2)土体仅在水-冰相变膨胀作用下发生变形;(3)土体各向同性,完全固结,均匀连续;(4)土体中水分迁移服从广义达西定律。

1.1 温度场控制方程

冻土中水分迁移除了与重力有关外,还与冻土的温度场有着耦合关系。根据傅里叶定律,结合考虑冰水原位相变潜热对温度场的影响,建立如下的热传导方程^[15]

$$\rho C(\theta) \frac{\partial T}{\partial t} = \lambda(\theta) \nabla^2 T + L\rho_1 \frac{\partial \theta_1}{\partial t} \quad (1)$$

式中: ρ —土的密度,kg/m³; $C(\theta)$ —土体比热容随土体的体积含水量变化,J/(kg·°C); T —土体温度,°C; t —时间,s; $\lambda(\theta)$ —土体导热系数随土体的体积含水量变化,W/(m·°C); ∇ —哈密顿算

子,在三维问题中通常表示为 $[\partial/\partial x, \partial/\partial y, \partial/\partial z]$; L —水的相变潜热,一般取值为 335 kJ/kg ; ρ_i —冰的密度, kg/m^3 ; θ_i —体积含冰量, %。

1.2 水分场控制方程

冻土中的水是由孔隙水和孔隙冰两部分构成,孔隙水在温度梯度作用下发生迁移。冻土中水含量(孔隙水+孔隙冰) $\theta = \theta_U + \rho_i/\rho_w \cdot \theta_i$,其中 θ 为土体的体积含水量,%; θ_U 为冻土中未冻水体积含量,%; ρ_w 为水的密度, kg/m^3 。根据 Richard 方程^[16],并考虑孔隙冰对水分迁移的影响^[17],非饱和和冻土水分场控制方程为

$$\frac{\partial \theta_U}{\partial t} + \frac{\rho_i}{\rho_w} \cdot \frac{\partial \theta_i}{\partial t} = \nabla [D(\theta_U) \nabla \theta_U + k_g(\theta_U)] \quad (2)$$

式中: $k_g(\theta_U)$ —重力方向上土体渗透系数^[16], m/s , $k_g(\theta_U) = k(\theta_U) \cdot I$, I —阻抗因子,表示孔隙冰对未冻水迁移的阻滞作用,渗透系数应乘上 I ^[18], $I = 10^{-10\theta_i}$ 。

$D(\theta_U)$ —冻土中水的扩散率, m^2/s 。 $D(\theta_U)$ 计算公式如下^[16]:

$$D(\theta_U) = \frac{k(\theta_U)}{c(\theta_U)} \cdot I \quad (3)$$

式中: $k(\theta_U)$ —非饱和土的渗透率, m/s ,可以通过 Van-Genuchten 滞水模型确定^[19]; $c(\theta_U)$ —比水容量,由滞水模型确定^[18], $1/\text{m}$ 。 $k(\theta_U)$ 、 $c(\theta_U)$ 的表达式分别为

$$k(\theta_U) = k_s S^l (1 - (1 - S^{1/m})^m)^2 \quad (4)$$

$$c(\theta_U) = \frac{am(\theta_s - \theta_r) S^{1/m} (1 - S^{1/m})^m}{1 - m} \quad (5)$$

式中: k_s —土体饱和渗透系数, m/s ; a 、 l 、 m —水力特征经验参数; S —冻土的相对饱和度^[18]。

$$S = \frac{\theta_U - \theta_r}{\theta_s - \theta_r} \quad (6)$$

式中: θ_r 、 θ_s —土的残余体积含水量, %、饱和体积含水量, %。

1.3 联立水热方程组

联立水热方程组,未知量个数大于方程个数。引入固液比 $B_1(T)$ ^[20]概念,建立三个未知数的联系并联立式(1)和式(2)。其中固液比 $B_1(T)$ 定义为:在冻土中含冰量与未冻水含量的体积之比。

$$B_1 = \frac{\theta_i}{\theta_U} = \begin{cases} 1.1 \left(\frac{T}{T_f} \right)^b - 1.1 & (T < T_f) \\ 0 & (T \geq T_f) \end{cases} \quad (7)$$

式中:系数 1.1 为水与冰的密度之比, T_f 为土体冻结温度, $^{\circ}\text{C}$; b —常数,与土类和含盐量有关。一般情况下 $b_{\text{沙土}} = 0.61$ 、 $b_{\text{粉土}} = 0.47$ 、 $b_{\text{黏土}} = 0.56$,也可用一点法测得^[21]。由式(7)可知固液比为温度的单值函数,则 $\theta_i = B_1(T) \cdot \theta_U$ 。

1.4 应变模型

对于土体冻胀的产生,主要由水相变为冰后的体积膨胀造成。同时认为土体冻胀是各向同性的体积膨胀,冰水相变产生的体积应变^[22]为

$$\varepsilon = 0.09(\theta_0 + \Delta\theta - \theta_U) \quad (8)$$

式中: θ_0 —初始体积含水量,%; $\Delta\theta$ —迁移来的体积含水量,%; θ_U —冻土中未冻水体积含量, %。

2 冻土水热力耦合数值模型验证

2.1 粗粒土冻融试验

利用高低温环境试验箱进行粗粒土室内冻融试验,通过对比数值计算结果与实验数据来验证模型的有效性。试验中粗粒土的密度为 1.9 g/cm^3 ,初始质量含水量为 6%,冻结温度为 $-0.36 \text{ }^{\circ}\text{C}$ 。试验土样、温度传感器、位移传感器布置如图 1 所示。

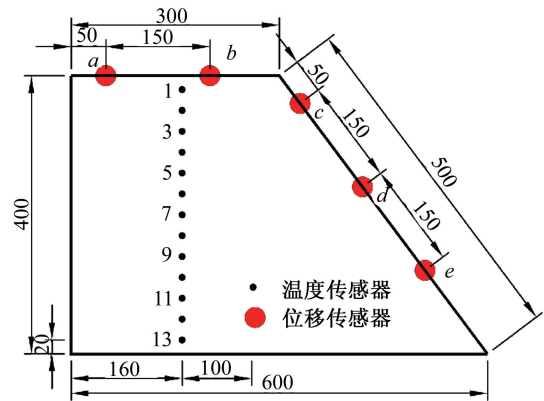


图 1 传感器布置方案(单位: mm)

Fig. 1 Sensor layout (unit: mm)

试验温度加载周期为 24 h,共 3 个周期。温度加载在试样上边界和斜坡。土样三个侧面及底部均为绝热边界,温度函数如式(9)所示。

$$T(t) = 15 \sin\left(\frac{2\pi t}{24} + \frac{\pi}{2}\right) \quad (9)$$

试验在封闭系统下进行,试验过程未进行外界补水。试验热参数 C_f 、 C_u 分别为土体冻结时、未

冻结时比热容, λ_f 、 λ_u 分别为土体冻结时、未冻结时导热系数, 其中 $C_f = 1\ 166\ \text{J/kg}\cdot\text{K}$ 、 $C_u = 1\ 358\ \text{J/kg}\cdot\text{K}$ 、 $\lambda_f = 1.98\ \text{W/m}\cdot\text{K}$ 、 $\lambda_u = 1.73\ \text{W/m}\cdot\text{K}$ 。水力学特征参数如表 1 所示。

表 1 试验土样水力学特征参数

Tab. 1 Test the hydraulic characteristics of soil samples

经验系(常)数				含水量		渗透系数
a/m^{-1}	m	l	b	$\theta_s/\%$	$\theta_r/\%$	$k_s/(m\cdot s^{-1})$
2.56	0.26	0.5	0.56	0.28	0.01	1×10^{-6}

2.2 数值模拟及分析

数值计算参数及边界条件均与室内试验相同, 并对两者结果进行对比。如图 2、图 3 所示, 通过分析温度 3 点处及位移 b 点处的变化情况, 可知该数值模型的温度场、变形量与试验结果基本一致, 说明数值仿真模型是合理的。

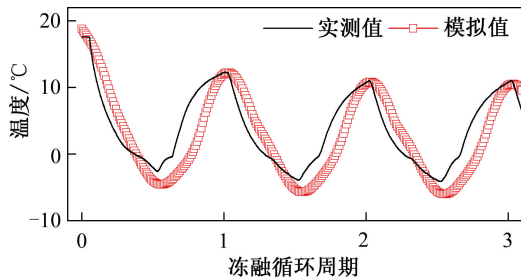


图 2 3 点温度模拟值与试验值对比

Fig. 2 Comparison of simulation results with the experimental value in terms of the temperature at point 3

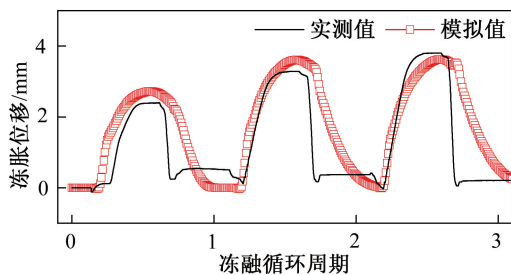


图 3 b 点位移模拟值与试验值对比

Fig. 3 Comparison of simulation results with the experimental value in terms of the displacement at point b

3 桥台-路基水热力计算及分析

3.1 几何模型及物理参数

将以上水热力耦合数值模型应用于青藏铁路某多年冻土桥台-路基的温度场、水分场、变形场的耦合分析。由于路基两侧边坡的坡向不同, 导致两侧坡体接受的太阳辐射量存在差异。因此, 路基土

体的热状况也相应不同。通常, 接受较多太阳辐射的一侧被称为路基阳坡, 而接受较少太阳辐射的一侧则被称为路基阴坡。桥台-路基模型尺寸如图 4、图 5 所示, 土体热参数、水力学参数如表 2 所示。

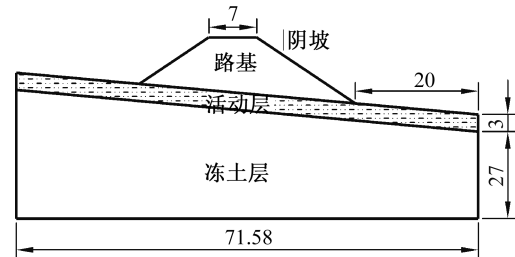


图 4 模型横截面(单位:m)

Fig. 4 Model cross-section (unit: m)

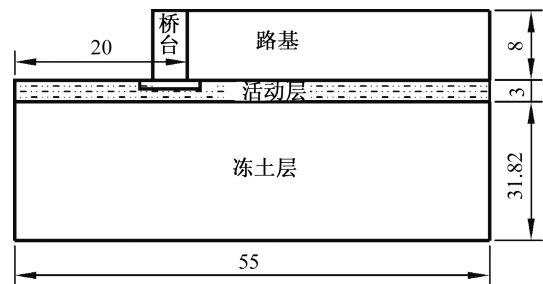


图 5 模型纵截面(单位:m)

Fig. 5 Model profile (unit: m)

表 2 各材料物理参数

Tab. 2 Physical parameters of various materials

材料	比热容 $C/$ ($\text{J}\cdot\text{kg}^{-1}\cdot\text{K}^{-1}$)		导热系数 $\lambda/$ ($\text{W}\cdot\text{m}^{-1}\cdot\text{K}^{-1}$)		$k_s/$ ($\text{m}\cdot\text{s}^{-1}$)
	冻结	融化	冻结	融化	
桥台结构	950	950	2.94	2.94	—
路基填土	1 195	1 391	2.33	1.98	1×10^{-6}
活动层	1 158	1 466	1.35	1.13	1×10^{-7}
冻土层	1 108	1 134	1.82	1.41	1×10^{-7}

3.2 边界条件和模拟过程

所计算多年冻土区路基-桥台三维模型如图 6 所示, 图 6 中蓝色边界定义为绝热边界, 模型底部边界取恒温 $-2\ ^\circ\text{C}$ 。模型上部热边界条件取为附面层条件^[23], 上表面均取以年为周期的第一类边界。取地基稳定温度场的地表温度^[24], 综合考虑气候变暖^[25]具体边界温度如下:

路基表面温度取值:

$$T(t) = 1.5 + 15\sin\left(\frac{2\pi t}{8\ 760}\right) + \frac{0.037t}{8\ 760} \quad (10)$$

路基左侧边坡(阳坡)温度取值:

$$T(t) = 1.35 + 13.8\sin\left(\frac{2\pi t}{8\ 760}\right) + \frac{0.037t}{8\ 760} \quad (11)$$

路基右侧边坡(阴坡)温度取值:

$$T(t) = -1.3 + 13.8 \sin\left(\frac{2\pi t}{8760}\right) + \frac{0.037t}{8760} \quad (12)$$

天然地表温度取值:

$$T(t) = 12 \sin\left(\frac{2\pi t}{8760}\right) + \frac{0.037t}{8760} \quad (13)$$

桥台结构横截面温度取值:

$$T(t) = -2.4 + 16 \sin\left(\frac{2\pi t}{8760}\right) + \frac{0.037t}{8760} \quad (14)$$

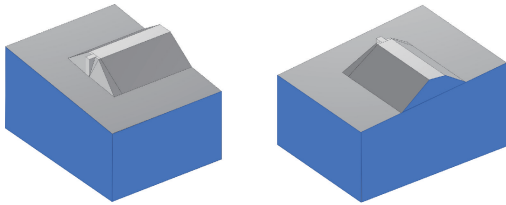


图6 多年冻土路基-桥台计算模型

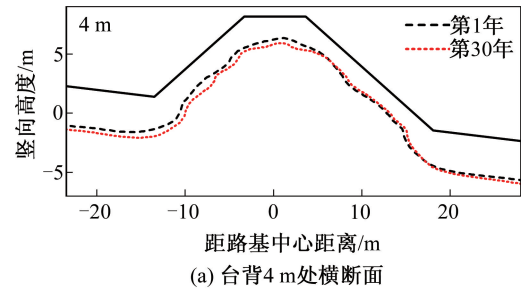
Fig. 6 Computational model of permafrost subgrade-abutment

水分场初始值取各土层初始饱和度 S_0 , 水分场边界为零通量。由于本模型为既有线路的冻土桥台, 在计算稳定初始温度场时要考虑路基对模型温度场的影响。首先采用前文的数值模型计算得到模型的初始温度场, 然后再对未来30年的温度场、水分场、变形场进行分析。

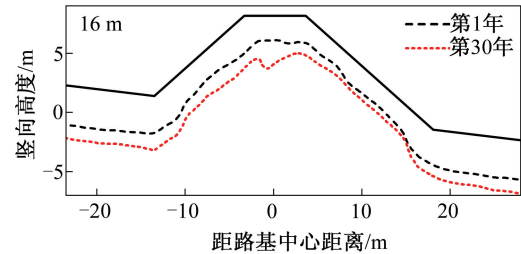
3.3 模拟结果及分析

桥台后4 m处路基横截面第1年和第30年冻土上限变化如图7(a)所示。其中阴坡一侧在未来30年冻土上限变化不明显, 路基中心、阳坡一侧冻土上限有微小下降。桥台后16 m处路基横截面第1年和第30年冻土上限变化如图7(b)所示。其中阴坡一侧多年冻土上限在未来30年变化不明显, 路基中心、阳坡一侧多年冻土上限下降明显。可以发现距离桥台位置不同, 路基横截面冻土上限未来30年变化情况有所不同。受桥台横截面冷空气的影响, 越靠近桥台处的路基冻土上限下降越不明显。

分别选取桥台后4、16 m处的路基中心以及阳坡坡脚, 在预测的未来30年内, 融深达到的最大时刻地温线如图8所示。由图8(a)可知: 桥台后4 m处路基中心多年冻土上限变化不明显, 仅在第25年到第30年时有明显下降; 路基下0~5 m处土体未来30年处于升温状态, 而路基下5~12 m处土体未来30年处于降温状态, 路基下12 m以下土体温度基本稳定。由图8(b)可知: 桥台后16 m处路基中心多年冻土上限下降明显, 路基下0~7 m处土体未来30年一直升温, 路基下7 m以下土体温度处于稳定状态。由图8(b)和图8(d)可知: 桥台后4 m处和桥台



(a) 台背4 m处横断面



(b) 台背16 m处横断面

图7 桥台后路基多年冻土上限变化

Fig. 7 Change of permafrost ceiling of subgrade behind abutment

后16 m处阳坡坡脚地温线变化趋势基本一致, 仅16 m处阳坡坡脚冻土上限在第20—30年下降明显。

根据文献[26], 在青藏铁路沿线的多年冻土地区, 4月中旬活动层达到最大冻结深度, 9月底活动层达到最大融化深度。选取桥台-路基纵截面第1年和第30年的4月中旬、9月底温度分布如图9所示。由图9(a)和图9(b)可知: 在未来30年内, 桥台后路基土体呈现升温趋势。在冬季由于桥台横截面温度低, 使得靠近桥台附近土体温度较低, 冷空气向周围扩散。

由图9(c)和图9(d)可知: 在未来30年内, 桥台后路基多年冻土上限呈下降趋势; 但受桥台冷空气输入的影响, 靠近桥台处路基土体温度在未来30年内逐渐降低, 而桥台下的冻土上限则随着时间逐步上升。

冻胀变形主要由水相变为冰后的体积膨胀造成的, 本文只考虑由冰水相变引起的冻胀变形。桥台顶端、底端未来30年累计水平位移如图10所示。由图10可知, 由于顶端和底端的差异性冻胀变形, 在未来30年内桥台持续发生倾斜。桥台在水平冻胀力作用下, 桥台顶端未来30年累计水平位移155.6 mm, 桥台底部累计水平位移23.6 mm, 桥台沿桥梁方向纵向倾斜。桥台倾斜位移大约在未来30年趋于稳定。

这主要是因为桥台后路基土体受桥台横截面传热条件下, 由于桥台横截面温度低于其他边界, 在冬季, 靠近桥台部分的土体首先冻结。在温度梯度作用下离桥台较远处未冻水向桥台方向迁移、聚集、冻结为冰。冰的聚集使得土体体积膨

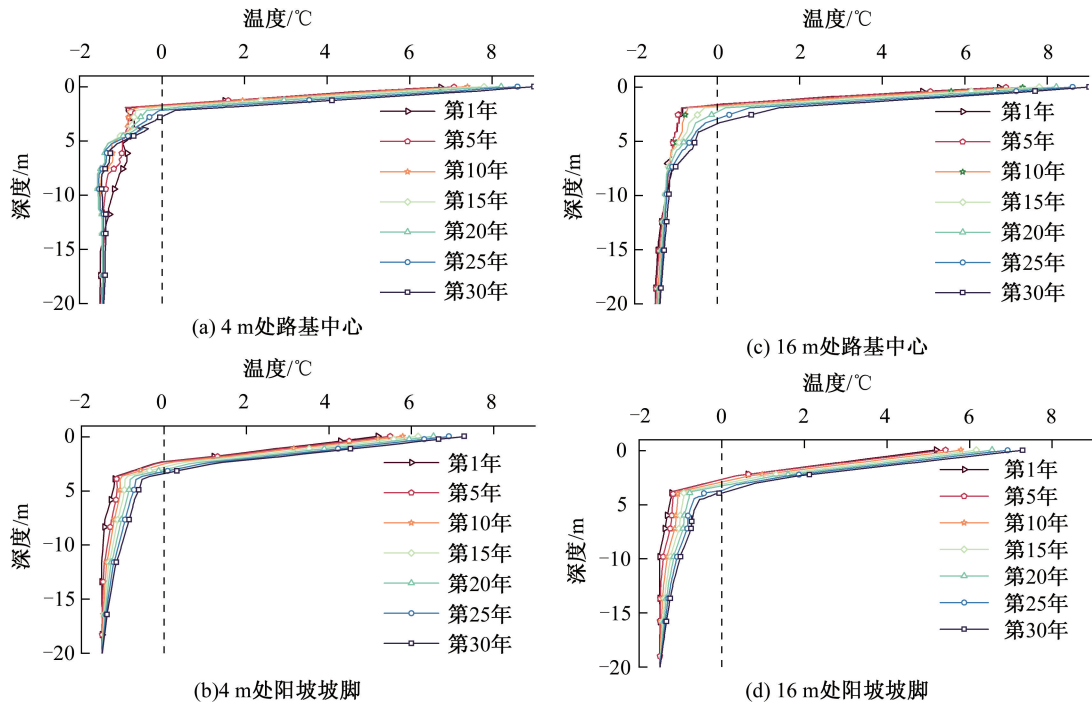


图 8 桥台后不同位置地温线

Fig. 8 Geothermal lines at different positions behind abutments

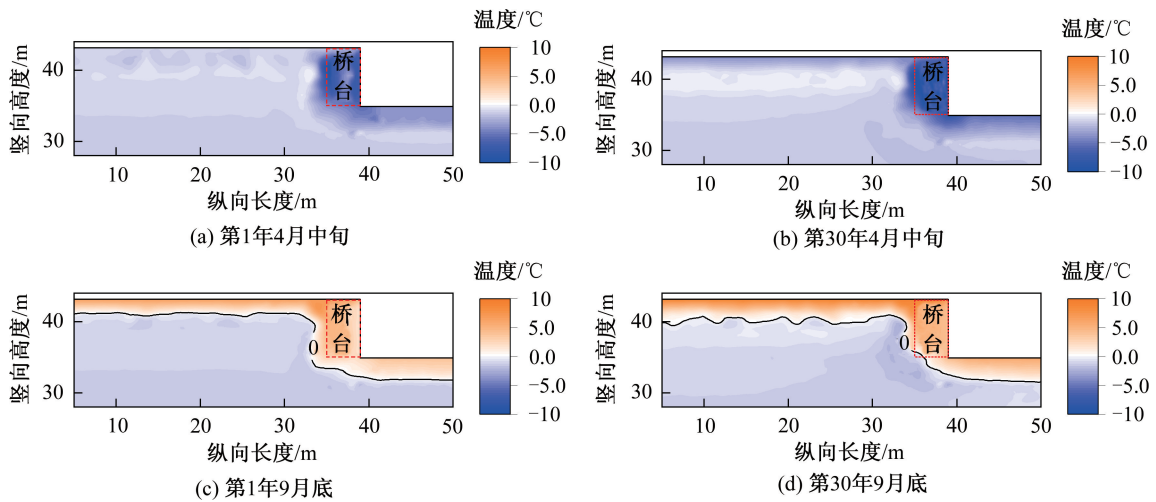


图 9 路基纵向温度对比

Fig. 9 Longitudinal temperature comparison of subgrade

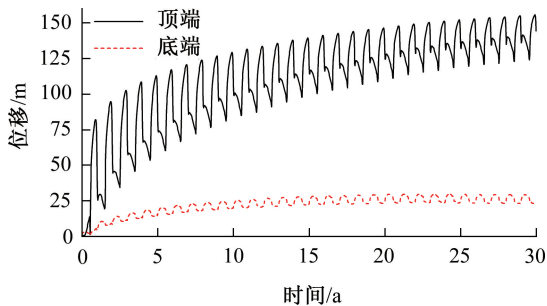


图 10 桥台顶端、底端水平位移

Fig. 10 Horizontal displacement of the top and bottom of the abutment

胀,桥台受到较大的水平推力,在水平推力的作用下桥台沿着桥梁方向发生了纵向的倾斜。

4 结论

1) 本文将水热力三维模型用于室内冻融试验模拟。将模拟结果与试验结果对比,该数值模型的温度场、变形量与试验结果基本一致,表明本模型能够有效地预测冻土桥台-路基耦合作用的温度场、位移场变化,说明本模型合理。

2)多年冻土区桥台温度场计算结果显示桥台后路基冻土上限在未来30年内总体处于不断下降趋势,阳坡侧下降明显。桥台温度边界条件低于其他边界,影响了桥台后路基的水热环境,离桥台越远路基冻土上限下降越明显。

3)多年冻土区桥台变形场计算结果显示:桥台在水平冻胀力作用下,未来30年内桥台顶端累计水平位移155.6 mm,桥台底端累计水平位移23.6 mm,桥台在桥梁方向上发生了纵向的倾斜。

参考文献:

- [1] 周有禄,熊治文,王起才,等. 青藏铁路多年冻土区桥梁墩台变形特征及成因分析[J]. 铁道标准设计, 2014, 58(04): 33-37.
- [2] YUE Z R, TAI B W, SUN T C. Analysis of temperature field characteristics based on subgrade site measurements of Harbin-Qiqihar High-Speed Railway in a deep seasonal frozen soil region [J]. Sciences in Cold and Arid Regions, 2015, 7(05): 547-553.
- [3] 牛富俊,林战举,鲁嘉濠,等. 青藏铁路路桥过渡段沉降变形影响因素分析[J]. 岩土力学, 2011, 32(S): 372-377.
- [4] 刘建坤,鲍维猛,韩小刚,等. 多年冻土区路桥过渡段一种新结构的试验观测与分析[J]. 冰川冻土, 2004, 26(6): 800-805.
- [5] 商允虎,牛富俊,刘明浩,等. 多年冻土区桥梁工程桩基础服役期温度场研究[J]. 岩石力学与工程学报, 2017, 36(9): 2313-2323.
- [6] 熊治文. 青藏铁路多年冻土区桥梁墩台变形机理及其整治技术研究[D]. 北京:中国铁道科学研究院, 2011.
- [7] 阴琪翔. 多年冻土区路桥过渡段空间温度场及变形演化特征研究[D]. 北京:中国矿业大学, 2015.
- [8] 刘晓贺,岳祖润,胡田飞. 新型寒区高速铁路路基保温强化层的抑制冻胀效果研究[J]. 铁道学报, 2022, 44(02): 108-116.
- [9] 张松,岳祖润,孙铁成,等. 季节性冻土地区铁路路基冻结深度变化规律研究[J]. 铁道建筑, 2020, 60(01): 72-76.
- [10] 李洪升,刘增利,梁承姬. 冻土水热耦合作用的数学模型及数值模拟[J]. 力学学报, 2001, 33(5): 621-629.
- [11] 宋存牛,王选仓. 季节冻土区风积沙土路基冻结过程中水热迁移数值分析[J]. 冰川冻土, 2007, 29(6): 997-1003.
- [12] ZHANG X D, WU Y J, ZHAI E C, et al. Coupling analysis of the heat-water dynamics and frozen depth in a seasonally frozen zone[J]. Journal of Hydrology, 2021, 593: 125603.
- [13] MA Q G, LUO X X, LAI Y M, et al. Numerical investigation on thermal insulation layer of a tunnel in seasonally frozen regions[J]. Applied Thermal Engineering, 2018, 138: 280-291.
- [14] HARLAN L R. Analysis of coupled heat-fluid transport in partially frozen soil[J]. Water Resources Research, 1973, 9(5): 1314-1323.
- [15] 陶文铨. 传热学[M]. 西安:西北工业大学出版社, 2006.
- [16] 卢宁, LIKOS W J. 非饱和土力学[M]. 北京:高等教育出版社, 2012: 269-287.
- [17] 孔森,温智,吴青柏,等. 热管在青藏高原多年冻土区高速公路应用中的适用性评价[J]. 中南大学学报(自然科学版), 2019, 50(06): 1384-1391.
- [18] VAN-GENUCHTEN M T. A closed-form equation for predicting the hydraulic conductivity of unsaturated soils [J]. Soil Science Society of America Journal, 1980, 44(5): 892-898.
- [19] 白青波,李旭,田亚护,等. 冻土水热耦合方程及数值模拟研究[J]. 岩土工程学报, 2015, 37(S2): 131-136.
- [20] 徐学祖,邓友生. 冻土中水分迁移的实验研究[M]. 北京:科学出版社, 1991.
- [21] 毛雪松,马彛. 基于水热耦合效应的冻土路基稳定性研究[M]. 北京:人民交通出版社, 2011: 76-85.
- [22] 曹元兵,盛煜,吴吉春,等. 上边界条件对年冻土地温场数值模拟结果的影响分析[J]. 冰川冻土, 2014, 36(4): 802-810.
- [23] 赖远明,张明义,李双洋,等. 寒区工程理论与应用[M]. 北京:科学出版社, 2009: 52-53.
- [24] 徐影,丁一汇,李栋梁. 青藏地区未来百年气候变化[J]. 高原气象, 2003(05): 451-457.
- [25] 丁靖康,韩龙武,徐兵魁,等. 多年冻土与铁路工程[M]. 北京:中国铁道出版社, 2011: 19.

(责任编辑 周雪梅)