

炭质页岩路堑边坡施工过程稳定性分析*

陈向阳, 黄涛, 檀威

(长沙理工大学 交通运输工程学院, 湖南 长沙 410004)

摘要: 对炭质页岩路堑边坡开挖提出“过程稳定性”的方法, 即分级开挖一级、及时实时支护一级, 并对边坡开挖过程中及实时支护后的稳定性进行分析。结果表明, 及时支护后边坡安全系数整体明显提高, 每级的剪切应变增量分布面积及最大值都减小很多, 有效降低了施工安全风险。

关键词: 公路; 路堑边坡; 炭质页岩; 过程稳定性

中图分类号: U416.1

文献标志码: A

文章编号: 1671-2668(2017)04-0087-03

炭质页岩是一种软岩, 具有遇水软化、崩解的特性, 易导致路堑边坡滑塌等地质灾害。因此, 炭质页岩边坡施工过程的稳定性分析十分必要。目前炭质页岩边坡开挖施工中通常是直接一次开挖到底, 然后实施支护, 缺乏对边坡开挖过程中动态变化的考虑, 极有可能在开挖过程中发生失稳破坏。为此, 对炭质页岩边坡开挖提出“过程稳定性”的方法, 即分级开挖一级、及时支护一级。该文以广西宜州至河池高速公路三标 K29+240—365 右侧某炭质页岩高边坡为工程背景, 采用该方法进行边坡开挖, 在最不利开挖步骤阶段进行位移和应变监测, 对边坡的稳定状态进行分析。

1 边坡开挖数值模型

该边坡位于山体中间, 地形起伏大, 自然状态下边坡稳定性好。其工程地质岩性如下: 1) 覆盖层。主要为强风化炭质页岩, 呈棱角状, 粒径 10 cm 左右。2) 基岩。主要是强中风化炭质页岩, 裂隙发育, 岩层产状为 $65^\circ \angle 35^\circ$, 呈黑色。该边坡高度为 60 m, 分 6 级开挖。根据勘察报告及初步设计方案, 确定每级开挖深度为 10 m, 每级坡比(从上到下)分别为 1:1.25、1:1、1:0.75、1:0.75、1:0.5、1:0.5(见图 1)。

采用 ANSYS 软件进行三维数值建模, 并将数值模型导入 FLAC^{3D} 中。模型总宽度为 130 m, 左侧高度为 80 m, 右侧高度为 20 m, 共划分为 6 135 个单元、7 604 个节点。模型边界条件为: 在 x 轴方向 $x=0, x=130$, 水平 x 方向固定; 在 y 轴方向 $y=0, y=10$, 水平 y 方向固定; 在 z 轴方向底面 $x、y、z$

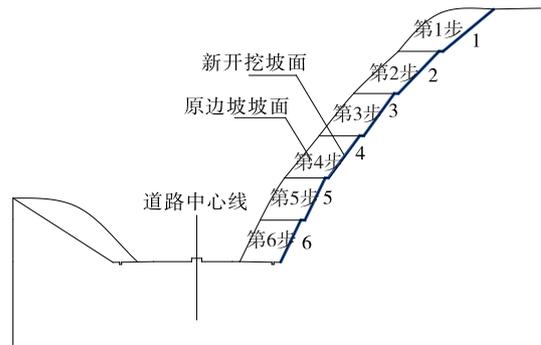


图 1 炭质页岩边坡分级开挖示意图

固定, 设置 Mohr-Coulomb 模型, 以最大不平衡力趋近于 10^{-5} 为收敛准则(见图 2)。在边坡开挖过程中采用 History 命令, 对边坡开挖断面上几个特殊的节点进行竖向位移和水平位移监测。

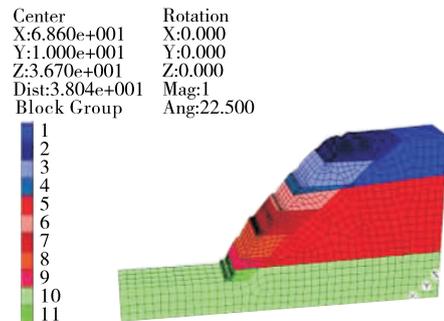


图 2 炭质页岩边坡分级开挖网格模型

2 边坡开挖计算结果分析

2.1 无支护分级开挖下的计算结果分析

2.1.1 安全系数的变化

无支护分级开挖情况下该边坡安全系数随分步

* 基金项目: 国家自然科学基金资助项目(51374042)

开挖过程的变化见图3。

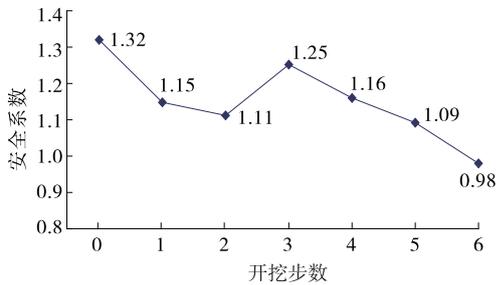


图3 无支护分级开挖下边坡安全系数的变化

由图3可知:在无支护分级开挖情况下,该边坡的安全系数呈现先减小后增大再减小的趋势。未开挖时,其安全系数为1.32,处于稳定状态;第1步开挖完成后,其安全系数为1.15,处于欠稳定状态,不满足规范要求,说明开挖过程使边坡的应力重分布;第2步开挖完成后,其安全系数逐渐增大,主要原因可能为开挖一部分岩体后,新开挖部分坡体产生的推动力不足以使下部未开挖部分坡体发生变形,且卸荷使坡体自重减小,边坡暂时处于稳定状态;第3步至开挖结束,其安全系数明显下降,最终为0.98,处于不稳定状态,主要原因可能是边坡脚岩体大量开挖,大大减小了其支撑力,造成坡体整体滑动,形成推动式滑坡,此时应采取支护措施。

2.1.2 测点位移变化

无支护分级开挖情况下该边坡各测点的水平位移变化见图4,竖直位移变化见图5。

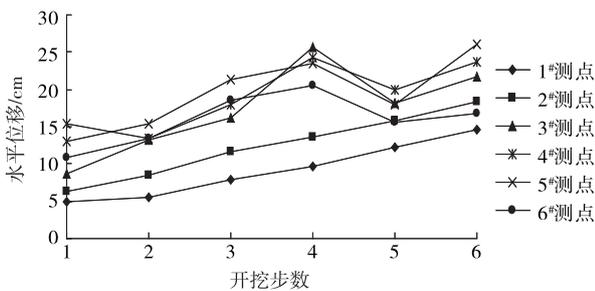


图4 无支护分级开挖下各测点水平位移的变化

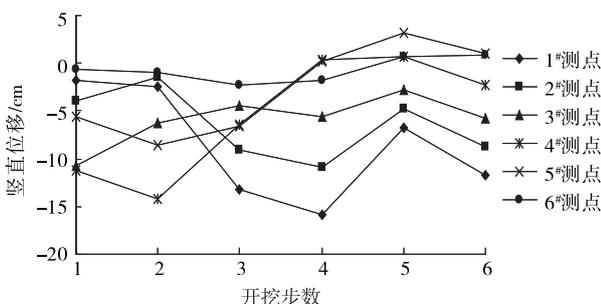


图5 无支护分级开挖下各测点竖直位移的变化

由图4可知:在无支护分级开挖情况下,该边坡1#、2#测点的水平位移逐渐增大,但总的变形量较小,最大值为18.28 cm,说明开挖过程中测点变形随着自重卸荷的增加而增大;3#~6#测点的水平位移先增大后减小再增大,第3步开挖完成后,水平位移急剧增大,第4步开挖完成后减小,第5步开挖完成后又逐渐增大。

由图5可知:在无支护分级开挖情况下,该边坡1#、2#、4#、5#测点的竖直位移先减小后增大再减小,第3步开挖完成后竖向位移急剧增大,第5步开挖完成后又逐渐减小。3#、6#测点的竖直位移变化不明显,趋于平稳。

综上,在边坡开挖前两步,边坡安全系数逐渐减小,处于不稳定状态。因此,可选择在第3步开挖完成后进行支护,之后每开挖一级、及时支护一级,支护方案见表1。锚杆设计锚固为50 kN,预应力锚索设计锚固力为1 000 kN,锚杆倾角为20°。

表1 炭质页岩边坡支护方案

开挖步数	支护方案
1	4排长度9 m HRB335φ28 mm 全长注浆锚杆
2	4排长度12 m HRB335φ32 mm 全长注浆锚杆
3	4排长度12 m HRB335φ32 mm 全长注浆锚杆
4	3排长度24 m (6φ15.2 mm) 预应力锚索,锚固长度10 m
5	4排长度9 m HRB335φ28 mm 全长注浆锚杆
6	4排长度9 m HRB335φ28 mm 全长注浆锚杆

2.2 有支护分级开挖下的计算结果分析

2.2.1 剪切应变增量的变化

图6、图7分别为第3步、第6步开挖完成后该边坡剪切应变增量云图。

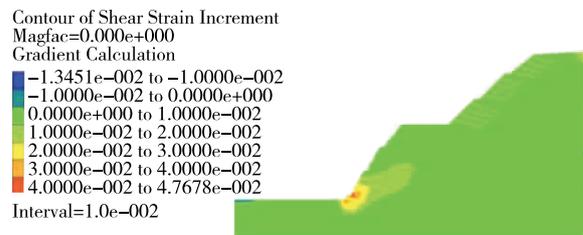


图6 有支护分级开挖下边坡剪切应变增量云图 (第3步开挖)

由图6、图7可知:在第3~第6步开挖完成后及时进行支护,每级边坡的剪切应变增量分布面积及最大值都减小很多,仅在第6步开挖完成后形成小面积滑动面贯通,实时支护后边坡的稳定性得到

很大提高,说明所采取的支护方案可行;支护后剪应变增量的最大值仍出现在坡脚位置,施工完成后可在坡脚位置施加高矮脚墙来增强稳定性。

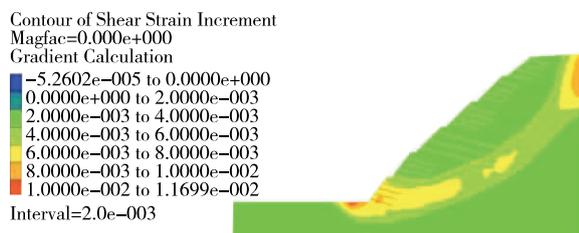


图7 有支护分级开挖下边坡剪应变增量云图 (第6步开挖)

2.2.2 安全系数的变化

实时支护情况下该边坡安全系数随分步开挖过程的变化见图8。

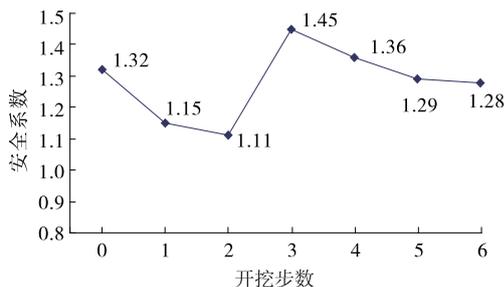


图8 有支护分级开挖下边坡安全系数的变化

由图8可知:每级开挖完成及时支护后,第3~第6步开挖完成后边坡的安全系数都大幅提高,虽然在开挖后期安全系数逐渐减小至趋于稳定,但其值满足规范要求。每级开挖及时支护大大提高了边坡的稳定性。

2.2.3 测点位移变化

有支护分级开挖情况下该边坡各测点的水平位移变化见图9,竖直位移变化见图10。

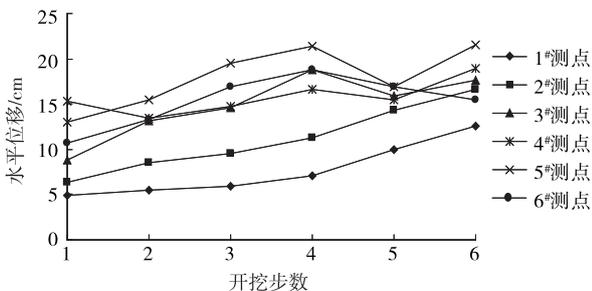


图9 有支护分级开挖下边坡各测点水平位移的变化

由图9、图10可知:该边坡及时支护后各测点的水平位移都有所减小,3#、4#测点下降更明显;与支护前相比竖直位移下降明显,2#~6#测点的竖向

位移在开挖后半段都趋于平稳,表明及时支护能有效抑制边坡整体向下蠕动。

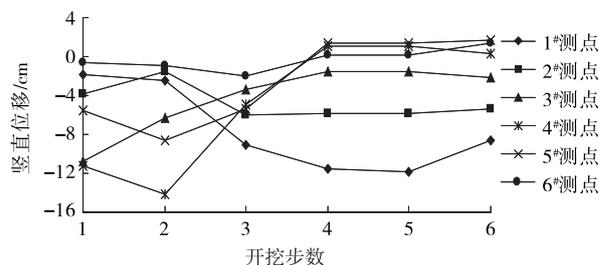


图10 有支护分级开挖下边坡各测点竖直位移的变化

3 结论

(1) 第1~3步开挖完成后,炭质页岩路堑边坡的变形为潜在局部失稳破坏,其整体蠕动方式为推动式;整体开挖完成后的变形为潜在整体深层失稳破坏,其整体蠕动方式为牵引式。

(2) 炭质页岩路堑边坡在无支护分级开挖时,第3步开挖完成后其稳定性开始下降,必须在该步开挖完成后采取支护措施,从第4步开挖开始每开挖一级及时支护一级。

(3) 炭质页岩路堑边坡在第3步开挖完成后实时进行支护,其安全系数整体提高,满足规范要求;各测点的位移整体下降。施加锚杆(索)能有效抑制边坡整体向下蠕动,提高边坡的稳定性。

参考文献:

- [1] 蒋永远.灰色理论在岩石边坡稳定分析和预测中的应用[J].土工基础,2003(3).
- [2] 王穗辉,潘国荣.基于MATLAB多变量灰色模型及其在变形预测中的应用[J].土木工程学报,2005,38(5).
- [3] 张永波.基于灰色系统理论的预测模型的研究[D].哈尔滨:哈尔滨工程大学,2005.
- [4] 何福道.高速公路边坡防护与加固初探[J].公路,2001(1).
- [5] 欧湘潭,白楷,朱云升,等.基于FLAC^{3D}的强度折减法边坡稳定性分析[J].武汉理工大学学报,2009,31(9).
- [6] Duncan J M.State of the art: limit equilibrium and finite element analysis of slopes[J].Journal of Geotechnical Engineering,1996,122(7).
- [7] Guido Wolters, Gerald Muller.Effect of cliff shape on internal stresses and rock slope stability[J].Journal of Coastal Research,2008,24(1).
- [8] 王璇.软质岩高边坡变形机理及加固方案研究[D].长

由表 9 可知:经过融雪剂冻融后,小梁的抗弯拉强度有所降低;冻融介质不同时小梁抗弯拉强度降低幅度不一样,冻融介质为 0.25 g/mL 的 NaCl 溶液和 CaCl₂ 溶液时,与经水冻融的小梁相比,其抗弯拉强度降低幅度分别为 8.4%、4.3%。说明同浓度的 NaCl 溶液对混合料低温稳定性的影响比 CaCl₂ 溶液的大。究其原因,一方面 CaCl₂、NaCl 与沥青作用,使沥青的粘结力下降,混合料的低温稳定性降低;另一方面,CaCl₂、NaCl 对沥青混合料的整体粘结性产生一定影响,使其低温稳定性下降。

3.3 融雪剂对沥青混合料水稳定性的影响

利用马歇尔冻融劈裂试验分析融雪剂对沥青混合料水稳定性的影响。制作 3 组试件,一组用水冻融,另两组分别用浓度为 0.25 g/mL 的 NaCl 溶液和 CaCl₂ 溶液冻融。试验结果见表 10。

表 10 沥青混合料冻融劈裂试验结果

试验条件	冻融劈裂强度比 TSR/%
水冻融	92.17
NaCl 溶液冻融	83.62
CaCl ₂ 溶液冻融	82.15

由表 10 可知:经融雪剂冻融后,试件的水稳定性有所降低;冻融介质不同时,试件的冻融劈裂强度比降低幅度不一样,冻融介质为 0.25 g/mL 的 NaCl 溶液和 CaCl₂ 溶液时,与经水冻融的试件相比,其 TSR 分别降低 9.3%、10.9%。说明融雪剂会降低混合料的水稳定性,同浓度的 NaCl 溶液对混合料水稳定性的影响比 CaCl₂ 溶液的略小。

4 结论

(1) 经过水和融雪剂冻融作用后,混合料的动稳定度都有所降低;冻融介质为水、浓度 0.25 g/mL

的 NaCl 溶液和 CaCl₂ 溶液时,其动稳定度分别为 9 800、7 200、8 700 次/mm,与未冻融试件相比,降低幅度分别为 12.5%、35.7%、22.3%。

(2) 经过融雪剂冻融作用后,混合料的低温稳定性有所降低;冻融介质为 0.25 g/mL 的 NaCl 溶液和 CaCl₂ 溶液时,其抗弯拉强度分别为 16.97、17.73 MPa,与经过水冻融的试件相比,降低幅度分别为 8.4%、4.3%。

(3) 经过融雪剂冻融后,试件的水稳定性有所降低;冻融介质为 0.25 g/mL 的 NaCl 溶液、CaCl₂ 溶液时,TSR 值分别为 83.62%、82.15%,与经水冻融的试件相比,降低幅度分别为 9.3%、10.9%。

参考文献:

[1] 王同福.自融雪沥青路面长期融雪性能测试方法研究[J].公路与汽运,2016(5).
 [2] 王继文,姚晓光.融雪剂对沥青路面水稳定性影响研究[J].公路交通科技:应用技术版,2016(7).
 [3] 李长雨.氯盐融雪剂对沥青混合料路用性能影响研究[J].中外公路,2016,36(2).
 [4] 张浩军,王修山,凡涛涛.盐化物沥青混合料在高速公路罩面工程中的应用[J].公路与汽运,2015(6).
 [5] 段冲,王友奎,赵帆,等.防冰抗滑沥青混合料的应用研究[J].公路与汽运,2014(6).
 [6] 韩志斌.中国道路融冰除雪技术发展现状及未来趋势[J].公路与汽运,2013(6).
 [7] 李福普,王志军.长效型主动融雪沥青混合料路用性能试验[J].公路交通科技,2012,29(3).
 [8] JTG E20—2011,公路工程沥青及沥青混合料试验规程[S].
 [9] TG F40—2004,公路沥青路面施工技术规范[S].
 [10] JTG E42—2005,公路工程集料试验规程[S].

收稿日期:2017-02-17

(上接第 86 页)

[13] 杨峰,阳军生,李昌友,等.基于六节点三角形单元和线性规划模型的上限有限元研究[J].岩石力学与工程学报,2012,31(12).

[14] 李亮,于广明,褚雪松,等.土坡稳定极限分析上限法中的多解性分析[J].岩土力学,2009,30(增刊 2).

收稿日期:2017-02-13

(上接第 89 页)

沙:中南大学,2012.

[9] 邱恩喜.道路软岩边坡设计研究[D].成都:西南交通大学,2009.

[10] 王意明.炭质页岩路堤沉降特性及填筑技术研究[D].长沙:长沙理工大学,2011.

收稿日期:2016-12-14