

DOI: 10.11779/CJGE201510012

季节性寒区隧道围岩融化分析的一种解析计算方法

冯 强^{1, 2}, 王 刚^{1, 2}, 蒋斌松³

(1. 山东省土木工程防灾减灾重点实验室, 山东 青岛 266590; 2. 山东科技大学土木工程与建筑学院, 山东 青岛 266590;

3. 中国矿业大学深部岩土力学与地下工程国家重点实验室, 江苏 徐州 221116)

摘要: 融化与冻胀是影响寒区隧道围岩稳定的重要因素, 为分析季节性寒区隧道融化时围岩应力分布规律, 建立了一种理论分析模型。该模型是在围岩先发生冻胀的基础上进行的, 考虑了冻结围岩融化时体积的缩小和融化围岩在荷载作用下的压缩过程, 即当冻结围岩融化时体积缩小, 融化范围外侧的围岩将向隧道方向移动, 并对融化围岩进行压缩变形, 当达到平衡后又有一部分冻结围岩进入融化圈范围内, 使得该部分冻结围岩再次融化, 外侧围岩再次移动, 融化围岩再次压缩, 最后再次达到平衡, 如此往复, 直至整个系统稳定为止。为简化分析, 认为所有过程均是一次完成, 且冻结围岩融化时体积的缩小量近似等于围岩冻结时体积的膨胀量; 而融化围岩的压缩过程是将融化围岩和衬砌看作一复合支护结构并进行受力压缩的过程。通过算例分析可知: 冻结围岩融化后, 衬砌中的最大主应力有所减小, 融化范围内的围岩应力减小明显, 而未融化范围内(冻结状态)围岩由于几何尺寸的变化使得环向应力有所增加; 同时进一步分析了冻胀线应变、地应力以及融化半径对融化过程的影响规律。该融化分析模型较好的吻合现场的实际情况, 对寒区隧道围岩融化研究具有一定的参考意义, 能较好地指导寒区隧道设计。

关键词: 季节性寒区隧道; 融化; 体积缩小; 复合支护; 计算模型; 解析解

中图分类号: TU452 文献标识码: A 文章编号: 1000-4548(2015)10-1835-09

作者简介: 冯 强(1985-), 男, 山东乳山人, 讲师, 博士, 主要从事岩石力学理论与工程研究。E-mail: fqcumt@163.com。

Analytical method for thawing analysis of surrounding rock in seasonal cold region tunnels

FENG Qiang^{1, 2}, WANG Gang^{1, 2}, JIANG Bin-song³

(1. Shandong Provincial Key Laboratory of Civil Engineering Disaster Prevention and Mitigation, Qingdao 266590, China; 2. School of

Civil Engineering and Architecture, Shandong University of Science and Technology, Qingdao 266590, China; 3. State Key Laboratory For

Geomechanics and Deep Underground Engineering, China University of Mining & Technology, Xuzhou 221116, China)

Abstract: Thaw and frozen heave are both the important factors for the stability of surrounding rock in cold region tunnels. A theoretical model is established to study the stress distribution when the surrounding rocks melt in seasonal cold region tunnels. The model is based on the condition that frost heave occurs firstly in the surrounding rocks, and the deflation in volume and the compression progress of thawing surrounding rocks under load when the frozen surrounding rocks melt are considered. When the frozen surrounding rocks melt and the volume reduces, the surrounding rocks outside the thawing range move to the tunnel, the thawing surrounding rocks are compressed and deformation occurs. After the balance is reached, other frozen surrounding rocks also enter the thawing range. They will also melt and the surrounding rocks outside them also move to the tunnel. The melting surrounding rocks are compressed again and the new balance is reached at last. The phenomenon is repeated, until the entire system is stable. In order to simplify the analysis, it is assumed that all progress is completed one time and the deflation in volume when the frozen surrounding rocks melt is approximately equal to the frost heave. The lining and thawing surrounding rocks are regarded as a composite retaining structure. Its deformation is regarded as the compression process of thawing surrounding rocks. The results of the example show that when the frozen surrounding rocks thaw, the maximum principal stress in lining will reduce and the stress in thawing range will also decrease distinctly. The stress in the surrounding rocks without thaw increases due to the change of geometrical sizes. In addition, the influence law of the linear strain of frost heave, geostress and thawing radius is analyzed. The proposed model can well reflect the actual situation in the field. It may

基金项目: 国家自然科学基金项目(51508314, 51279097, 51379117);
国家重点基础研究发展计划(“973”项目)(2014CB046300); 山东科技大学科研创新团队(2012KYTD104); 山东科技大学人才引进科研启动基金项目(2015RCJJ061)

收稿日期: 2015-01-04

provide a certain reference for the thawing study of surrounding rocks in cold region tunnels and well guide the design of cold region tunnels.

Key words: seasonal cold-regional tunnel; thaw; volume deflation; composite support; computational model; analytical solution

0 引言

在青藏铁路的修建期间,中国冻土力学得到了快速的发展。随着西部大开发及振兴东北老工业基地国家政策的实施,越来越多的寒区工程将被建设。随着环境的四季更替,寒区工程经历着反复的冻结与融化,产生冻胀和融沉变形,两种现象都给工程带来了极大的危害。目前很多学者已在冻胀变形、冻胀力求解、冻胀模型的建立以及冻土的各种物理力学性质等方面取得了丰硕的成果^[1-5],但是对于围岩融化分析聚焦程度不足,成果较少。融化阶段的冻土融沉、土体本构关系变化、融土二次压缩和固结及土体开挖卸荷等过程的研究对于评价寒区工程的稳定性同样至关重要。例如在青藏高原风火山,在山脚下进行了小范围的挖方,几个月中,小坑变成大沟,3年后一直发展到山顶,对边坡的稳定影响甚大。

冻土融化时,存在于其中的各种构造的冰融化成水,在外荷载的作用下沿孔隙逐渐排出将使土产生融沉变形。从20世纪30年代开始,许多学者特别是苏联的学者就已开始研究冻土融化时的沉降,如拉普金把冻土的融化沉降分成两部分:“标准融化沉降”(因融化引起的沉降和在一定压力下恒定的压缩沉降部分)和“可变压缩沉降”^[6]。后来很多学者主要通过试验方法从不同的侧面来研究融化过程。例如:周国庆通过试验研究了饱水砂层竖向冻结及融化过程中结构切向受力的变化,试验结果表明饱和砂土的融化过程可分为负温升温、相变和自由水升温3个阶段,相应的沉降变形经历了开始、急降和缓降3阶段^[7]。宋珲等对季节性冻土地区路基的冻胀与融沉研究后指出,土体融沉与土质、含水率、土体密度荷载有关,颗粒成分是影响融沉系数的重要因素^[8]。Nixon等建立了一维变边界条件的融沉模型,可以用来进行一维情况下的融沉预测^[9]。李永波等利用自制的冻土-桩动力相互作用试验模型系统,研究了冻结及上层融化冻土中模型桩基的桩头位移-荷载关系、桩基水平动刚度变化及桩身弯矩分布情况;得出对于多年冻土区桩基工程,应特别重视夏季上层冻土融化时可能出现的震害^[10]。金龙等充分考虑了温度、水分、应力的影响,通过引入场变量孔隙比 e ,构建了高含冰量冻土的融化压缩变形理论模型;反映了温度是融沉变形的触发条件,土体的压缩排水则是变形发生的根本原因^[11]。

对于寒区隧道围岩融化分析,目前的成果更是少之又少,同样也主要是针对多年冻土地区,该地区的隧道围岩在未进行施工扰动时,常年处于冻结状态,开挖后,由于一系列的施工活动使得冻结围岩原有的热平衡遭到破坏,开始产生融化导致围岩破碎地段发生掉块、坍塌等现象。盛智平利用ANSYS软件通过赋予冻结前后围岩的物理参数,对多年冻土隧道围岩融化圈深度对隧道稳定性影响进行了分析,得到通过尽量减小融化圈的范围来减小围岩位移和塑性区的范围,从而保证隧道施工的安全^[12]。夏才初等同样针对多年冻土隧道,将围岩分为融化区和未融化区,建立并求解了融化作用下多年冻土隧道围岩弹塑性模型,最终确定了施工中容许的最大围岩融化深度^[13]。这些成果都没有很好的反映围岩融化出现的两部分变形,只是将融化围岩的相关参数进行一定程度的折减,从而得出塑性区范围。

针对季节性寒区隧道,本文主要建立了一种能够反映寒区隧道围岩融化时的两个变形过程(融化体积缩小过程和融化围岩的压缩变形过程)的模型。融化体积缩小主要是近似等于文献[14]中由于冻胀产生的膨胀体积,融化围岩的压缩变形过程主要是采用复合支护结构模型来进行分析。该解析模型能够更准确的反映实际的工程情况,可为寒区隧道工程融化分析提供一定的理论依据,对数值模拟和物理模拟具有一定的参考意义。

1 基本假设

为分析季节性寒区隧道冻结围岩在融化作用下的应力解答,现做出如下假设以简化问题:

- (1) 隧道断面为圆形,处于静水应力场中。
- (2) 未冻结围岩、冻结围岩、融化围岩以及支护结构均视为弹性介质。
- (3) 忽略各界面处的剪应力。
- (4) 隧道轴向尺寸比径向尺寸大很多,按平面应变问题处理,应力、应变以压为正。
- (5) 当冻结围岩融化时,冰变成水体积缩小,外部围岩将一次性向隧道内移动。
- (6) 忽略融化圈的扩展时间。
- (7) 冰融化的水仍均匀分布于围岩中。

2 季节性寒区隧道融化计算模型的建立

季节性寒区隧道围岩受气温影响可将整个过程分为两部分: 一是在进入秋冬季时, 受低温影响围岩发生冻胀; 二是当进入春夏季节时冻结围岩开始逐渐融化。下面只针对该类隧道融化过程建立模型进行分析, 如图 1。

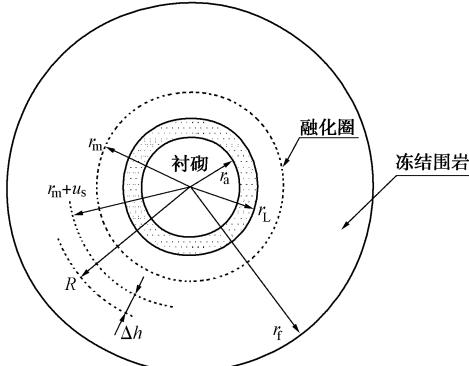


图 1 季节性寒区隧道融化分析模型

Fig. 1 Melting model of seasonal cold-region tunnel

在融化过程中, 0°C 温度线到达 r_m 时, 即融化圈所在位置, 该范围内的冻结围岩将发生融化, 体积缩小, 产生 Δh_1 的距离, 外侧围岩($r > r_m$)向内移动, 融化后的围岩被压缩产生 u_{s1} 的位移; 同时又有 u_{s1} 厚度的冻结围岩再次融化, 产生收缩距离 Δh_2 , 外侧围岩再次向内移动, 使得融化围岩受压产生 u_{s2} 的位移, 如此继续进行, 直至整个系统稳定, 即达到平衡状态为止。最终融化的冻结围岩半径为 R_1 , 融化产生的总收缩距离为 Δh , 融化围岩受外侧围岩压缩产生的总距离为 u_s 。

3 模型的求解

3.1 融化围岩冻结时的弹性解答

季节性寒区隧道融化之前必先进行围岩的冻结, 其冻结计算模型如图 2 所示。

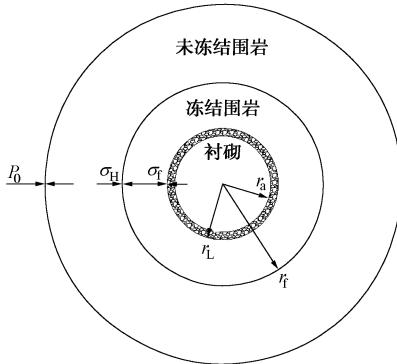


图 2 季节性寒区隧道冻结分析模型

Fig. 2 Freezing model of seasonal cold-region tunnel

参考文献[3]可知, 冻结完成时在半径 r_L , r_f 处的

应力分别为

$$\begin{cases} \sigma_H = \frac{A_1 B_2 - B_1 (A_3 - A_4)}{A_1 A_5 - A_2 (A_3 - A_4)} \\ \sigma_f = \frac{B_1 A_5 - A_2 B_2}{A_1 A_5 - A_2 (A_3 - A_4)} \end{cases}, \quad (1)$$

式中,

$$\begin{cases} A_1 = \frac{2(\mu_f^2 - 1)r_L^2}{E_f(r_f^2 - r_L^2)} \\ A_2 = \frac{(1 + \mu_f)[1 - 2\mu_f + (r_L/r_f)^2]r_f^2}{E_f(r_f^2 - r_L^2)} + \frac{1}{2G_0} \\ A_3 = \frac{(1 + \mu_f)[2\mu_f - 1 - (r_f/r_L)^2]r_L^2}{E_f(r_f^2 - r_L^2)} \\ A_4 = \frac{(1 + \mu_L)[1 - 2\mu_L + (r_a/r_L)^2]r_L^2}{E_L(r_L^2 - r_a^2)} \\ A_5 = \frac{2(1 - \mu_f^2)r_f^2}{E_f(r_f^2 - r_L^2)} \end{cases}, \quad (2)$$

$$\begin{cases} B_1 = \frac{P_0}{2G_0} + \frac{(1 + \mu_f)(1 - 2\mu_f)P_0}{E_f} + (1 + \mu_f)\varepsilon_0 \\ B_2 = \frac{(1 + \mu_f)(1 - 2\mu_f)P_0}{E_f} + (1 + \mu_f)\varepsilon_0 \end{cases}, \quad (3)$$

当 $r = R_1$ 时,

$$\sigma_R = \frac{(r_f/R_1)^2 - 1}{(r_f/r_L)^2 - 1} \sigma_f + \frac{1 - (r_L/R_1)^2}{1 - (r_L/r_f)^2} \sigma_H. \quad (4)$$

3.2 融化后未冻围岩和剩余冻结围岩的应力与变形解答

季节性寒区隧道融化是在冻结过程完成后进行的, 所以在分析时以冻结完成时的状态为起始状态。根据第 2 节的分析, 设隧道处于静水应力场中, 大小为 P_0 , 冻结半径为 r_f , 融化时冻结圈外边缘的应力由 σ_H 变为 σ'_H , 完成后冻结围岩与融化围岩界面上的应力由 σ_R 变为 σ'_R , 则对于 $r > R_1$ 范围的围岩建立计算模型如图 3 所示。

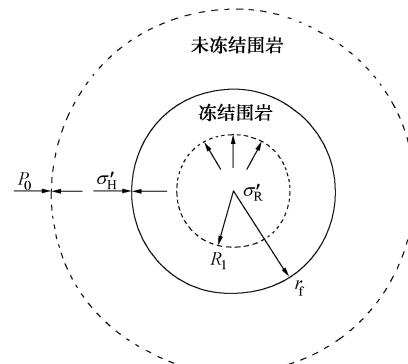


图 3 融化作用后的未冻围岩与冻结围岩的计算模型

Fig. 3 Model of frozen zone and unfrozen zone after melting

(1) 未冻围岩应力与位移的解答

未冻围岩应力场为

$$\begin{cases} \sigma_r^{\text{m-unf}} = P_0 - (P_0 - \sigma'_H) \left(\frac{r_f}{r} \right)^2 \\ \sigma_\theta^{\text{m-unf}} = P_0 + (P_0 - \sigma'_H) \left(\frac{r_f}{r} \right)^2 \end{cases}, \quad (5)$$

式中, 上标“m-unf”表示融化模型中未冻结围岩。

以冻结完成状态为起始状态, 应力的变化为

$$\begin{cases} \Delta\sigma_r = \left(\frac{r_f}{r} \right)^2 (\sigma'_H - \sigma_H) \\ \Delta\sigma_\theta = \left(\frac{r_f}{r} \right)^2 (\sigma_H - \sigma'_H) \end{cases}.$$

径向位移为

$$u^{\text{m-unf}} = \frac{(\sigma_H - \sigma'_H) r_f^2}{2G_0} \frac{1}{r}, \quad (7)$$

式中, G_0 为未冻围岩的剪切模量。

(2) 剩余冻结围岩的应力与位移的解答

根据弹性力学厚壁圆筒理论, 可求得该区应力为

$$\begin{cases} \sigma_r^{\text{m-f}} = \frac{(r_f/r)^2 - 1}{(r_f/R_1)^2 - 1} \sigma'_R + \frac{1 - (R_1/r)^2}{1 - (R_1/r_f)^2} \sigma'_H \\ \sigma_\theta^{\text{m-f}} = \frac{(r_f/r)^2 + 1}{1 - (r_f/R_1)^2} \sigma'_R + \frac{1 + (R_1/r)^2}{1 - (R_1/r_f)^2} \sigma'_H \end{cases}, \quad (8)$$

式中, 上标“m-f”表示融化后仍处于冻结状态的围岩。

融化前该部分围岩的应力表达式与式(8)相似, 只是需要将其中的边界应力由 σ'_R , σ'_H 换成 σ_R 与 σ_H , 则前后的应力差为

$$\begin{cases} \Delta\sigma_r^{\text{m-f}} = \frac{1}{\Delta_r} \left\{ \left[(r_f/r)^2 - 1 \right] \Delta\sigma_R R_1^2 + \left[1 - (R_1/r)^2 \right] \Delta\sigma_H r_f^2 \right\} \\ \Delta\sigma_\theta^{\text{m-f}} = \frac{1}{\Delta_r} \left\{ \left[1 + (R_1/r)^2 \right] \Delta\sigma_H r_f^2 - \left[(r_f/r)^2 + 1 \right] \Delta\sigma_R R_1^2 \right\} \end{cases}. \quad (9)$$

式中 $\Delta\sigma_R = \sigma'_R - \sigma_R$; $\Delta\sigma_H = \sigma'_H - \sigma_H$; $\Delta_r = r_f^2 - R_1^2$ 。径向位移为

$$u^{\text{m-f}} = \frac{r \left\{ \Delta\sigma_H r_f^2 \left[(R_1/r)^2 + \Delta_1 \right] - \Delta\sigma_R R_1^2 \left[(r_f/r)^2 + \Delta_2 \right] \right\}}{2G_f \Delta_r}. \quad (10)$$

式中 G_f 和 μ_f 分别为冻结围岩的剪切模量和泊松比; $\Delta_1 = 1 - 2\mu_f$; $\Delta_2 = 1 + 2\mu_f$ 。

根据在半径 $r = r_f$ 处的位移连续条件, 所以令式(7)、(10) 相等, 即可得到 σ'_R 和 σ'_H 的关系如下:

$$\sigma'_H = \sigma_H + \frac{2G_0 R_1^2 (1 + \mu_f) \Delta\sigma_R}{G_f \Delta_r + G_0 r_f^2 \left[(R_1/r_f)^2 + \Delta_1 \right]}.$$

所以, 在 $r = R_1$ 处的冻结围岩融化后的位移为

$$u_{1R_1} = \frac{\Delta\sigma_R R_1^3}{2G_f \Delta_r} \left\{ \frac{4G_0 r_f^2 (1 - \mu_f^2)}{G_f \Delta_r + G_0 r_f^2 \left[(R_1/r_f)^2 + \Delta_1 \right]} - \frac{1}{\left[(r_f/R_1)^2 + \Delta_2 \right]} \right\}. \quad (12)$$

3.3 融化围岩与衬砌应力与变形的解答

现考虑剩余部分 ($r < R_1$ 范围内) 围岩, 根据第 2 节的分析, 融化部分的围岩范围为 $r_m + u_s$, 根据收敛约束方法, 将该范围内的融化围岩和衬砌作为复合支护结构, 因此建立如图 4 所示的计算模型。

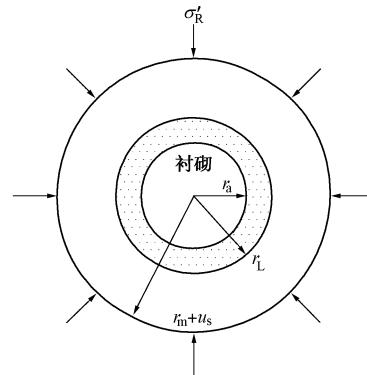


图 4 融化围岩和衬砌的计算模型

Fig. 4 Model of melted surrounding rock and lining

根据厚壁圆筒的弹性应变理论可知径向位移可表示为

$$u_{ir} = Y_{i1} r + \frac{Y_{i2}}{r}.$$

式中 下标 “i” 可取 “m” 和 “L”, 分别表示融化围岩和衬砌; u_r 为径向位移, Y_1 和 Y_2 为积分常数。

由几何方程可得径向和环向应变分别为

$$\begin{cases} \varepsilon_{ir} = Y_{i1} - \frac{Y_{i2}}{r^2} \\ \varepsilon_{i\theta} = Y_{i1} + \frac{Y_{i2}}{r^2} \end{cases}.$$

根据 Hooke 定律可得

$$\begin{cases} \sigma_{ir} = \frac{E_i}{(1 - 2\mu_i)(\mu_i + 1)} Y_{i1} - \frac{E_i}{(1 + \mu_i)r^2} Y_{i2} \\ \sigma_{i\theta} = \frac{E_i}{(1 - 2\mu_i)(\mu_i + 1)} Y_{i1} + \frac{E_i}{(1 + \mu_i)r^2} Y_{i2} \end{cases}, \quad (15)$$

假设复合支护在应力 σ'_R 作用下外边界发生 u_s 的位移, 则其边界和连续条件分别为

$$\begin{cases} u_{mr} \Big|_{r=r_m+u_s} = u_s \\ \sigma_{mr} \Big|_{r=r_L} = \sigma_{Lr} \Big|_{r=r_L} \\ \sigma_{Lr} \Big|_{r=r_a} = 0 \\ u_{mr} \Big|_{r=r_a} = u_{Lr} \Big|_{r=r_a} \end{cases}.$$

将式(13) 和 (15) 代入边界条件(16) 中可得

$$\left\{ \begin{array}{l} Y_{m1} = \left[\eta_3(\eta_4 - \eta_5 - \eta_2) - r_L^2 \eta_5 \eta_2 \right] (r_m + u_s) / (r_m + u_s)^2 \\ \quad \left[\eta_3(\eta_4 - \eta_5 - \eta_2) - \eta_5 \eta_2 r_L^2 \right] + \eta_3 r_L^2 (\eta_5 - \eta_4) - \eta_1 (\eta_5 r_L^2 + \eta_3) \\ Y_{m2} = \left[\eta_3(\eta_5 r_L^2 - \eta_4 r_L^2 - \eta_1) - \eta_1 \eta_5 r_L^2 \right] (r_m + u_s) / \\ \quad (r_m + u_s)^2 \left[\eta_3(\eta_4 - \eta_5 - \eta_2) - \eta_5 \eta_2 r_L^2 \right] + \\ \quad \eta_3 r_L^2 (\eta_5 - \eta_4) - \eta_1 (\eta_5 r_L^2 + \eta_3) \\ Y_{L1} = -\eta_5 (\eta_1 + \eta_2 r_L^2) (r_m + u_s) u_s / (r_m + u_s)^2 \\ \quad \left[\eta_3(\eta_4 - \eta_5 - \eta_2) - \eta_5 \eta_2 r_L^2 \right] + \eta_3 r_L^2 (\eta_5 - \eta_4) - \eta_1 (\eta_5 r_L^2 + \eta_3) \\ Y_{L2} = -\eta_3 (\eta_1 + \eta_2 r_L^2) (r_m + u_s) u_s / (r_m + u_s)^2 \\ \quad \left[\eta_3(\eta_4 - \eta_5 - \eta_2) - \eta_5 \eta_2 r_L^2 \right] + \eta_3 r_L^2 (\eta_5 - \eta_4) - \eta_1 (\eta_5 r_L^2 + \eta_3) \end{array} \right. , \quad (17)$$

式中,

$$\left\{ \begin{array}{l} \eta_1 = \frac{E_m}{(1-2\nu_m)(1+\nu_m)} \\ \eta_2 = \frac{E_m}{r_L^2(1+\nu_m)} \\ \eta_3 = \frac{E_L}{(1-2\nu_L)(1+\nu_L)} \\ \eta_4 = \frac{E_L}{r_L^2(1+\nu_L)} \\ \eta_5 = \frac{E_L}{r_a^2(1+\nu_L)} \end{array} \right. . \quad (18)$$

所以根据式(15)中的第一式得复合支护外边界发生 u_s 位移所需的应力为

$$\sigma'_R = \sigma_{mr} \Big|_{r=r_m+u_s} = \eta_1 Y_{m1} - \frac{r_L^2}{(r_m + u_s)^2} \eta_2 Y_{m2} . \quad (19)$$

根据位移连续条件, 复合支护结构中围岩的压缩变形与融化缩小距离 Δh 之和应该与式(12)相等, 即

$$u_s + \Delta h = -\Delta \sigma_R \Omega , \quad (20)$$

式中,

$$\Omega = \frac{R_l^3}{2G_f \Delta_r} \left\{ \begin{array}{l} \left[(r_f/R_l)^2 + \Delta_2 \right] \\ - \frac{4G_0 r_f^2 (1-\mu_f^2)}{G_f \Delta_r + G_0 r_f^2 \left[(R_l/r_f)^2 + \Delta_1 \right]} \end{array} \right\} , \quad (21)$$

另外根据几何关系有:

$$r_m + u_s + \Delta h = R_l , \quad (22)$$

联立上述两方程, 可解得 R_l 和 u_s 。

3.4 融化后围岩缩小距离 Δh 的确定

为简化研究, 现忽略融化圈的扩展时间, 并且假设融化后的移动 Δh 时一次性完成, 然后才与复合支护结构接触而共同作用产生位移 u_s , 如图5所示。

从冻结围岩的本构关系中我们可以知道对于平面应变模型, 冻胀作用产生的环向应变和径向应变分别可表示为^[2, 14]

$$\varepsilon_r^f = \varepsilon_\theta^f = (1 + \mu_f) \varepsilon_0 . \quad (23)$$

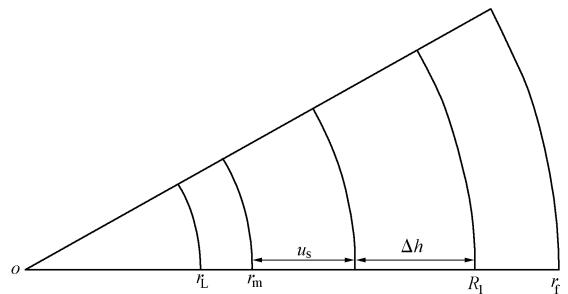


图5 隧道剖面图

Fig. 5 Tunnel profile

由于冻胀产生的体积应变需为正号, 则:

$$\varepsilon_v^f = \varepsilon_r^f + \varepsilon_\theta^f , \quad (24)$$

而

$$\varepsilon_v^f = \frac{|V_1 - V_0|}{V_0} = \frac{\Delta V}{V_0} . \quad (25)$$

式中 ε_r^f 和 ε_θ^f 表示由于冻胀因素产生的径向和环向应变; V_1 为融化之前该部分围岩的冻胀体积; V_0 为冻胀前该部分围岩的体积; ΔV 为该部分冻胀前后体积的变化量。

所以融化后冻结围岩缩小的体积为

$$\Delta V = \frac{\varepsilon_v^f}{1 + \varepsilon_v^f} V_1 , \quad (26)$$

$$V_1 = \pi R_l^2 - \pi r_L^2 , \quad (27)$$

所以

$$\Delta h = \frac{\Delta V}{2\pi \left(\frac{r_m + u_s + R_l}{2} \right)} . \quad (28)$$

将 R_l 和 u_s 代入(19)可解得融化后围岩稳定时在 $r=r_m$ 处的应力 σ'_R ; 并代入方程(17)和(15)中, 求出复合支护结构中的应力场。将 R_l 代入(11)中得到 σ'_H , 然后将 σ'_R 和 σ'_H 代入方程(8)即可得到经融化作用后冻结围岩部分的应力场, 将其代入方程(10)得到该部分围岩的位移。另外, 将 σ'_H 代入方程(5)和(7)得到未冻围岩的应力场和位移场。

4 算例

假设一隧道所处位置的地应力为 10 MPa, 隧道开挖半径为 5 m, 衬砌厚度为 50 cm, 冻结半径 r_f 为 7 m, 融化圈半径 r_m 为 6 m, 参考文献[2], 冻胀线应变 ε_0 为 0.0055; 其他各物理力学参数见表 1 所示。

此外, 该隧道的其他背景情况可参考文献[15], 即: 含水率为 59%, 围岩的导热系数取为 1.96 W/(m·°C), 容积比热为 2090 kJ/(m³·°C), 隧道所在位置的大气温度为

$$T(t) = -2.203 - 13.51 \sin \left[\frac{2\pi}{365}(t - 35.35) \right], \quad (29)$$

式中, t 为时间。

表 1 相关计算参数

Table 1 Computational parameters

物理参数	数值	物理参数	数值
未冻围岩的弹性模量 E_0 /GPa	0.6	未冻围岩的泊松比 ν_0	0.33
支护结构的弹性模量 E_L /GPa	28	支护结构的泊松比 ν_L	0.16
冻结围岩的弹性模量 E_f /GPa	1.2	冻结围岩的泊松比 ν_f	0.35
融化围岩的弹性模量 E_m /GPa	0.42	融化围岩的泊松比 ν_m	0.4

4.1 计算结果

通过数学计算软件 MATLAB 进行求解, 得到该隧道冻结时和融化后的应力场, 见图 6 所示。

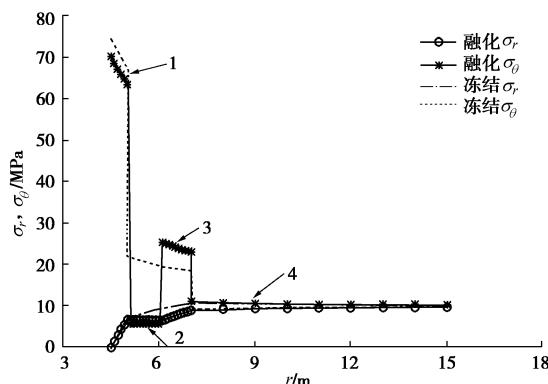


图 6 融化后应力场

Fig. 6 Stress field after melting

从融化的计算结果可以看出径向应力和环向应力的曲线明显分为 4 部分: 衬砌、融化围岩、未融化围岩和未冻围岩。由于受到冻胀作用和融化作用的影响, 围岩中环向应力已不再连续; 因为融化时体积缩小导致围岩卸荷, 所以融化围岩的环向应力明显降低, 径向应力增长速率明显减小。曲线第 4 部分(未冻围岩)表明随着半径的增大, 径向应力与环向应力均趋于地应力。而通过对冻结与融化时应力可以看出: 由于融化作用, 衬砌中的环向应力最大值从 74.34 MPa 减小到 70.21 MPa, 两状态均超衬砌的抗压强度, 说明融化作用仍不足以缓解冻胀对衬砌的危害, 与文献[2]的结果一致。而融化圈内围岩的径向应力与环向应力由于融化卸荷均小于冻胀时的应力。曲线第 3 部分(未融化围岩)的环向应力比冻胀时的环向应力增加, 根据弹性厚壁圆筒理论主要是因为冻结圈的内半径增大

所致。

4.2 参数分析

(1) 冻胀线应变 ε_0 的影响

通过计算可得融化后体积缩小产生的位移 Δh , 结与融化围岩界面上的径向应力 σ'_R , 岩融化后在外侧围岩作用下产生的压缩位移量 u_s 以及围岩融化稳定后冻结围岩融化范围的半径 R_i 四个量随冻胀线应变 ε_0 的变化规律见图 7~10 所示。

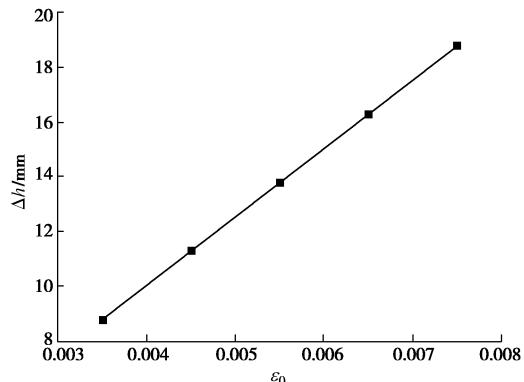


图 7 Δh 与 ε_0 的关系

Fig. 7 Relationship between Δh and ε_0

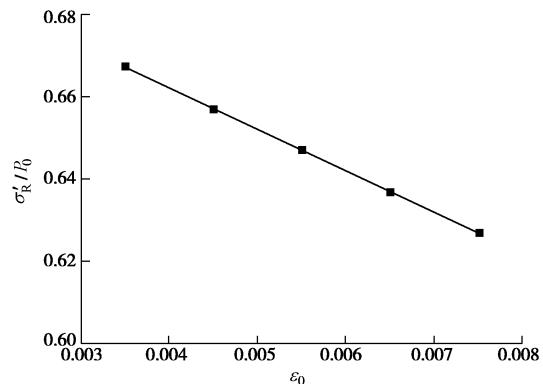


图 8 σ'_R 与 ε_0 的关系

Fig. 8 Relationship between σ'_R and ε_0

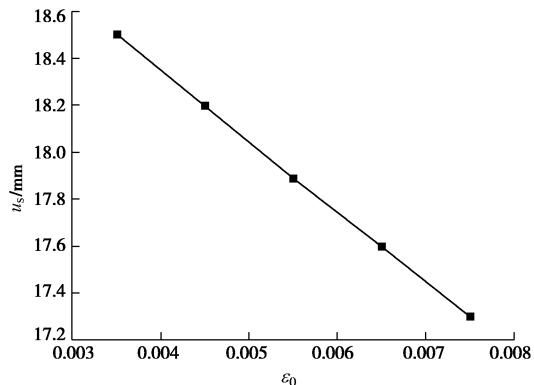
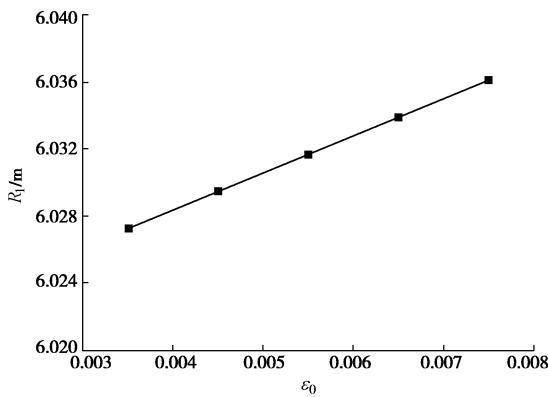


图 9 u_s 与 ε_0 的关系

Fig. 9 Relationship between u_s and ε_0

图 10 R_l 与 ε_0 的关系Fig. 10 Relationship between R_l and ε_0

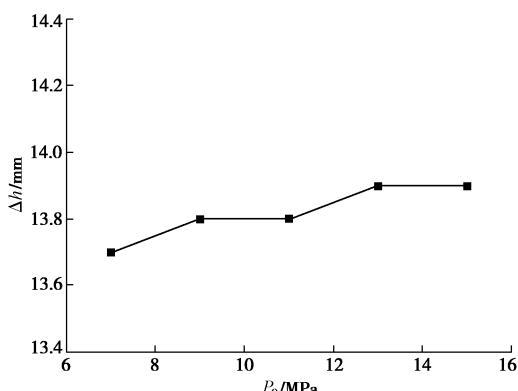
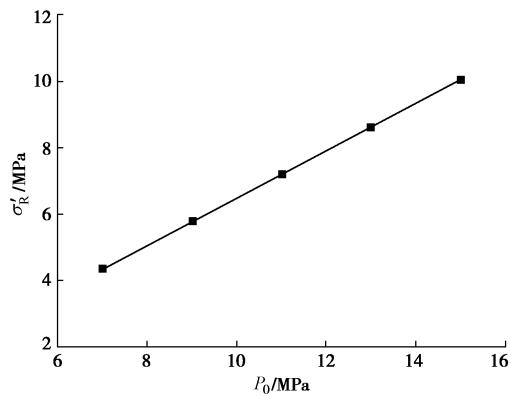
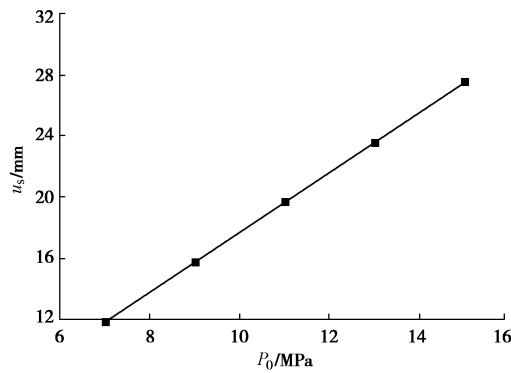
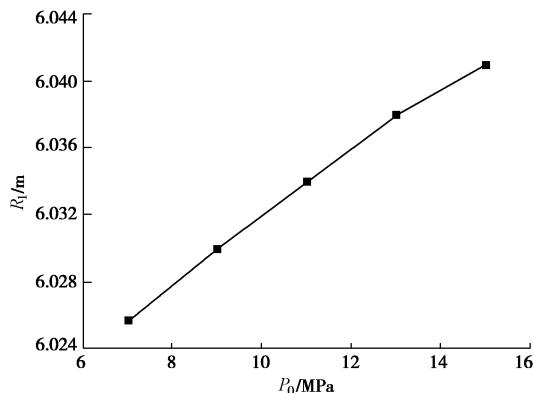
从图 7 的计算结果可以看出, 围岩融化后体积缩小产生的位移 Δh 随着冻胀线应变 ε_0 的增大而呈线性增大, 直线斜率为 2500 mm, 说明在围岩冻胀能力较大的情况下, 融化收缩产生的位移必然增大。

图 8 的结果表明围岩融化稳定后冻结与融化围岩界面上的径向应力 σ'_R 随着冻胀线应变 ε_0 的增大而逐渐减小, 其减小速率为 10.1; 而图 9 的结果表明围岩融化后在外侧围岩作用下产生的压缩位移量 u_s 随着冻胀线应变 ε_0 的增大而呈线性减小, 其减小速率为 300 mm; 说明围岩在冻胀较大的情况下融化时, 卸荷能力较大, 最后平衡时的应力 σ'_R 较小, 从而导致融化围岩的压缩量较小。

图 10 的结果表明围岩融化稳定后冻结围岩融化范围的半径 R_l 随着冻胀线应变 ε_0 的增大而呈线性增大, 其增大速率为 2.2 m; 说明在冻胀线应变较大的情况下, 围岩融化后的体积减少的剧烈, 所以外侧围岩发生位移进入融化圈的范围将增大。

(2) 地应力 P_0 的影响

当隧道处于不同埋深时, 地应力是主要的影响因素。因此在本算例中分析不同地应力(不同埋深)下, Δh , σ'_R , u_s 以及 R_l 四个量的变化规律, 见图 11~14 所示。

图 11 Δh 与 P_0 的关系Fig. 11 Relationship between Δh and P_0 图 12 σ'_R 与 P_0 的关系Fig. 12 Relationship between σ'_R and P_0 图 13 u_s 与 P_0 的关系Fig. 13 Relationship between u_s and P_0 图 14 R_l 与 P_0 的关系Fig. 14 Relationship between R_l and P_0

在图 11 中可以看出: 随着地应力的增大, Δh 的变化略有增加, 平均增大率为 0.025 mm/MPa; 说明 Δh 的大小主要受冻胀能力的影响, 受地应力的影响较小。

图 12 的结果表明 σ'_R 随着地应力 P_0 的增大而逐渐增大, 其减小速率为 0.71; 图 13 的计算结果表明压缩位移量 u_s 随着地应力 P_0 的增大而呈线性增加, 其增加速率为 1.96 mm/MPa; 说明当地应力增大时, 围岩冻结后产生的应力场也将增大, 在随后发生的融化过程中, 稳定后产生的 σ'_R 也将增大, 从而压缩融化围岩产生的位移也将增大。

从图 14 的结果可以看出 R_i 随着地应力 P_0 的增大而呈线性增加, 主要是因为图 12 所示融化围岩产生的位移增大, 再次平衡后需要融化的冻结围岩的范围将增大; 但是其增大速率为 0.002 m/MPa, 可以看出地应力对 R_i 的影响较小。

(3) 融化半径 r_m 的影响

在不同的月份或者不同的海拔高度上, 进入春夏季受高温影响时, 将产生不同大小的融化半径 r_m , 现分析 r_m 对 Δh , σ'_R , u_s 以及 R_i 四个量的变化规律, 见图 15~17 所示。

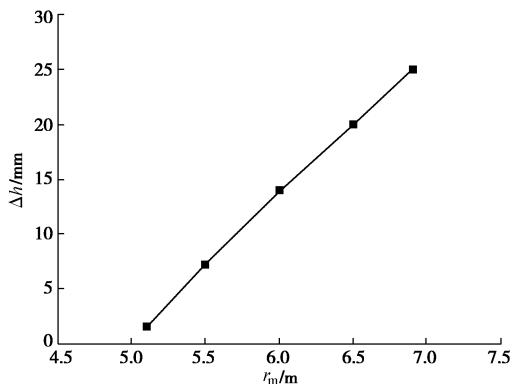


图 15 Δh 与 r_m 的关系

Fig. 15 Relationship between Δh and r_m

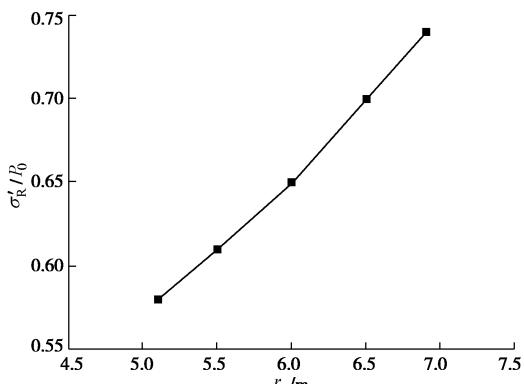


图 16 σ'_R 与 r_m 的关系

Fig. 16 Relationship between σ'_R and r_m

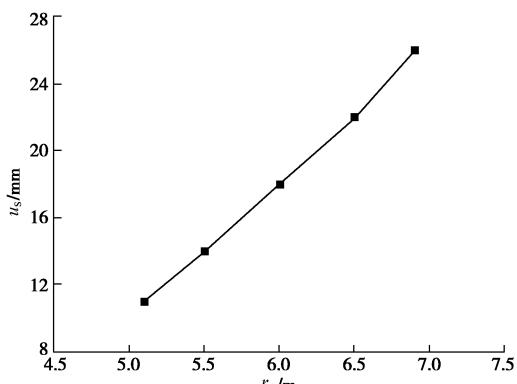


图 17 u_s 与 r_m 的关系

Fig. 17 Relationship between u_s and r_m

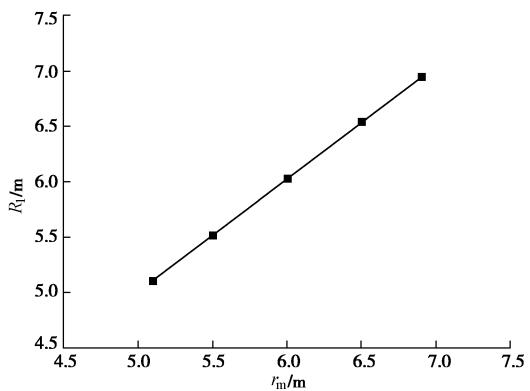


图 18 R_i 与 r_m 的关系

Fig. 18 Relationship between R_i and r_m

在图 15 中可以看出: 随着融化半径的增大, Δh 的值逐渐增加, 增大速率的平均值为 0.013; 说明融化范围较小时, 体积缩小量小, 从而产生的位移就较小。

图 16 的结果表明 σ'_R 随着融化圈半径 r_m 的增大而逐渐增大, 其减小速率为 0.89 MPa/m; 图 17 的计算结果表明压缩位移量 u_s 随着融化圈半径 r_m 的增大而增大, 其增大速率的平均值为 8.33×10^{-3} ; 融化圈半径增大, 说明融化围岩与衬砌组成的复合支护结构的整体刚度将减小, 所以产生的位移逐渐增大。

从图 18 的结果可以看出 R_i 随着融化圈半径 r_m 的增大而增大, 其增大速率平均值为 1.02; 说明融化半径增大, 融化的冻结围岩总量增大, 产生的融化位移空间就越大, 所以 R_i 逐渐增大。

5 结 论

(1) 针对季节性寒区隧道, 在围岩冻结的基础上建立隧道围岩融化的分析模型和计算方法; 考虑融化后缩小的体积即为由冻胀线应变确定的冻结膨胀体积, 并将融化围岩和衬砌作为复合支护结构考虑其共同变形, 从而给出该模型的弹性解答, 可为数值模拟和物理模拟提供理论依据。

(2) 该融化分析模型考虑了融化围岩体积缩小、融化围岩受力压缩等因素对整个应力场和位移场的影响, 能较好的符合实际情况。

(3) 通过算例分析, 获得了融化作用后隧道围岩的应力场分布; 由于之前受冻胀作用和融化作用, 导致应力场明显分为 4 个部分, 即图 6 所示。

(4) 获得了在不同的冻胀线应变、地应力下和融化圈半径条件下, 融化后体积缩小产生的位移 Δh , 围岩融化后在外侧围岩作用下产生的压缩位移量 u_s , 围岩融化稳定后冻结围岩融化范围的半径 R_i 以及冻结与融化围岩界面上的径向应力 σ'_R 四个量的变化规律。

(5) 该融化模型的建立是在文献[14]冻结作用的

弹性解的基础上进行的, 所以本文解答属于弹性范围, 弹塑性分析有待进一步研究。

参考文献:

- [1] 康永水, 刘泉声, 赵军, 等. 岩石冻胀变形特征及寒区隧道冻胀变形模拟[J]. 岩石力学与工程学报, 2012, 31(12): 2518 - 2526. (KANG Yong-shui, LIU Quan-sheng, ZHAO Jun, et al. Research on frost deformation characteristics of rock and simulation of tunnel frost deformation in cold region[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2010, 29(9): 1767 - 1773. (in Chinese))
- [2] FENG Qiang, JIANG Bin-song, ZHANG Qiang, et al. Analytical elasto-plastic solution for stress and deformation of surrounding rock in cold region tunnels [J]. Cold Region Science and Technology, 2014(108): 59 - 68.
- [3] GAO G Y, CHEN Q S, ZHANG Q S, et al. Analytical elasto-plastic solution for stress and plastic zone of surrounding rock in cold region tunnels[J]. Cold Region Science and Technology, 2012(72): 50 - 57.
- [4] LAI Yuan-ming, WU Hui, WU Zi-wang, et al. Analytical viscoelastic solution for frost force in cold-region tunnels[J]. Cold Regions Science and Technology, 2002, 31(3): 227 - 234.
- [5] 王大雁, 朱元林, 马巍, 等. 冻土超声波波速与冻土物理力学性质试验研究[J]. 岩石力学与工程学报, 2003, 22(11): 1837 - 1840. (WANG Da-yan, ZHU Yuan-lin, MA Wei, et al. Testing study on relationship between ultrasonic wave velocities and physic-mechanical property of frozen soils[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2003, 22(11): 1837 - 1840. (in Chinese))
- [6] 王效宾. 人工冻土融沉特性及其对周围环境影响研究[D]. 南京: 南京林业大学, 2009. (WANG Xiao-bin. Study on the property and the influence to surrounding environment of artificial freezing soil's thaw-settlement[D]. Nanjing: Nanjing Forestry University, 2009. (in Chinese))
- [7] 周国庆. 饱水砂层中结构的融沉附加力研究[J]. 冰川冻土, 1998, 20(2): 120 - 122. (ZHOU Guo-qing. An extra-force on a structure due to thaw settlement of saturated sand[J]. Journal of Glaciology and Geocryology, 1998, 20(2): 120 - 122. (in Chinese))
- [8] 宋晖, 朱明, 袁文忠. 季节性冻土地区路基的冻胀与融沉[J]. 路基工程, 2007(1): 26 - 28. (SONG Hui, ZHU Ming, YUAN Wen-zhong. Frost heaving and thawing settlement for subgrade in seasonal cold region[J]. Subgrade Engineering, 2007(1): 26 - 28. (in Chinese))
- [9] NIXON J F, LADANYI B, ANDERSBAND O B, et al. Thaw Consolidation[C]// Andersland O B, Anderson M, eds. Geotechnical Engineering for Cold Regions (chapter 4). New York: McGraw Hill, 1978.
- [10] 李永波, 张鸿儒, 全克江, 等. 冻融条件下模型桩基水平动力试验研究[J]. 岩土力学, 2012, 33(2): 433 - 438. (LI Yong-bo, ZHANG Hong-ru, QUAN Ke-jiang, et al. Experimental study of model pile foundations under lateral dynamic load in frozen and thawed soils[J]. Rock and Soil Mechanics, 2012, 33(2): 433 - 438. (in Chinese))
- [11] 金龙, 汪双杰, 陈建兵. 高含冰量冻土的融化压缩变形机理[J]. 公路交通科技, 2012, 29(12): 7 - 13. (JIN Long, WANG Shuang-jie, CHEN Jian-bing. Mechanism of thaw compression deformation of ice-rich frozen soil[J]. Journal of Highway and Transportation Research and Development, 2012, 29(12): 7 - 13. (in Chinese))
- [12] 盛智平. 融化圈深度对多年冻土隧道稳定性影响分析[J]. 铁道建筑技术, 2011(2): 35 - 38. (SHEN Zhi-ping. Analysis on thawing cylinder depth's influence on the tunnel stability with several year frozen earth[J]. Railway Construction Technology, 2011(2): 35 - 38. (in Chinese))
- [13] 夏才初, 黄继辉, 卞跃威, 等. 融化作用下多年冻土隧道围岩的弹塑性解及其与支护的相互作用分析[J]. 岩土力学, 2013, 34(7): 1987 - 1994. (XIA Cai-chu, HUANG Ji-hui, BIAN Yue-wei, et al. Elastoplastic analysis of surrounding rock of permafrost tunnel with thawing effect and its interaction with support[J]. Rock and Soil Mechanics, 2013, 34(7): 1987 - 1994. (in Chinese))
- [14] 赖远明, 吴紫汪, 朱元林, 等. 寒区隧道冻胀力的黏弹性解析解[J]. 铁道学报, 1999, 21(6): 70 - 74. (LAI Yuan-ming, WU Zi-wang, ZHU Yuan-lin, et al. Analytical viscoelastic solution for frost force of cold regional tunnels[J]. Journal of the China Railway Society, 1999, 21(6): 70 - 74. (in Chinese))
- [15] 冯强, 蒋斌松. 多层介质寒区公路隧道保温层厚度计算的一种解析方法[J]. 岩土工程学报, 2014, 36(10): 1879 - 1887. (FENG Qiang, JIANG Bin-song. Analytical method for insulation layer thickness of highway tunnels with multilayer dielectric in cold regions[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2014, 36(10): 1879 - 1887. (in Chinese))