

含软弱夹层岩质高边坡稳定性影响因素分析

龚啸

(湖南省高速公路集团有限公司, 湖南 长沙 410022)

摘要: 为系统研究含软弱夹层的岩质高边坡的稳定性影响因素,以某高速公路含软弱夹层岩质高边坡为例,通过建立有限元分析模型,分析不同情况下软弱夹层对高边坡稳定性的影响。结果表明,含软弱结构面边坡的安全系数略低于不含软弱结构面边坡;软弱结构面顺倾时,边坡安全系数随着软弱层埋深的增大先减小后增大;软弱结构面反倾时,边坡安全系数随着软弱层埋深的减小先增大后减小。

关键词: 公路;路堑高边坡;软弱夹层;稳定性

中图分类号: U416.1

文献标志码: A

文章编号: 1671-2668(2020)06-0085-05

软弱夹层是夹在相对坚硬岩(土)层中的强度较低的岩(土)层,一般呈层状,其物理力学性质弱,遇水易软化或泥化,抗剪强度降低,不利于结构体的抗滑稳定,特别是连续、倾角小于 30° 的软弱夹层对结构体更为不利。针对含软弱夹层边坡,Griggs D. 通过变形试验对软弱夹层进行了研究;王来贵等分析了含软弱结构面岩石的变形破坏过程,对岩石的滑动过程进行了阐述,分析了沿软弱结构面滑动系统的稳定性;米海珍等对含红层软岩的边坡进行研究,发现其稳定性影响因素为坡度、荷载及降雨等;王建国等通过分析边坡软弱夹层的力学特性,对含软弱结构面的矿山软岩边坡稳定性研究方法进行了阐述;解联库等采用 RFPA 有限元软件对含软弱结构面的顺层边坡稳定性进行了分析;王振伟通过分析边坡中软弱结构面的力学特性,总结了矿山软岩边坡稳定性的研究方法;赵凯等基于颗粒流法,通过构建不同分布含软弱结构面边坡,分析软弱结构面几何分布对边坡稳定性及破坏模式的影响,结果表明分布深度越浅,边坡稳定性越差,随着深度的增加,其对边坡的影响越来越小。影响边坡稳定性的因素有很多,该文结合实际边坡工程,根据边坡地质、水文特点及实际工况对软弱夹层高边坡稳定性影响因素进行分析。

1 影响因素分析

边坡岩体中一般会存在明显的地质界面,包括节理裂隙、断层及层面等。由于这些软弱面的存在,岩体在空间上会存在不连续性。有学者把岩体称为结构体,把地质中不连续面称为结构面,结构面切割

出来的岩块称为结构体。研究表明边坡中软弱结构面是影响边坡稳定性的重要因素。

(1) 层状夹层厚度。在荷载及外在环境作用时,不同夹层厚度对边坡稳定性具有不同的影响。这是由于软弱结构面自身的性质,经过不同厚度的软弱结构面时,荷载的传递会发生不同程度的增强或衰减。

(2) 层状软弱结构面倾角。软弱结构面的产状直接影响边坡的破坏形式,在荷载及外在环境作用下,顺倾向软弱结构面上部坡体可能会因为接触面的下滑力大于摩擦力发生顺层滑移破坏;反倾向软弱结构面可能会形成贯通破裂面,在破裂面与坡面的交界处可能发生崩塌、落石等破坏。

(3) 层状软弱结构面埋深。在荷载及外在环境作用下,软弱结构面周边岩体会最先受到影响,软弱结构面的埋深决定边坡失稳破坏的位置。顺层边坡是在形成贯通型滑面后,上部滑体下滑力大于滑面阻力而发生滑移形成的,而下滑力大小主要由上部滑体重力决定,若形成的滑面较深,形成的滑体相应较大,在接触面阻力不变的情况下,边坡更易发生失稳破坏。软弱结构面埋深越大,形成的滑体越大,滑移后造成的灾害也越严重。

(4) 非层状结构面。非层状结构面包括断层、节理、裂隙等构造结构面,这些因素对边坡稳定性的影响主要表现在:1) 规模很大的节理、走向断层通常会成为边坡滑动的边界裂缝,且这些裂缝会成为降雨及地表水下渗通道,进而加速软弱结构面的软化和泥化。2) 倾向边坡坡外的节理裂隙、走向断层一般会成为边坡失稳滑动的剪出口。3) 对于节理

裂隙非常发育的边坡,边坡性质发生了本质改变,层状结构、块状结构的岩体边坡被节理裂隙切割成非常破碎的散体结构,边坡失稳会转变为沿着节理裂隙面影响的圆弧形滑动破坏。

2 工程概况

湘西龙永(龙山—永顺)高速公路沿线边坡坡面的断面形式主要分为台阶形、折线形(分为上陡下缓和上缓下陡2种形式)、直线形(一坡到底)3种,考虑高度对边坡稳定性的影响,3级以上高边坡一般设计为台阶形,平台宽度为1.5~2 m。该项目15标合同段K57+030—073左侧有一近60 m路堑高边坡,最大挖方高度56.96 m,平均挖方高度32 m。各级坡率及平台宽度见表1。

表1 K57+030—073 边坡坡率

台阶级数	坡率	台阶级数	坡率
1级	1:0.75	4级	1:1
2级	1:0.75	5级	1:1
3级	1:0.75	6级	1:1

注:平台宽度为2.0 m。

边坡主体由泥质页岩及灰岩构成,开挖后整体稳定性较好,现场未发现明显开裂和落石现象。边坡地质剖面及现场施工情况见图1、图2。

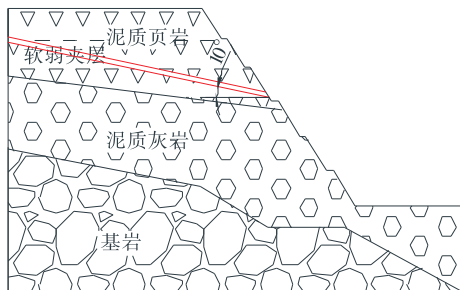


图1 边坡地质剖面图



图2 边坡现场施工图

3 软弱夹层对边坡稳定性的影响分析

3.1 模型网格划分及边界条件设置

数值模拟结果的准确性与预设计算模型有较大关系。计算域如果太小,计算精度和准确性会降低;计算域太大,单元划分会增多,受计算机运算水平的影响计算过程会十分困难且漫长,计算效率降低。因此,恰当选取计算域,既可保证计算工作的顺利进行,又能确保计算结果的准确性。以上述边坡为原型,建立长×宽=156.52 m×81.4 m的数值模型(见图3)。

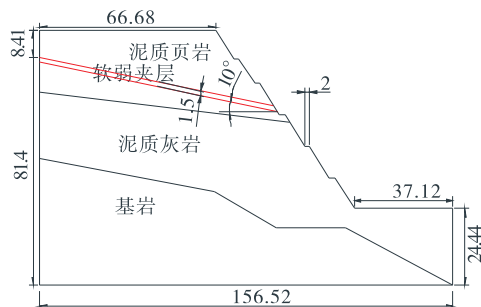


图3 典型边坡概化图(单位:m)

根据泥质页岩中是否含有软弱夹层,采用有限元软件MIDAS/GTS分别建立不含、含软弱夹层边坡模型,其中不含软弱夹层边坡模型包含1 028个单元,含软弱夹层边坡模型包含1 043个单元(见图4、图5)。不同土层之间不需作特别处理,只要将土层之间的交界面定为网格交界面,然后对不同网格进行定义即可。MIDAS/GTS中接触单元属性默认采用摩尔—库仑接触(实质等同于摩尔—库仑准则),故在建模理解时,将接触单元理解成为一个实

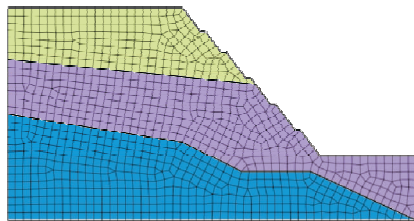


图4 不含软弱夹层的模型

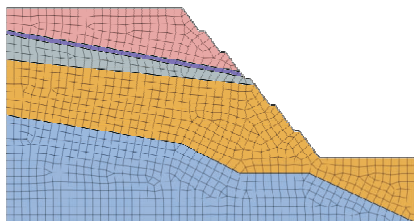


图5 含软弱夹层的模型

体(或面单元),这个单元的应力、应变特点和摩尔—库伦准则一样。

由于边坡扰动的影响范围有限,故边坡远端土体的位移较小,可将模型边界位置的位移视为零。边坡模型边界采取位移约束,下部节点采用水平、竖直两个方向的约束,左右两端采用水平约束。

3.2 不含软弱结构层边坡的稳定性分析

在 MIDAS/GTS NX 中各地层均采用摩尔—库伦本构模拟,参考相关研究成果,通过室内土工试验得出各土体容重、黏聚力、内摩擦角(见表 2)。

表 2 土体的基本参数

土体类型	容重/ ($\text{kN} \cdot \text{m}^{-3}$)	黏聚力/ kPa	内摩擦 角/($^{\circ}$)	弹性模 量/kPa
泥质页岩	16.8	41.78	22.98	4.5×10^6
泥质灰岩	17.5	63.68	27.90	5.0×10^6
基岩	26.0	140.00	32.00	5.0×10^8

采用强度折减法求得不含软弱结构面边坡在自然工况下的安全系数为 1.275,其中剪应变、塑性区及水平和竖向位移见图 6~9。

由图 6~9 可知:1) 不含软弱夹层边坡的安全系数为 1.275,大于边坡规范中安全系数允许值 1.20,表明边坡在自然工况下处于稳定状态。强度折减法计算的潜在滑移面贯通坡顶与坡脚,最大等效塑性应变在坡脚位置,并沿着滑移面的滑移路径

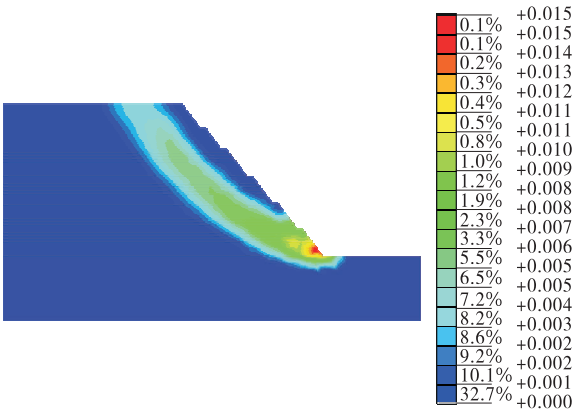


图 6 不含软弱结构面边坡的剪应变云图(单位: $\text{kN} \cdot \text{m}$)

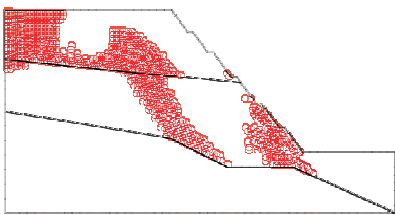


图 7 不含软弱结构面边坡的塑性区变化

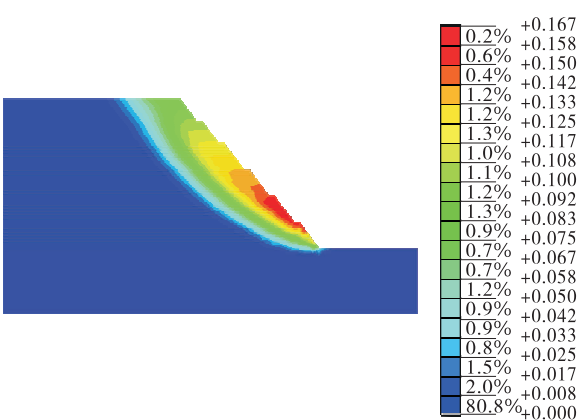


图 8 不含软弱结构面边坡的水平向位移云图(单位:m)

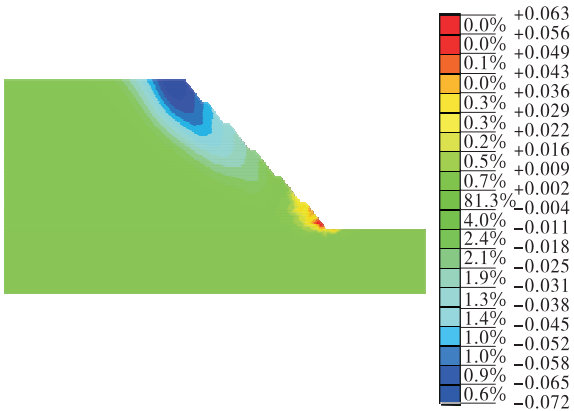


图 9 不含软弱结构面边坡的竖向位移云图(单位:m)

塑性应变逐渐增大,塑性区从边坡内部开始发展,随着强度参数的不断折减,逐渐贯通到坡脚位置形成滑移面。2) 在泥质页岩的左上角、泥质灰岩的中间位置及坡脚位置形成塑性区,与潜在滑移面大致一致。加固时需针对这些塑性区位置进行加强。3) 折减后边坡发生的最大水平位移集中在 2 级台阶坡面位置,最大水平位移为 0.167 m;最大竖向位移发生在边坡滑块后缘最后一级台阶处,最大竖向位移为 0.072 m。水平位移从坡腰开始发展,逐渐发展到坡脚位置,在不同时期需加固的位置不一样,可考虑根据不同位移变形值对边坡进行稳定性判断并采取对应加固措施。

3.3 含软弱结构面边坡的稳定性分析

主体采用摩尔—库伦单元模型;软弱夹层埋深为 8.41 m,倾角顺坡向 10° ,层厚 1.5 m,采用软蠕变单元模型(MIDAS/GTS NX 软件本构)。由室内土工试验得出软弱夹层的基本参数如下:容重为 15.9 kN/m^3 ,黏聚力为 22.37 kPa,内摩擦角为 19.02° ,弹性模量为 $6.0 \times 10^5 \text{ kPa}$ 。其他土体的基本参数见表 2。

采用强度折减法求得含软弱结构面边坡在自然

工况下的安全系数为 1.252, 其中剪应变、塑性区及水平和竖向位移见图 10~13。

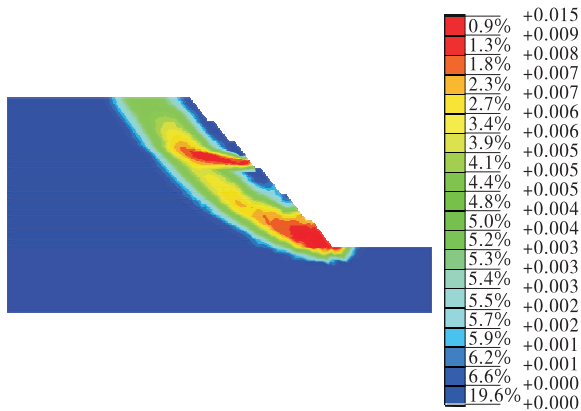


图 10 含软弱结构面边坡的剪应变云图(单位: $\text{kN} \cdot \text{m}$)

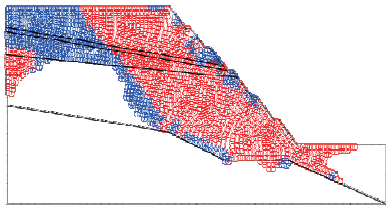


图 11 含软弱结构面边坡的塑性区变化

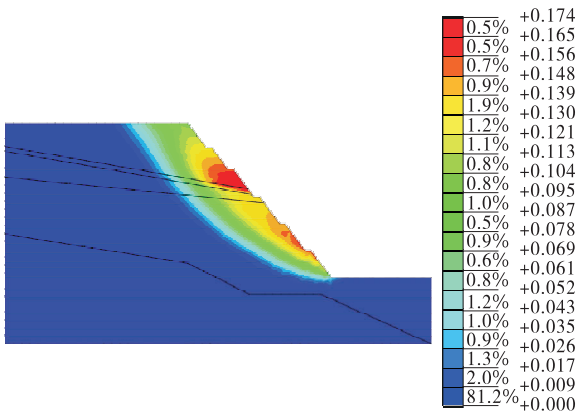


图 12 含软弱结构面边坡的水平方向位移云图(单位: m)

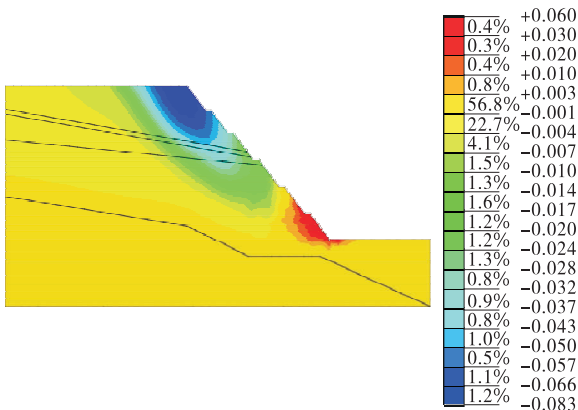


图 13 含软弱结构面边坡的竖直方向位移云图(单位: m)

由图 10~13 可知: 1) 自然工况下, 含软弱夹层边坡的安全系数为 1.252, 边坡处于稳定状态。折减后的潜在滑移面贯通坡顶与坡脚, 最大等效塑性应变出现在坡脚、软弱面与坡面相交位置。含软弱夹层的模型会形成两个潜在滑移面, 滑舌分别位于坡脚与软弱层露出位置, 需对这两处分别进行加固处理才能阻止潜在面滑动, 使边坡更安全。2) 塑性区发展位于泥质灰岩的左上角及潜在滑移面滑动区域。塑性区从软弱层位置开始发展, 逐渐贯通至坡脚, 将原来的软弱层滑动面增加为含有坡脚的双潜在滑动面。3) 折减后边坡发生的最大水平位移集中在软弱层与坡面相交位置, 最大水平位移为 0.174 m; 最大竖向位移发生在边坡滑块后缘最后一级台阶处, 最大竖向位移为 0.083 m。水平位移从坡腰软弱层开始逐渐发展到坡脚位置; 竖向位移一直在滑坡后缘位置向滑动面发展, 在不同时期需加固的位置不一样, 可考虑根据不同位移变形值对边坡进行稳定性判断。

3.4 软弱夹层几何分布对边坡稳定性的影响分析

3.4.1 软弱夹层顺倾向的影响

参考图 3, 构建不同埋深、不同倾角下边坡模型, 得出其安全系数, 分析软弱夹层埋深及倾角对边坡安全系数的影响, 结果见表 3。

表 3 不同埋深及倾角下安全系数计算结果

倾角/ $^{\circ}$	不同埋深(m)下安全系数			
	10	20	30	40
5	1.353	1.232	1.162	1.234
10	1.250	1.203	1.132	1.204
15	1.213	1.173	1.121	1.167
20	1.157	1.152	1.054	1.143

由表 3 可知: 1) 同一倾角下, 边坡安全系数随着埋深的增加先减小后增加, 30 m 埋深时最小。原因是 30 m 埋深时露出面刚好在坡脚位置。2) 同一埋深下, 边坡安全系数随着倾角的增大而减小。30 m 埋深、20°倾角下安全系数最小, 为 1.054。

3.4.2 软弱夹层反倾向

参考图 3, 构建不同埋深、不同反倾倾角下边坡模型, 计算其安全系数, 分析软弱夹层埋深及反倾倾角对边坡安全系数的影响, 计算结果见表 4。

由表 4 可知: 1) 同一反倾倾角下, 边坡安全系数随着埋深的增加先增大后减小, 30 m 埋深下安全系数最大, 超过 30°后安全系数减小, 总体来说反倾倾角下安全系数比顺坡倾斜时大。这是因为潜在滑

表 4 不同埋深及反倾倾角下安全系数计算结果

反倾倾角/ $^{\circ}$	不同埋深(m)下安全系数			
	10	20	30	40
5	1.259	1.563	1.742	1.321
10	1.352	1.732	1.924	1.523
15	1.479	1.923	2.143	1.743
20	1.583	2.032	2.437	1.924

动面与 30° 的反倾倾角垂直,该角度能有效增大边坡的稳定性。2) 同一埋深下,边坡安全系数随着反倾倾角的增大而增大;30 m 埋深下安全系数最大,为 2.437。3) 软弱夹层为反倾倾角的边坡,安全系数均大于 1.2,边坡处于稳定状态。

4 结论

(1) 不含软弱夹层边坡的安全系数为 1.275,含软弱夹层边坡的安全系数为 1.252,软弱夹层的存在略微降低了边坡的安全系数;不含软弱夹层边坡仅有一处贯穿坡顶与坡脚的潜在滑动面,含软弱夹层边坡存在贯穿坡顶与坡脚、贯穿坡顶与软弱夹层两处潜在滑动面。

(2) 软弱夹层顺倾时,同一埋深下,边坡安全系数随倾角的增大而减小;同一岩层倾角下,安全系数随软弱夹层埋深的增加先减小后增大。软弱夹层反倾时,同一埋深下,边坡安全系数随着倾角的增大而增大;同一岩层倾角下,安全系数随软弱夹层埋深的增加先增大后减小。

参考文献:

- [1] 张家明.含软弱夹层岩质边坡稳定性研究现状及发展趋势[J].工程地质学报,2020,28(3):626—638.
- [2] GRIGGS D. Creep of rocks[J]. Journal of Geology, 1939,47:225—251.
- [3] 王来贵,张永利,章梦涛,等.含有结构面的岩石试件力学系统滑动稳定性[J].阜新矿业学院学报(自然科学版),1997,16(4):389—392.

- [4] 米海珍,牛军贤,李如梦.红层软岩破碎软弱夹层边坡稳定性影响因素探讨[J].兰州理工大学学报,2006,32(3):112—114.
- [5] 王建国,王振伟,王来贵,等.受控于软弱结构面的矿山软岩边坡稳定性[J].辽宁工程技术大学学报,2006,25(5):686—688.
- [6] 解联库,杨小聪,杨天鸿,等.顺层岩质边坡变形破坏规律的分析[J].有色金属,2007,59(2):75—78+104.
- [7] 王振伟.软弱结构面控制的矿山软岩边坡稳定性研究[C]//中国煤炭学会.煤矿重大灾害防治技术与实践:2008 年全国煤矿安全学术年会论文集.北京:中国煤炭学会,2008:5.
- [8] 赵凯,曾亚武,曾超.基于颗粒流法含软弱结构面岩质边坡稳定性分析[J].科学技术与工程,2018,18(1):97—102.
- [9] 周子龙,卢双全,唐雯钰.不同剪切速率下软弱结构面抗剪特性分析[J].有色金属工程,2019,9(4):79—85.
- [10] 王斐笠.工程扰动下岩体结构面强度劣化及其边坡失稳分析[D].沈阳:东北大学,2017.
- [11] 沈亚麒.四川茂县—北川公路土门段层状岩质斜坡稳定性研究[D].北京:中国地质科学院,2019.
- [12] 杨小奇.含软弱层边坡地震动力响应分析优化算法研究[D].成都:成都理工大学,2016.
- [13] 朱雷.金沙江观音岩水电站坝基软弱结构面工程地质特性及抗滑稳定性研究[D].成都:成都理工大学,2013.
- [14] 楼晓昱,曾铃,何忠明.公路边坡降雨入渗对孔隙水压力影响的有限元分析[J].中外公路,2012,32(1):57—61.
- [15] 雷军伟,蔡树生,王月春,等.安犹公路膨胀土路堑边坡浅层滑坡原因与对策[J].公路与汽运,2020(2):95—98+102.
- [16] 崔涛.壶大公路边坡滑坡稳定性评价与防治研究[J].公路与汽运,2019(4):77—80.

收稿日期:2020—07—28

(上接第 84 页)

- [5] 姜景山,程展林,左永振,等.粗颗粒土二维模型试验研究[J].长江科学院学报,2014,31(9):59—64.
- [6] 陈希哲.土力学地基基础[M].4 版.北京:清华大学出版社,2004.
- [7] 周涛,刘良玉,宋心斌.钢渣稳定土强度增长微观分析及路用性能研究[J].公路与汽运,2019(3):72—75.

- [8] 罗俊义.煤矸石在高速公路路基填筑中的应用[J].交通世界(工程技术),2015(5):32—33.
- [9] 张名成,徐希娟.水泥改良建筑垃圾再生填料填筑高速公路路床施工技术研究[J].公路与汽运,2017(4):115—119.

收稿日期:2020—02—16