

青藏高原风火山地区冻土试验路基 病害原因分析

叶拔友

(铁道部科学研究院西北研究所)

内 容 提 要

本文根据试验工程的长期观测资料及工程解剖资料,阐述了路基工程的病害及原因,主要有冻结层上水对路堑边坡的破坏及对基底的影响,高填土路堤路肩开裂的原因及对边坡稳定性的影响,路基的冻胀情况及形成规律。

一、试验工程概况

本文的路基试验工程位于青藏高原风火山北麓,海拔约4700m,全长约483m。试验工程区内所跨沟心地面以下4.5m左右为断裂带,地表第四纪覆盖层厚2.5—5.0m,一般为砂粘土、粘砂土夹5—10%的碎石或块石。线路所经地段自然山坡稳定性好,无严重不良地质现象,但厚层地下冰发育,需作特殊处理。

试验工程DK 0 + 050至DK 0 + 138段为挖方,挖方最大高度5 m,堑坡坡度采用1 : 1.5,左侧设0.5m侧沟平台。该段天然草皮覆盖度为80—90%,多年冻土天然上限深度1.5 m左右。DK 0 + 138至DK 0 + 400段为填方,填方最大高度9 m,沟心设矩形涵洞一座,路堤边坡坡度分别采用1 : 1.5和1 : 1.75两种。该段天然草皮覆盖度为70—80%,多年冻土天然上限深度沟心处2.1m,沟坡为1.3—1.4m。DK 0 + 400至DK 0 + 510段为挖方,挖方最大高度4 m,堑坡坡度分别采用1 : 1和1 : 1.25,不设平台。该段天然草皮覆盖度为60—70%,多年冻土天然上限深度为1.3m左右。试验工程于1975年6月开工,1976年10月竣工。由于青藏高原气候寒冷,干燥,雨量少且集中,植被稀少等特点,因此,该区道路工程的病害也具有自己的特点。本文根据试验工程的长期观测及工程解剖资料,介绍一些主要病害及成因。

二、路基工程的病害及其成因

1. 冻结层上水对路基的影响

尽管青藏高原年降水量比较少,但由于降水多为固体状,且集中于7、8两个月

份，因此，路堑边坡及坡顶部分的地表水下渗后易形成冻结层上水，它们往往会沿着冻融界面汇集到路堑基底。整个工程虽然修建了天沟及挡水埝等附属工程，但路堑基底还是有积水现象。从对草皮边坡的路堑工程所开挖的试坑来看，路堑两侧边坡坡顶、边坡坡脚以及路堑中心等部位的人为上限以上的含水量均为13—16%。不同的是，两侧边坡坡顶部分除只在人为上限处含水量较大外，未发现冻结层上水。但是在路堑边坡坡脚及路堑中心等处，当试坑将要挖到人为上限处时，水便成小股状由坑底往上冒，只有十几分钟的时间坑底就积满了二十多厘米厚的冻结层上水（图 1）。从沿线路方向由深路堑到零断面所挖的试坑资料来看（表 1），由于在整个路堑的边坡坡脚处未设排水盲

表 1 路堑纵向含水量(%)分布情况

Table 1 Water content (%) distribution in vertical direction of cut

深度 (m)	0.3	0.6	0.9	1.2	1.4	1.6	1.8	2.0	备 注
深 路 堑	14.5	15.9	14.1	13.3	14.9	17.7			试坑挖至1.65m处，水成小股状渗出
浅 路 堑	14.3	14.6	13.1	14.4	15.5	14.4	15.7	27.8	1.3—1.4m 靠深路堑的侧壁有微量渗水 上限处含层状冰，高边坡厚1cm，低边坡 侧厚1mm
零 断 面	12.9	14.1	13.7	16.8	20.2	23.6	18.2	23.4	上限处(2.0)含少量冰层，厚不到1mm

沟，加上路堑基底在各个地段分别采用了各种不同的方法进行处理，基底上限处设有连续贯穿的排水层，因此，虽然整个工程按千分之五的坡度设置了纵坡，但汇集到路堑基底的冻结层上水却不能沿着线路纵向排出，致使基底积水，从而造成冬季路面冻胀、夏季路面松软等病害。

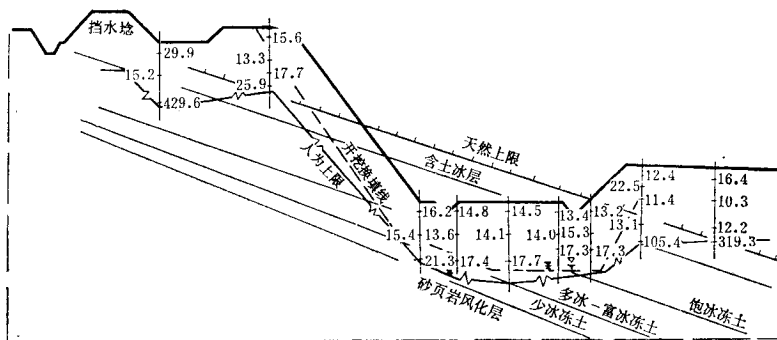


图 1 路堑含水量(%)分布情况

Fig.1 Water content (%) distribution of the cut

一般来说，多年冻土区山地丘陵地带的道路工程，路堑边坡采用草皮护坡。草皮层一年就能生长良好，它不仅能稳定边坡，而且还具有抑制水分蒸发、保温隔热等作用，

从而起到减少融化深度的效果。但是, 由于青藏高原自然环境恶劣, 草皮破坏后不易恢复, 大量采集草皮往往会破坏生态平衡, 不利于对自然环境的保护, 因此, 在青藏高原的路堑工程中, 应采用工业保温材料。但由于保温材料的封闭作用阻碍冻结层上水的蒸发, 使其含水量高达25—50%, 融化后呈稀泥状。而在冬季, 严重冻胀造成边坡保温层隆起, 与土层不再密贴, 形成3cm左右的空隙; 坡脚保温层则被冻胀顶落(照片1)。这种病害也见于铺设有保温材料的基底。当保温材料埋设于基面以下1.40m时, 保温层上方土的含水量很大, 用钢钎把保温材料凿穿一个洞, 水很快就会从孔中冒出, 并汇集在保温层上方, 水深达十多厘米, 说明保温材料下面含有承压冻结层上水。这种积水现象给路基留下隐患。在维修已破坏的保温层路堑边坡时, 在边坡坡脚及侧沟平台处, 挖除融化后的稀泥, 然后铺砌50cm厚的片石层, 坡脚的片石面上再铺保温材料, 和原有的连接成片, 维修后可见有小股水从片石缝中流出。总之, 在多年冻土地区修建的路堑工程, 一定要加强对冻结层上水的排泄设施。譬如, 在路堑边坡坡脚处设纵向排水盲沟, 或在基底人为上限附近设碎石或砾石纵向排水层, 并注意解决盲沟及排水层的污染阻塞问题。

2. 高填土路堤的冻裂和融沉

在青藏高原某些地段上修筑的斜坡高路堤, 当第二年融化季节一场较大的雨雪过后, 在高边坡侧阴面的路肩上会出现一条很明显的纵向裂缝, 裂缝距路肩1.0—1.3m。从平面位置上看, 裂缝每条长约十多米, 每条之间相互错开, 不连续(照片2)。从我们对裂缝的开挖解剖情况来看, 裂缝属垂直形成, 并且一直延伸到冻结层中, 在冻结层中的裂缝被冰楔体所充填(照片3)。我们是8月中旬开始解剖开挖的, 这时裂缝底部尚有二十多厘米厚的冰楔体往下延伸尖灭。有些地段冰楔体较大, 比较明显; 有些地段则不太明显, 但它们均是雨水从裂缝中流入所形成。

我们曾经沿着裂缝的纵向方向开挖, 挖开形式为顶面宽1.0m的阶梯形截面, 然后再回填夯实。第二年在重新开挖回填过的裂缝处未再出现新的纵向裂缝。但在靠近路基中心及另一侧路肩处又出现新的纵向裂缝。由此可以断定, 裂缝并不是由于高路堤的边坡沿着冻融界面滑动所引起, 如果有滑动面, 从裂缝渗入的雨水就会沿滑动面流失, 也就不会形成冰楔体。裂缝的形成原因, 是由于路堤在来自表面的冷却作用下, 不同土层中的负温值是随着深度的增加而减少的, 这种温度的非均匀变化引起路基土体中不均匀收缩, 并在接近土表面处应力达到最大值。在足够的冷却强度下, 应力可以超过土的极限强度, 并在正冻结或已冻结的土中出现扩展到一定深度的裂隙。在融期雨水的作用下, 加深加宽了这些裂隙, 从而形成裂缝。天长日久, 有个别地方还出现杯口大小的坍塌。

路堤修筑时的含水量一般都在13—20%, 修筑后的路堤秋末含水量一般在14%左右, 西侧坡面上人为上限处含水量稍高, 约为19%左右, 所以上限位置附近是抗剪强度较低的软弱面。下面采用常用的圆弧条分法对路肩冻裂较严重的DK0+215断面进行边坡稳定性分析。该路堤断面中心填土高7.31m, 坡度为1:1.70, 土体湿容重 $2.01\text{t}/\text{m}^3$ 。裂缝侧路肩处最大融深为2.0m, 坡脚处最大融深为1.8m。所选用的圆弧滑动面应尽最

大限度接近上限位置（因为冻后全融土的抗剪强度最差），并将滑动体分成6块土条（图2），其冻融土的力学指标取经长年冻融循环后的野外实测值^[1]，即粘聚力 $C = 0.08 \text{ kg/cm}^2$ ， $\phi = 14^\circ 08'$ ，因而是最小值。计算结果见表2。稳定系数 K 为：

$$K = \frac{\sum N_i \text{tg} \phi_i + \sum C_i l_i}{\sum Q_i \sin \alpha_i} = \frac{11.36 + 8.28}{16.93} = 1.16.$$

表 2 边坡稳定分析计算表

Table 2 Calculation table of stability analysis of slope

土条编号	土条面积 (m ²)	土条重量 Q(t)	sin α	cos α	T (Qsin α)	N (Qcos α)	Cl	Ntgφ
1	1.8	3.62	0.59	0.80	2.14	2.9	1.12	0.73
2	4	8.04	0.55	0.83	4.42	6.67	1.92	1.68
3	4	8.04	0.48	0.88	4.42	6.67	1.92	1.68
4	3.6	7.24	0.40	0.91	2.90	6.59	1.76	1.66
5	2.9	5.83	0.33	0.95	1.92	5.54	1.76	1.39
6	2.34	4.70	0.24	0.97	1.13	4.56	2.88	1.14
Σ					16.93		11.36	8.28

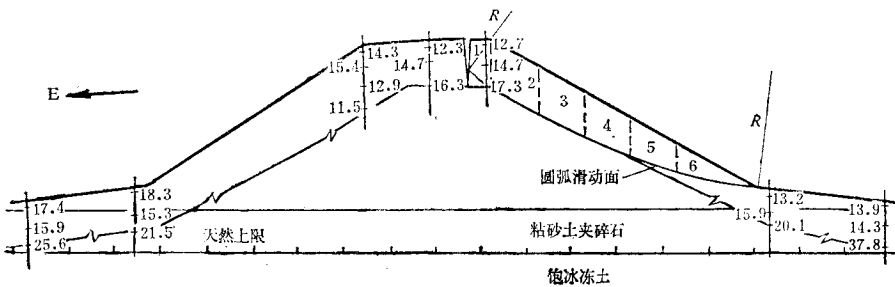


图 2 路堤含水量 (%) 分布及稳定性检算

Fig. 2 Water content (%) distribution of embankment and stability calculation

因为 K 大于 1，所以土体处于稳定平衡状态。从现场宏观上来看，有裂缝的路堤地段，至今未发现有边坡滑坍现象，与计算结果相符合。但由是试验工程，未受车辆荷载振动的影响，在边坡检算中也没有考虑作用于路基面上的荷载影响，而且按规范要求考虑，路基土体的稳定系数一般不得小于 1.25，计算的 K 值接近 1，因而冻裂的路基实际上是不能满足运营要求的。所以，在发生冻裂的高填土路堤地段，路堤边坡最好适当放缓一些。

融沉现象是多年冻土地地区的路基特殊病害之一,它是冻土融化时所含之冰转变为水所引起的。因此多发生在冻土上限处含冰量比较大,特别是厚层地下冰地段。除了因路堤高度过低造成融沉外,对于在多年冻土地地区夏季施工的路堤,由于施工中带来的热量,也会造成基底多冰冻土融化,发生融沉。例如,试验工程中心填土高为4.0m的路堤地段,当年10月底完工,到次年10月初距路面6.0m深处测得地温为 -0.2°C ,亦即天然上限以下0.5m厚的多冰冻土在路堤修筑后的整整一年中仍然处于融化状态。而距离路面5.0m处的土层(天然上限上方0.5m),到路堤修筑后的第二年6月初才开始冻结,亦即施工后所形成的融化夹层历时将近两年才消失。由于施工带来的热量使得多冰冻土融化,整个路堤在修建后的第二年就下沉了40mm左右。经过几年以后,路堤趋于稳定,此时路堤总的沉降量为50—60mm。可见,由于施工所产生的融沉,一旦路堤的热交换趋于稳定即可停止。

3. 路基冻胀

多年冻土地地区的路基工程,冻胀现象比较普遍,试验工程也同样存在着冻胀问题。试验工程的一段,在西侧边坡坡脚排水沟处的垂直方向和路堑基底距路面1.4m的水平方向上均铺设了保温材料,融期保温材料下的砂砾层(10cm厚)已融化。到了冻结期,最后冻结的地方则是路面下方1.0m,即保温层上方0.4m的土层,其次则是保温层下的砂砾层。其冻结速度约为 $5.8 \times 10^{-7} \text{m/s}$ (5cm/d),总冻胀量约为50mm。由于保温材料下的砂砾层中的水不能自由排出,此层冻胀量最大,约为25mm,占总冻胀量的50%左右。弱冻胀层则属于最后冻结的部位(图3)。如果对砂砾层的冻胀量作一下粗略的计算,那么即使整个10cm厚的砂砾层全都属于水,其冻胀量也只有9mm,但实际测出的冻胀量远远大于9mm,这只能是外部水分补给所造成的。事实上,在融期保温层下有承压冻结层上水,而且保温材料下的砂砾层与其它地段同属接近冻融交界面的土层相

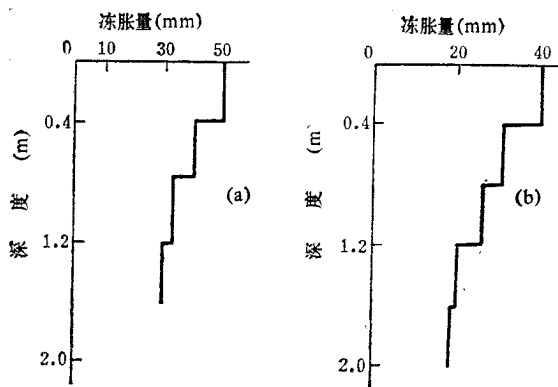


图3 路堑基底的冻胀量(每隔0.4m设一块冻胀板)

(a)有保温材料的深路堑地段(融深1.60m);(b)无保温材料的浅路堑地段(融深2.00m)

Fig. 3 Frost heave magnitude at the bottom of the cut, (a) Deep cut section with insalation material; (b) Shallow cut section without insulation material

比,它不是最先冻结,而是到10月底11月初才开始冻结,这就有利于更多水分向冻结锋面迁移,再加上其重力势的作用,迁移到基底保温材料下的水分迁移量就相当可观,从而造成了如此大的冻胀量。

对于未铺设保温材料的高边坡深路堑和低边坡浅路堑,其冻结速率约为 8×10^{-7} m/s(7cm/d),它们的总冻胀量大致相等,即40mm左右。深路堑最后冻结的地方是距路面1.0m处的土层,而靠近零断面处的浅路堑最后冻结的地方则是距路面1.5m处的土层,浅路堑的弱冻胀层则发生在包含有最后冻结部分的土层中(1.2—1.6m)。此外,深路堑和浅路堑距路面1.6m以上的土层其秋末含水量虽然基本相同,但深路堑在融期含有承压冻结层上水,浅路堑融期未发现冻结层上水,接近冻融交界面处的含水量只有17%,靠高边坡一侧的试坑底部(接近上限处)有渗水现象,上限处冻结土中含有较薄的层状冰。从浅路堑的冻胀观测资料来看(图3、4),靠近上限处0.4m厚的土层,其冻胀量约为18mm,比其它部位的冻胀量大得多。因此,此层的冻胀量最终还是受到了边坡补给水分的影响。

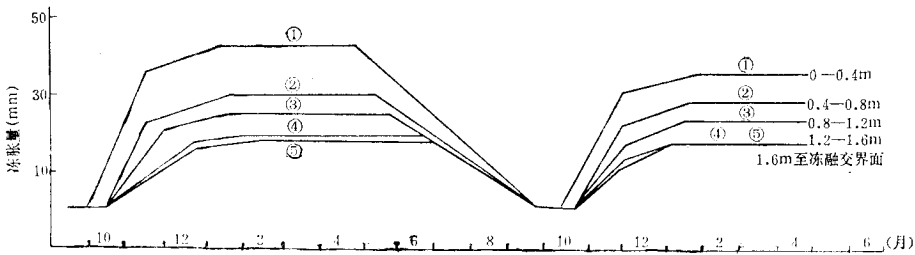


图4 路堑基底(路面中心处)的冻胀曲线(共分五层,每层0.4m)

Fig. 4 Frost heaving curve at the base of cut (the center of road)

路堤和零断面地段秋末融层平均含水量为14.5%,土壤干容重为 1760 kg/m^3 。起始冻结温度按 -0.2°C 计,路堤地段最后冻结的部位是距路面1.5m处的土层,其冻结速率平均值约为 4.6×10^{-7} m/s(4.0cm/d),总冻胀量17mm左右,弱冻胀层发生在距路面0.4—0.8m处(图5)。零断面地段10月上旬才能达到最大融深(2.1m),此时路面也已开始冻结,且到12月中旬左右融化层才全部冻结,最后冻结的地方则是距冻融交界面10cm处的土层,其冻结速率平均值约为 4.1×10^{-7} m/s(3.5cm/d),最大冻胀量18mm左右,弱冻胀层同样发生在距路面0.4—0.8m处(图5)。

对于路堤和零断面,虽然没有外来水分补给,但由于冻结时的水分重新分布,冻结区内以冰形式的大量水分聚集,这是各类非饱和土壤和细粒岩土所固有的性质。所以,路堤和零断面同样发生由于水分向冻结锋面迁移所形成的冻胀。图6给出了冲洗亚粘土(不含盐分)水分迁移量与冻结速度的关系,由上述情况可查出路堤和零断面总迁移水量约为 $30 \times 10^{-6} \text{ kg}/(\text{m}^2 \cdot \text{s})$ 。相界面处水分迁移流量微分方程可用下式表示^[2]:

$$i_T(\xi, \tau) - i_M(\xi, \tau) = \gamma c k \Delta W \frac{d\xi}{d\tau} \quad (1)$$

假设向正冻结区迁移的水分全部冻结,不考虑正冻结区向已冻结区迁移的水分,并设

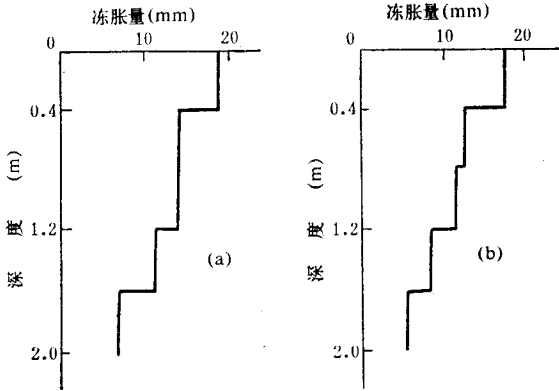
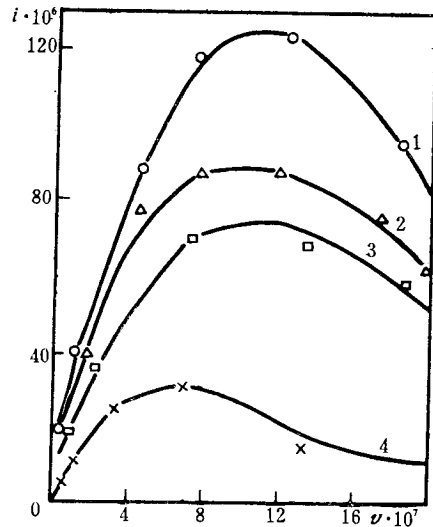


图 5 零断面和路堤的冻胀量（每隔 0.4m 设置一块冻胀板）（a）零断面地段；（b）路堤地段

Fig. 5 Frost heaving magnitude of zero profile and embankment, (a) Zero profile section; (b) Embankment section

图 6 冲洗亚粘土水分迁移量 (kg/m²·s) 与冻结速度 (m/s) 关系¹⁾
含水量：1——32%；2——25%；
3——21%；4——13%

Fig. 6 Relation between water migration (kg/m²·s) of washed clay and adfreezing velocity (m/s), Water content: (1) 32%; (2) 25%; (3) 21%; (4) 13%



$$\frac{d\xi}{d\tau} = v, \text{ 则有}$$

$$i = \gamma_{\text{CK}} \Delta W v, \tag{2}$$

在冻结面上冻结的迁移水分为：

$$\Delta W = \frac{i}{\gamma_{\text{CK}} v}. \tag{3}$$

根据式 (3) 可计算出路堤或零断面冻结面上迁移水分的冻结量为：

$$\Delta W = \frac{30 \times 10^{-6}}{1760 \times 4.1 \times 10^{-7}} = 0.042.$$

如冻胀量为迁移水分全部冻结所形成，则总冻胀量（融层 2.1m，水容重 1000kg/m³）为：

$$1760 \times 0.042 \times 2.1 \times \frac{0.09}{1000} = 0.014\text{m} = 14\text{mm}.$$

计算值与实测值基本相符。

1) Л.В. 齐斯托齐诺夫，非饱和土冻结时的水分迁移，全国水工建筑抗冻情报网译。

根据实测资料及解剖结果, 青藏高原多年冻土地区修筑路基工程应注意以下两点:

1. 冻结层上水是影响多年冻土地区路堑稳定的主要因素, 因此应加强冻结层上水的排泄, 如设坡脚排水盲沟或基底排水层等。

2. 高填土路堤路肩的冻裂, 有可能影响路堤边坡的稳定, 边坡坡度应适当放缓。

致谢: 本文观测资料均由我所周怀珍、张子安等同志提供, 特此致谢。

参 考 文 献

- [1] 佟治权, 冻融交界面和冻后全融土现场大型直剪试验研究, 第二届全国冻土会议论文集, 甘肃人民出版社, 1982。
- [2] Г.М. 费里德曼著, 徐敦祖等译, 冻土温度状况计算方法, 科学出版社, 1973。

图 版 说 明

照片 1 路堑边坡工业保温材料被冻胀破坏的情形

照片 2 青藏黑色公路的路堤纵向裂缝

照片 3 路堤横断面上的裂缝状态

Plate Options

Photo 1 Industrial insulation material on the cutting slope destroyed by frost heaving

Photo 2 Vertical cracks of the embankment of the Qinghai-Xizang asphalt-paved highway

Photo 3 Cracks on the lateral profile of an embankment

Analysis of the Frost Damage to the Testing Subgrade on Permafrost in the Fenghushan Region on the Qinghai-Xizang Plateau

Ye Bayou

(Northwest Institute, Chinese Academy of Railway Sciences)

Abstract

The frost damage to subgrade engineering and its causes are explained in this paper according to the data obtained from long observations and engineering analyses. Discussed mainly in this paper are the destruction of the slopes of cuttings by the upperlayer groundwater of permafrost and its effect on the bases, the cracking of the shoulder of high embankments and its effect on the stability of slopes, and the frost heave of the subgrade and its formation.