

DOI: 10.3969/j.issn.1672-1144.2020.05.012

基于强度折减法和冻融界面理论的块石护坡铁路路基稳定性分析

侯彦东,叶泽国,周凤玺

(兰州理工大学 土木工程学院,甘肃 兰州 730050)

摘要:为进一步明确气候转暖情景下多年冻土区块石护坡铁路路基边坡在块石荷载作用下的稳定性,文章基于块石气冷路基模型计算得到温度场,通过 Surfer 及 AutoCAD 软件后处理后得到含冻融界面的几何模型。将其导入有限元数值计算软件,分别赋予不同土层随温度变化的力学参数,采用匹配了 Mohr-Coulomb 准则的 D-P 准则下的强度折减法,分别计算了高温多年冻土区块石护坡在运营第 5 年、20 年和 50 年时的安全稳定系数。结果表明:不考虑冻融界面情形下,路基边坡潜在破坏模式为路基内部整体破坏;而考虑冻融界面情形下,路基边坡潜在破坏模式为黏性土处冻融界面处局部破坏。最后,通过与之前学者的研究结果对比,发现考虑冻融界面情形下,路基边坡安全系数与路基热稳定性呈正相关,计算结果较为合理。

关键词:多年冻土区;折减系数法;冻融界面;安全系数

中图分类号: U213.1

文献标识码: A

文章编号: 1672-1144(2020)05-0067-07

Stability Analysis of Railway Embankmen Protected with Crushed Rock Revetment Based on Strength Reduction Method and Freezing-thawing Interface Theory

HOU Yandong, YE Zeguo, ZHOU Fengxi

(School of Civil Engineering, Lanzhou University of Technology, Lanzhou, Gansu 730050, China)

Abstract: In order to further clarify the stability of railway embankment slope with crushed rock revetment in permafrost area under the load of crushed rock revetment and the climate warming, the air-cooled crushed rock embankment model was employed to calculate the temperature field, and Surfer and AutoCAD software were adopted to build the geometric model with freezing-thawing interface, which was imported into the finite element numerical calculation software. The mechanical parameters that varying with temperature were given to different soil layers. The strength reduction method which matched D-P criterion of Mohr-Coulomb criterion were applied to calculate the safety and stability factors in the 5th, 20th and 50th years operation of crushed rock revetment in high-temperature permafrost crushed rock revetment. The results are as follows: without considering the freezing-thawing interface, the potential failure mode of embankment slope is the internal whole failure of embankment; considering the freezing-thawing interface, the potential failure mode of embankment slope is local failure at the freezing-thaw interface of cohesive soil; comparing with the previous research results, it is found that the safety factor of embankment slope is positively correlated with the thermal stability of embankment under the condition of considering the freezing-thawing interface, and the calculation results are more reasonable.

Keywords: permafrost region; reduction coefficient method; freeze thaw interface; safety factor

收稿日期: 2020-05-27

修稿日期: 2020-06-21

基金项目: 国家自然科学基金地区科学基金项目(41861010); 兰州理工大学红柳优青基金项目(061806)

作者简介: 侯彦东(1988—),男,山西忻州人,副教授,硕士生导师,主要从事冻土方面研究工作。E-mail: perm-rose@hotmail.com

多年冻土区道路工程往往具有重要的经济、政治及战略意义,其所涉及的冻土问题一直是国内外学者研究的热点和难点。青藏铁路自建成以来,已历经 16~17 个冻融循环^[1],其下伏土层的温度场已经发生了质的改变。大量研究表明,块石结构能有效降低路基下伏土层地温,抬升多年冻土上限。然而,块石结构也会由于其自重大,改变路基附加应力的作用范围,进而对下伏土层的承载性提出考验。

单纯利用极限平衡方法计算冻土边坡或冻土路基的稳定性结果往往并不十分理想。武鹤等^[2]利用楔形极限平衡法,考虑滑动面端摩阻力的影响推导出了边坡安全系数的公式,同时又讨论了边坡融化深度、土体黏聚力、内摩擦角、饱和重度等与安全系数之间的关系。但其并没有考虑融化层土体力学性质的改变等影响因素。李永亮等^[3]通过有限元强度折减法和传统极限平衡法的对比,利用数值模拟的方式,探究了三种失稳判断标准的适用性。但其只是考虑了在判别是否失稳时的标准,并未从根本上探究失稳的原因。还有学者采用了强度折减法,通过不断对土体的黏聚力和内摩擦角进行强度折减或者通过不断对土体尝试加载以使得边坡达到极限状态^[4]。Pei 等^[5]对普通路基和块石护坡路基在四个不同季节的应力应变状态进行了计算分析,同时给出了两种路基在不同季节的安全系数计算结果。何彬彬^[6]利用双强度折减法分析了多年冻土路基的安全稳定性,探讨了路基高度与融化盘位置的关系,研究了安全系数的变化规律,其中,融化盘位置是根据温度场数值计算结果估测的。

近年来,冻融界面这一概念越来越被国内外学者所重视,对于冻融界面的土体参数以及对土体稳定性的影响程度也成为各位学者一直探究的问题。当温度升高时,冻土内部部分土体融化,融化土与冻土之间会形成一个固液交互面,此界面即为“冻融界面”,高楠等^[7]在对冻土斜坡失稳的研究过程中,针对冻融界面进行了直剪试验,发现冻结区和融化区物理参数相差甚远,而冻融界面的性质成为了影响冻土边坡失稳的关键。彭慧等^[8]分别探讨了圆弧法和折线法对青藏高原多年冻土公路路基稳定性评价的适用性,虽提及冻融界面,但未赋予其相应土力学界面参数。褚志成等^[9]在研究多年冻土边坡在冻融作用下的稳定性时考虑了土体冻结和融化情况下土体力学性质的不同,但其并没有设置单独的冻融界面参数。

本文在计算块石护坡路基稳定性时,参考了以上学者的研究方法的优点及不足,在计算路基稳定性时,采用了折减系数法与冻融界面理论相结合的方式,并且单独设置冻融界面参数,使得稳定系数在计算过程中更加准确,能够更加清晰地描述多年冻土区铁路路基在运行过程中的稳定性情况。

1 基本理论

1.1 路基的应力应变关系

假设路基土体为各向同性的线弹性材料,并且不考虑水分、温度等因素引起路基应变。因此,静力平衡方程可表示为:

$$0 = \nabla \cdot S + F_v \quad (1)$$

式中: F_v 为自重体力; S 为总应力; S 总应力可表示为:

$$S = S_{ad} + C \cdot \varepsilon \quad (2)$$

式中: S_{ad} 为初始应力; C 为弹性刚度矩阵, $C = C(E, \nu)$; ε 为附加应力引起的应变,可表示为:

$$\varepsilon = \frac{1}{2} [(\nabla u)^T + \nabla u] \quad (3)$$

式中: u 为路基产生的位移。

1.2 数值模型的屈服及强度准则

岩土力学理论分析常使用 Mohr - Columb 准则作为强度准则,但因在三向应力状态下,摩尔 - 库仑破坏面具有角隅性质,即应力落在破坏面的尖角处,导致导数的方向不定^[10]。针对这一问题,1952 年 Drucker 与 Prager 对三向应力状态下的 Mohr - Columb 准则函数进行了改进,提出了 D - P 准则,弥补了摩尔 - 库仑准则的局限性。

赵尚毅等^[11]对基于 D - P 准则的边坡安全系数定义及其转化进行了深入研究和对比,建立了基于 D - P 准则的边坡稳定安全系数与传统 Mohr - Columb 条件下安全系数的关系表达式。在 COM-SOL 中将路基变形视为在一定范围内弹性变形,但大部分为塑性变形。因此,本文选用 D - P 准则匹配 Mohr - Columb 准则作为路基强度准则。

Mohr - Columb 强度准则表达式为^[10]:

$$F_{MC} = \frac{I_1 \sin \varphi}{3} + \sqrt{J_2} \left(\cos \theta_\sigma - \frac{\sin \theta_\sigma}{\sqrt{3}} \sin \varphi \right) - c \cos \varphi = 0 \quad (4)$$

式中: θ_σ 为应力洛德角 $\theta_\sigma = \arcsin \left[\frac{2\sigma_2 - \sigma_1 - \sigma_3}{\sqrt{3}(\sigma_1 - \sigma_3)} \right]$, $-30^\circ \leq \theta_\sigma \leq 30^\circ$; φ 为内摩擦角; c 为岩土材料的黏

聚力; I_1 为应力张量第一不变量; J_2 为应力偏量第二不变量。

D - P 强度准则表达式为^[11]:

$$F_{DP} = \alpha I_1 + \sqrt{J_2} - k = 0 \quad (5)$$

式中: α 、 k 为与岩土材料内摩擦角 φ 和黏聚力 c 有关的常数。

根据岩土力学中 Mises 屈服面与塑性流动法则,在二维平面应变的条件下, D - P 准则中的材料参数可以由材料的黏聚力和內摩擦角得出,因此:

$$\alpha = \frac{\tan\varphi}{\sqrt{9 + 12\tan^2\varphi}} \quad (6)$$

$$k = \frac{3c}{\sqrt{9 + 12\tan^2\varphi}} \quad (7)$$

1.3 冻融界面性质

多年冻土区活动层含水丰富,冻结期普遍存在丰富的地下冰晶体,融化期时部分冰晶融化为孔隙水^[7]。因为冻结锋面的下伏冻土不透水,融化的土石混合物活动层通常为高含水状态。在冻土边坡活动层开始融化时,会形成一个特殊的冻 - 融土交界面,土石混合物作为一种特殊的工程地质体^[12]。在冻结区,土体的力学性质类似于岩石,强度极大,而在正融或正冻状态的剧烈相变区内冻土的力学强度因冰水相变作用而发生较大的变化,即冻融交界面为冻结岩土体与融化或正融岩土体力学性质变化的分界^[13],往往是物理力学特性发生突变的位置。这个特殊交界面的位置、形态、附近土体温度及其参数往往是影响多年冻土区土石混合物斜坡稳定性的关键。因此,本文在计算路基稳定性时,采用了强度折减法,将冻融界面考虑到稳定性计算过程当中,试图提高多年冻土路基边坡安全系数计算结果的准确性。

1.4 强度折减法原理

强度折减有限元法是在 1975 年提出的,之后强度折减法对路基的安全稳定性计算在处理边坡问题中被广泛应用。强度折减法是在寻找土体的极限状态时,通过工况的实际情况不断地尝试对土体的黏聚力和摩擦角进行折减,使土体达到破坏状态^[14]。具体过程为:将土体黏聚力和內摩擦角进行折减,再将它们导入模型中进行计算。经过多次计算直至计算结果不收敛,最终求得的该极限状态下的折减系数即为此时工况的安全系数。

强度折减法的具体公式为:

$$c' = \frac{c}{F} \quad (8)$$

式中: c 为强度折减前土体的黏聚力; c' 为强度折减后土体的黏聚力; F 为路基的安全系数。

$$\tan\varphi' = \frac{\tan\varphi}{F} \quad (9)$$

式中: φ 为强度折减前土体的內摩擦角; φ' 为强度折减后土体的內摩擦角; F 为路基的安全系数。

2 几何模型确定过程

由于本文计算安全稳定系数时考虑了冻融界面理论,所以除了基本的建模过程外,还需要进行多软件联合操作,来实现强度折减法和冻融界面理论相结合的计算过程。具体方法如下:

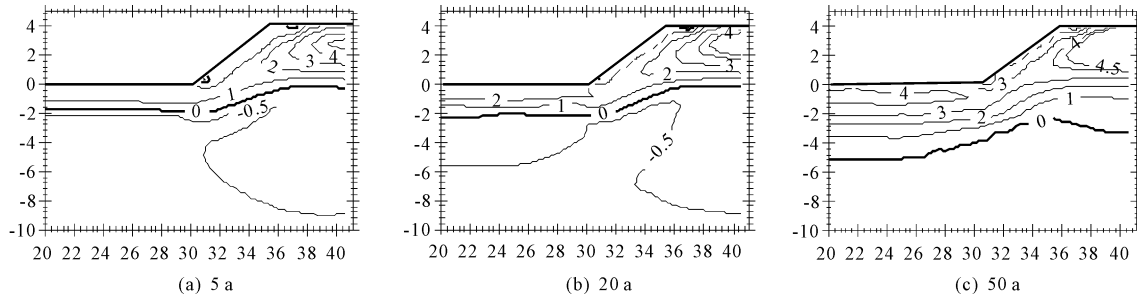
(1) 将 FLUENT 计算完成的路基温度场进行后处理,以文件的形式导入到 Surfer 绘图软件中,根据温度场数据建立网格,画出温度等值线图,准确定位 0℃ 等温线,即冻融交界面。

(2) 将在 Surfer 中找到的 0℃ 等温线保存为 dxf 格式,以便于在 AutoCAD 中打开,同时,删减掉多余的等温线及模型边框,将 0℃ 等温线,也就是冻融界面,将其竖直上下偏移一定距离(本文取 30 cm)便能得到的冻融交界带。

(3) 将建立好冻融带的 AutoCAD 文件另存为 dxf 格式,之后在 COMSOL 软件中将另存的 dxf 文件打开,与提前建立好的二维路基模型形成联合体;在 COMSOL 软件中,建立不同变量,分别设置各个土层和各个土层冻融界面参数,赋予土层参数和处于不同土层中冻融界面的参数。

3 几何模型及参数设置

本文将 Hou 等^[15]对年平均地温为 -0.5℃ 的块石护坡路基在 RCP4.5 排放情景下运营至第 5 年、20 年和 50 年 10 月 15 日(此时下部的土层达到最大融化深度)温度场计算结果为块石护坡路基力学参数的计算基础,如图 1 所示。从 -0.5℃ 等温线的演化过程可以看出,块石护坡路基从 5 a 运营至 20 a 期间,块石护坡结构可有效消散路基布设期间引起的热扰动,并降低其正下方多年冻土温度,20 a 时路基热稳定状态明显优于 5 a 时的情形。而对比 20 a 和 50 a 的温度场可以发现,路基运营至 50 a 时天然上限和路基下部的人为上限均由于气候变暖的影响而明显下降,下伏冻土也增温明显,热稳定状态也明显弱于 20 a 时的情形。

图 1 高温冻土区块石护坡路基温度场^[10]

将温度场计算结果导入 COMSOL 有限元软件,之后把温度与参数的关系式以变量的形式编写入 COMSOL 有限元软件计算模型中,使得模型能够自动根据各个土层中点的温度选取参数进行计算。参数的设置主要分为两个部分:土体参数、冻融界面参数。其中路基下部土层从地表处往下依次为砂土(厚度 2 m)、黏土(含土冰层,厚度 4 m)和强风化泥岩(未见底)温度与冻土力学参数的关系式参考文献[16]如下:

$$E = a_1 + b_1 |T|^m \quad (10)$$

$$v = a_2 + b_2 |T| \quad (11)$$

$$c = a_3 + b_3 |T| \quad (12)$$

$$\varphi = a_4 + b_4 |T| \quad (13)$$

式中: m 为弹性模量非线性指数取 0.6; E 为土体的弹性模量; v 为土体的泊松比; c 为土体的黏聚力; φ 为土体的摩擦角; a_1 — a_4 、 b_1 — b_4 为试验常数,土体处于融化状态时 b_1 — $b_4 = 0$ 。土层的力学参数如表 1 所示。主要通过公式(10) — 公式(13)和表 1 的参数设置路基填土、砂土、黏土和强风化泥岩等土层的力学参数。

基于高墙^[7]的研究成果确定了冻融界面的参数设置,其中内摩擦角和黏聚力如表 2 所示。根据表格中的参数,砂土层选择含水率 13% 时的界面参数,粉土层选取含水率为 25% 时的冻融界面参数,黏土层选取含水率为 25% 时的冻融界面参数进行计算。

表 1 各层土体的试验参数

土层	a_1 /MPa	b_1	a_2	b_2	a_3 /MPa	b_3	a_4	b_4	$C_1/10^{-7}$	C_2	C_3	C_4
路基填土	61.0	53.0	0.35	-0.007	0.030	0.094	23.0	9.50	3.679	1.181	0.0770	0.535
砂土	44.5	39.5	0.37	-0.007	0.090	0.092	22.5	8.75	3.331	1.126	0.0710	0.529
黏土	2.0	55.0	0.40	-0.010	0.007	0.320	12.0	15.00	1.430	1.745	0.1535	0.483
风化泥岩	140.0	108.0	0.25	-0.040	0.100	0.240	28.0	11.00	2.875	1.065	0.0590	0.517

表 2 冻融界面物理参数

土层	砂土		粉土		黏土			
含水率/%	13.00	16.00	19.00	19.00	22.00	25.00		
摩擦角/(°)	38.55	36.10	35.21	11.54	9.50	8.31		
黏聚力/kPa	—	—	—	5.01	4.13	2.50		
					3.70	2.78		
						1.45	1.14	0.85
								1.32

4 荷载及边界条件设置

荷载和边界条件的设置可以引起应力应变计算结果的变化,荷载和边界的类型也有很多种。本文对路基稳定性的计算中,不考虑温度场和水分场的变化,故边界条件都设置为力学边界。在已有研究中,其他的专家学者在研究块石护坡路基稳定性时,往往只考虑块石护坡施加后对路基温度场的影响,而忽略了块石护坡自身重力对路基所产生的力学效

应。本文不仅考虑块石护坡对路基产生的热学影响,同时考虑块石护坡因自身重力产生的对路基和下部土层产生的力学影响,进而探究块石护坡对铁路路基的综合效果。本文首先依据花岗岩的密度及多孔介质的孔隙率计算了块石结构的等效重度,在块石护坡铺设的位置按照不同位置处块石结构自重应力荷载大小不同而分段设置了线性荷载,用来等效块石护坡对路基和下部土层的荷载。坡脚处荷载长度为 1.5 m,大小从 0 N/m 到 23 520 N/m,边坡上

第一段为均布荷载,其大小为 23 520 N/m,之后逐渐减小为 0 N/m,路基上部为竖直向下的 48 031.08 N/m 的铁路荷载,如图 2 所示。

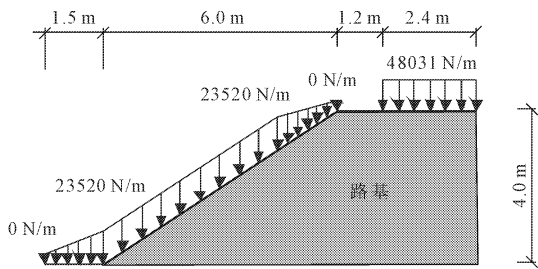


图 2 块石护坡路基荷载分布

5 结果分析与讨论

5.1 块石护坡路基位移场对比分析

根据之前学者对冻土边坡稳定性的研究,笔者以文献[15]中所计算的路基温度场为基础,计算了高温冻土区块石护坡路基运营第 5 年、第 20 年和第 50 年的安全系数,结果如表 3 所示。可以看出,考虑冻融界面情况下路基边坡安全系数随着铁路的运营时间的增长有先增加后减小的规律,而不考虑冻融界面情况下路基边坡安全系数似乎与路基的运营时间关系不大,均维持在 2.8 左右的水平。此外,还将考虑冻融界面理论和不考虑冻融界面情况下的路基的总位移及 X 方向位移分量进行了对比分析,如图 3—图 8 所示。

表 3 路基运行 5 a、20 a 和 50 a 的安全系数

运行年份/a	安全系数	
	考虑冻融界面	不考虑冻融界面
5	1.05	2.81
20	1.32	2.78
50	0.84	2.78

对比图 3 和图 4 中总位移在 X 方向的分量可得,在不考虑冻融界面时,强度折减至极限状态下,路基的内部出现一个从路基中心向左延伸至坡脚的潜在滑移面,即潜在滑移面出现在了路基内部,而未出现在冻土上限附近冻融界面处,路基潜在破坏模式为整体破坏。对比图 4 中考虑冻融界面后 X 方向位移分量和总位移,可以发现,在考虑冻融界面后,强度折减至极限状态下,最大的位移差的位置出现在路基下部黏土层(含土冰层)中冻融界面处,路基潜在破坏模式为局部破坏,这与前人对冻土边坡失稳机理的诠释^[17]是一致的。同时,考虑和不考虑冻融界面情况下路基的安全系数计算结果也差异较大,分别为 1.05 和 2.81。由此可见,冻融界面的存在

对路基的安全稳定性分析结果有着至关重要的影响。

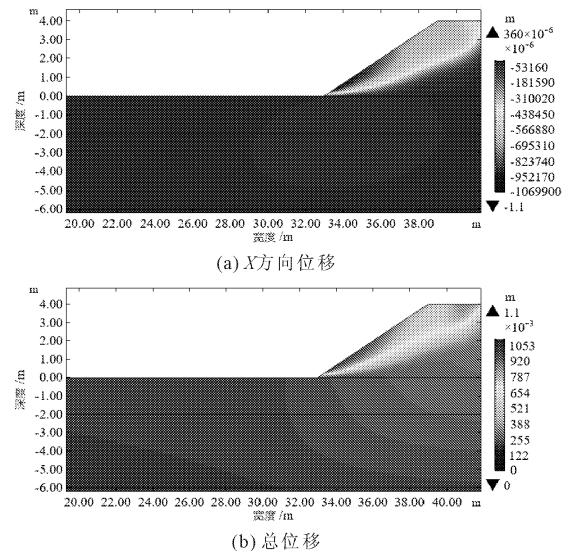


图 3 不考虑冻融界面时路基运行 5 a 时极限状态下 X 方向位移分量与总位移云图

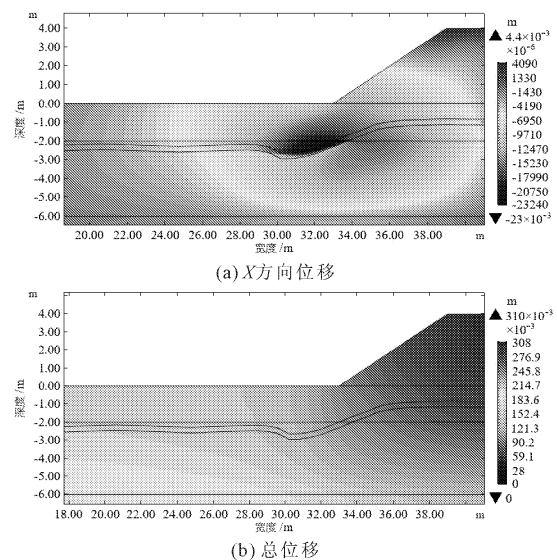


图 4 考虑冻融界面后路基运行 5 a 时极限状态下 X 方向位移分量与总位移云图

同样的,从图 5、图 6 可得,在路基运行 20 a 时,采用强度折减法折减至极限状态下,路基及下部土层中 X 方向位移分量和总位移规律与运行至 5 a 时基本相同,路基及地基土的潜在破坏模式也基本相同。然而,考虑冻融界面情况下,路基下部土体潜在破坏时, X 方向的位移大小和局部破坏的位置(最大位移差发生的位置)也相比于 5 a 时的情形也发生了变化。从表 3 可以看出,20 a 时路基安全系数也从 5 a 时的 1.05 增至 1.31,这与块石护坡在 5 a~20 a 期间对路基下伏土层温度场的改善(上限位置的调整及上限附近土体温度的降低)有很大的关系。

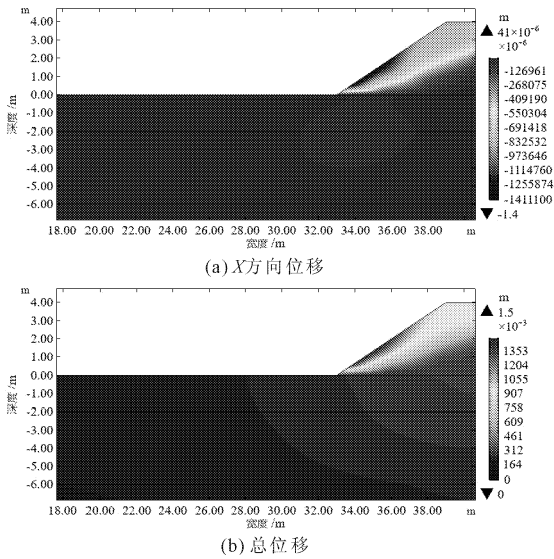


图 5 不考虑冻融界面时路基运行 20 a 时极限状态下 X 方向位移分量与总位移云图

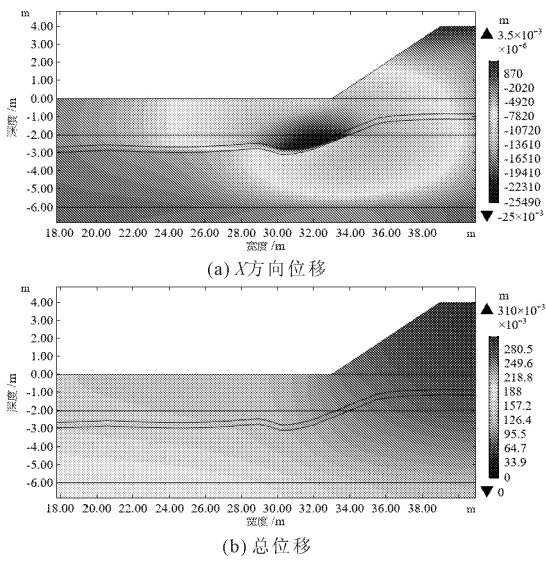


图 6 考虑冻融界面后路基运行 20 a 时极限状态下 X 方向位移分量与总位移云图

由图 1 可知,当路基运行至第 50 年,天然场地冻融界面下降至 -5 m,路基中心位置下降至 -3.2 m 左右。由图 7 来看,在不考虑冻融界面时,潜在滑动面仍出现在路基内部,从路基中心向左延伸至路基坡角处,最大位移差能够达到 0.16 m。而从图 8 来看,考虑冻融界面情况下,强度折减到极限状态时 X 方向位移分量在路基坡脚正下方 -4 m 以上范围内,位移差有一个明显的突变过程,最大值达 0.04 m,同时,冻融界面附近,多处都出现了数值不同的位移突变点。纵观图 4、图 6 和图 8 中考虑冻融界面时总位移云图,在运行的第 50 年,考虑冻融界面情形下,潜在局部破坏位置由单点转变为多点

且存在逐渐向路基中心迁移的趋势,同时,路基边坡安全系数也由 20 a 时的 1.31 降低至 0.85。这是由于当路基运营至 50 a 时,路基下部冻融界面所处土层已经由沙土层为主转变为黏性土层为主。由表 2、表 3 及文献 [7] 可知,当黏性土为含土冰层时,冻融界面处强度参数相比于冻结区衰减非常显著,而当砂类土为含土冰层时,冻融界面处强度参数几乎不变。此外,路基运营至 50 a 时,冻融界面的规模、形态的发展变化也对该计算结果产生了显著影响。

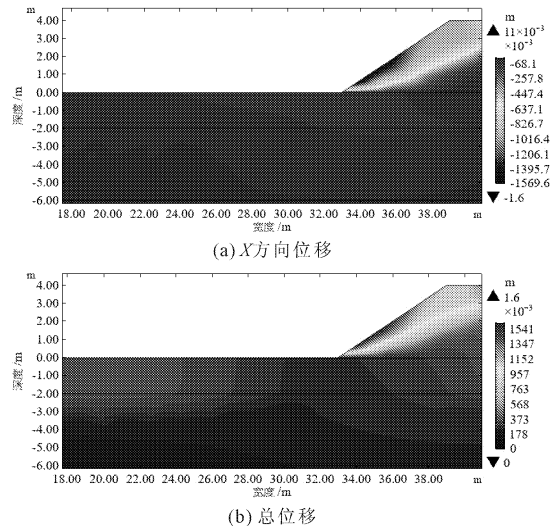


图 7 不考虑冻融界面时路基运行 50 a 时极限状态下 X 方向位移分量与总位移云图

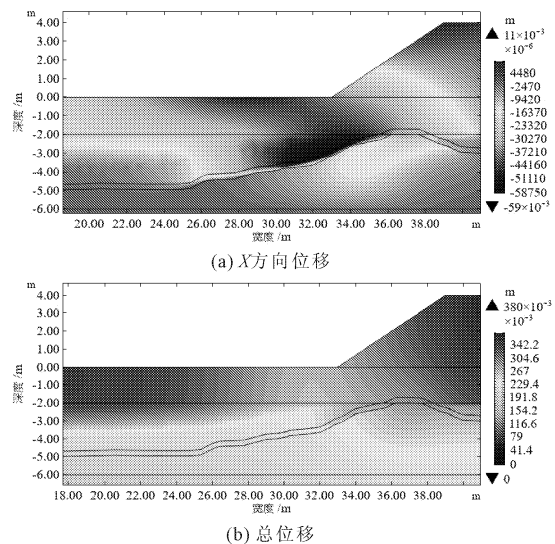


图 8 考虑冻融界面后路基运行 50 a 时极限状态下 X 方向位移分量与总位移云图

5.2 安全系数计算结果可靠性讨论

本文分别对高温冻土区块石护坡路基考虑和不考虑冻融界面两种情况下的安全系数进行了计算,结果表明,考虑和不考虑冻融界面情形下路基边坡

的安全系数差异较大,破坏模式则分别呈破脚处上限位置黏土层(含土冰层)中的局部破坏和路堤填土整体破坏;考虑冻融界面情形下,路基边坡安全系数和人为上限附近土层温度、所处位置、形态及路基下部温度场关系密切,而不考虑冻融界面情形下路基边坡安全系数和路基下部温度场似乎关系不大。

由于冻融界面准确定位、不同位置土层强度参数准确划分,运行至第5年时,由于路基铺设时对地基温度场产生了热扰动,上限附近温度较高,安全系数仅为1.05;运行至20a时由于上限附近热稳定性改善,安全系数增至1.32;运行至50a时,由于上限下降,原上限附近冻土部分已经融化,说明此时路基已处于热不稳定状态,但在该状态下不考虑冻融界面情形下安全系数计算结果仍高达2.78,反观考虑冻融界面的情形,此时潜在破坏面全部出现在黏土层(含土冰层)中,安全系数降低至0.84,说明考虑冻融界面情形下,强度折减的极限状态的位移云图能很好反映路基热稳定性降低对路基边坡稳定性造成的不利影响。

总体来看,考虑冻融界面情形下,路基边坡安全系数与路基热稳定性呈正相关,计算结果较为合理。此外,过去多项研究表明,冻融斜坡滑动面多位于黏土与上限附近的冰层的交界面^[18],这也与本文考虑冻融界面情形的研究结果相契合。因此,在作多年冻土路基边坡评估时(特别是当冻融界面出现在粘性土层中时)应明确冻融界面力学参数、准确定位人为上限所处位置、形态、及其附近冻土温度。

6 结 论

(1) 当采用强度折减法计算至极限状态时,不考虑冻融界面情形下,路基边坡潜在破坏模式为路基内部整体破坏;而考虑冻融界面情形下,路基边坡潜在破坏模式为黏性土(含土冰层)层冻融界面处局部破坏。

(2) 不考虑冻融界面情形下,安全稳定系数计算结果偏大且与下伏土层热状态关系不大;而考虑冻融界面情形下,安全系数计算结果与冻融界面力学参数、人为冻土上限所处位置、形态及其附近冻土温度密切相关。

参考文献:

[1] 马 巍,穆彦虎,李国玉,等.多年冻土区铁路路基热状况对工程扰动及气候变化的响应[J].中国科学(地球科学) 2013,43(3):478-489.
[2] 武 鹤,刘春龙,葛 琪.寒区土质边坡冻融滑塌影响因素的研究[J].水利与建筑工程学报,2015,13(1):1-5.

[3] 李永亮,周国胜,李永鹏.有限元强度折减法边坡失稳判据的适用性研究[J].水利与建筑工程学报,2018,16(5):125-129.
[4] 齐小静,石自堂,崔金鹏.基于强度折减法的土石坝稳定性分析及失稳判据选择研究[J].水利与建筑工程学报,2016,14(2):104-108.
[5] Pei W S, Zhang M Y, Li S Y, et al. Thermo-mechanical stability analysis of cooling embankment with crushed-rock interlayer on a sloping ground in permafrost regions [J]. Applied Thermal Engineering, 2017(125):1200-1208.
[6] 何彬彬.基于强度折减法的多年冻土路基稳定性分析[D].兰州:兰州理工大学,2016.
[7] 高 楷,温 智,王大雁,等.基于冻融交界面直剪试验的冻土斜坡失稳过程研究[J].岩土力学,2018,39(8):2814-2822.
[8] 彭 惠,金 龙,刘志云,等.多年冻土地区路基稳定性计算方法及适应性研究[J].路基工程,2019(6):41-46.
[9] 褚志成,雷胜友,原喜忠,等.冻融作用下多年冻土边坡局部稳定性研究[J].水利与建筑工程学报,2019,17(6):23-28.
[10] 甄田田,荣传新,程 桦,等.论D-P系列强度准则边坡安全系数的转换本质[J].科学技术与工程,2016,16(22):231-234,239.
[11] 赵尚毅,郑颖人,时卫民,等.用有限元强度折减法求边坡稳定安全系数[J].岩土工程学报,2002(3):343-346.
[12] 邓爱平.基于冻融界面对路基土体抗剪强度的影响研究[J].湖南交通科技,2017,43(3):91-93.
[13] 杨让宏,朱本珍.冻融交界面变化对于多年冻土区斜坡路堤稳定性的影响分析[J].兰州交通大学学报,2010,29(3):1-6.
[14] 姚劲松,蔡 鹏.整体与局部强度折减法在边坡稳定分析中的对比研究[J].水利与建筑工程学报,2020,18(2):76-81.
[15] Hou Y D, Wu Q B, Wang K G, et al. Numerical evaluation for protecting and reinforcing effect of a new designed crushed rock revetment on Qinghai-Tibet Railway. Renewable Energy [J]. Cold Regions Science and Technology, 2020,156:645-654.
[16] 张明礼,温 智,薛 珂,等.青藏铁路多年冻土区润湿地段斜坡路基温度与变形分析[J].岩石力学与工程学报,2016,35(8):1677-1687.
[17] 靳德武,孙剑锋,付少兰.青藏高原多年冻土区两类低角度滑坡灾害形成机制探讨[J].岩土力学,2005,26(5):774-778.
[18] 靳德武,牛富俊,李 宁.青藏高原多年冻土区斜坡稳定性研究进展[J].水文地质工程地质,2006(4):98-102.