

# 壶大公路边坡滑坡稳定性评价与防治研究

崔涛

(湖南华显规划设计研究院有限公司, 湖南 长沙 410076)

**摘要:**公路的改扩建对边坡的稳定性有很大影响。文中针对壶大(壶瓶山—大京竹)改扩建公路 K16+640—700 段边坡滑坡灾害,通过现场工程地质调查与勘探,分析边坡滑坡失稳机制;运用极限平衡法对滑坡后的边坡进行稳定性计算,提出锚索与抗滑桩联合加固方案并采用数值分析方法进行验证。

**关键词:**公路;边坡;滑坡;稳定性评价;防治措施

**中图分类号:**U416.1

**文献标志码:**A

**文章编号:**1671-2668(2019)04-0077-04

滑坡灾害频繁发生于交通、水利和露天矿等岩土边坡工程中,严重影响工程进度和质量。山区修建或改扩建公路往往会对边坡进行大面积开挖,更易引发滑坡灾害。滑坡后的边坡暂时处于相对平衡状态,但在暴雨或地震作用下很易引发二次滑坡。

石门县壶大(壶瓶山—大京竹)公路地处湖南省最北部湘鄂边境,由于其地理位置偏远,至今未完全拉通,在湘鄂交界处为断头路,已拉通路段仅为四级和等外级,大部分仍为砂石路,路基宽 4~6 m,路面宽 3.5~5 m,局部仅 2 m,且濒临悬崖峭壁,无安全设施。壶大公路改扩建项目起于石门县壶瓶山镇,经江坪至湘鄂两省交界处的土峰垭,接湖北五峰已建成的三级公路。全长 37.873 km,路线总体呈南北走向。2018 年 4 月 13 日,K16+640—700 段边坡发生滑坡,导致边坡下方茶园出现大面积裂缝,边坡前缘挡土墙发生剪切破坏。该文以该滑坡为例,分析滑坡的形成机制,采用极限平衡法计算滑坡的整体稳定性系数,研究滑坡防治措施。

## 1 滑坡区域工程地质

滑坡区地处湘鄂交界的武陵山系腹地北东端,属构造剥蚀侵蚀低山地貌,地面坡度  $20^{\circ}\sim 30^{\circ}$ ,地势总体北高南低。地层上部为第四系素填土(滑体)、粉质黏土(滑体),下伏基岩为奥陶系泥质灰岩,松散堆积层与下伏基岩呈不整合接触。

区域构造处于湘西北区紧密弧形褶皱带向北西凸出部位,为湘西北区 NNE 向与 NEE 向构造体系之联合部位,区域构造复杂。构造形态主要为轴向 NEE 向的东山峰背斜及六里荒向斜。下伏基岩主要为奥陶系泥质灰岩,岩层产状  $75^{\circ}\sim 90^{\circ}\angle 24^{\circ}\sim$

$28^{\circ}$ 。浅层地震探测研究结果表明,中晚更新世以来,该区域地震活动不明显或非常微弱,不影响场地整体稳定性。

区域内水文地质条件简单,根据工程地质钻探揭露的含水层的孔隙性质、埋藏条件和水力特征综合分析,场地地下水主要为上层滞水、孔隙潜水和基岩裂隙水。其中:上层滞水主要分布在场地素填土中,水位受季节性变化影响较大,但水量不大,地质勘查未揭露到上层滞水。孔隙水主要赋存在粉质黏土中,以中风化石灰岩为相对隔水层底板;粉质黏土与中风化页岩均属于弱透土层,富水性较差;地质勘察未揭露孔隙水。基岩裂隙水主要赋存在中风化泥质灰岩中,受裂隙发育程度、连通性及区域构造的影响;地质勘查结果表明基岩裂隙水未形成连续水位面,且水量小、埋藏较深。

## 2 滑坡体的形态及特征

### 2.1 地貌形态及边界特征

K16+640—700 段滑坡平面形态似椭圆形,朝东南向弧形展布,滑坡后缘高程约 461 m,后缘线长约 80 m,前缘高程约 434 m,前缘线长约 60 m,后缘为壶大公路路基,前缘为茶园,整个滑坡相对高差约 27 m。主滑方向为  $164^{\circ}$ ,下伏岩层产状为  $75^{\circ}\sim 90^{\circ}\angle 24^{\circ}\sim 28^{\circ}$ ,斜坡类型为大角度斜交坡。滑坡长约 70 m,宽约 55 m,滑坡面积约  $3\,500\text{ m}^2$ ,滑体厚 5~16.5 m,平均厚约 11 m,滑坡体的体积约  $40\,000\text{ m}^3$ ,属小型浅层推移式滑坡(见图 1)。

滑坡边界的判定主要以地表出现的变形迹象、沟谷、陡坎地形和微地貌特征为依据。滑坡体后缘边界以陡坎为界,后缘裂缝处有明显陡坎,西侧边界

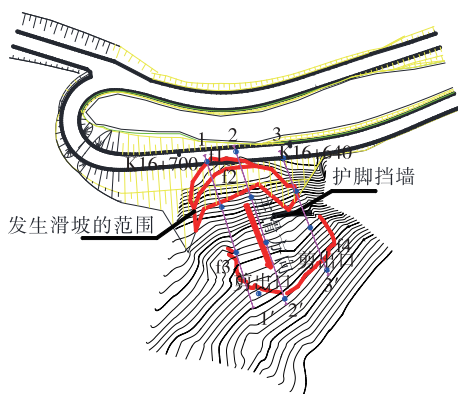


图1 滑坡区域全景

以西侧裂缝为界,东侧边界以沟谷为界,前缘剪出口明显。

## 2.2 滑坡物质结构特征

根据钻探揭露及调查结果,滑坡区的岩土体主要为第四系人工填土层素填土、粉质黏土、滑坡堆积体及奥陶系泥质灰岩,滑体为第四系人工填土层素填土及滑坡堆积粉质黏土,滑床为奥陶系泥质灰岩。其中:素填土结构松散,未完成自重固结;厚度不均匀,为3.80~6.20 m。粉质黏土含少量角砾,成分为灰岩;粒径一般为0.5~2 cm,大者大于3 cm;次棱角状,厚度不均匀,为5.6~13.2 m。滑带主要为粉质黏土,含少量角砾,成分为灰岩;粒径一般为0.5~2 cm,大者大于3 cm;次棱角状。滑床为中风化泥质灰岩,中风化泥灰岩岩芯采取率为92%,岩石质量指标RQD为65%,岩体基本质量等级为Ⅳ级。

## 2.3 变形破坏特征

滑坡区域变形破坏特征见图2。滑坡区共分布4条主要裂缝,其他为细小裂缝发育。其中:f1裂缝分布于滑坡后缘至两边一直延续到东侧和西侧,裂缝走向100°~215°,长约90 m,宽为5~50 cm,可见深为0.20~0.60 m。f2裂缝分布于f1裂缝下部,裂缝走向与f1裂缝一致,东西侧与f1裂缝相交,长约43 m,宽为0~5 cm,可见深约0.50 m。f3裂缝分布于滑坡西侧边界,裂缝整体走向约140°,长约50 m,宽为5~60 cm,可见深约0.60 m。f4裂缝分布于滑坡前缘,裂缝走向51°~140°,长约55 m,宽为6~10 cm,可见深约0.30 m。除路基及下方茶园出现裂缝外,已修筑的坡脚挡土墙也已开裂,变形严重,失去作用。

## 3 滑坡形成机制分析

该滑坡为堆积层土质滑坡,滑坡区斜坡上部第



图2 滑坡区域变形破坏特征

四系人工填土和残坡积粉质黏土、素填土粘结强度差,摩擦角不大,透水性强,在重力作用下易产生裂缝,遇持续强降雨时,大气降雨会垂直渗透进入覆盖层,粉质黏土不断充水软化,抗剪强度及力学性质逐渐降低,从而形成易滑地层。滑带为粉质黏土与中风化泥质灰岩的接触面,在饱水的情况下,土质变软,抗剪强度下降,坡体前缘阻力降低,后部下滑力增大,使边坡发生蠕动变形。滑坡形成过程可概述为坡面堆载→上伏松散土层蠕动变形→降雨→滑带(剪切面)形成→边坡整体失稳。

## 4 边坡稳定性分析

### 4.1 计算模型及参数

发生滑坡后的边坡暂时处于相对稳定状态,但在外界因素诱发下可能发生二次滑坡。采用极限平衡法计算滑坡后边坡的稳定性,根据勘探线剖面建立计算模型。根据钻探结果,原始边坡由上到下的岩性为素填土、粉质黏土和泥灰岩,选择滑坡剖面1-1'、2-2'、3-3'作为计算剖面(见图3),滑坡前缘坡脚剪出口作为计算剪出口,粉质黏土与中风化石灰岩和中风化泥质灰岩的接触面作为计算滑动带。

由地质勘查结果确定滑动面形态呈复杂的折线形。根据DZ/T 0218—2006《滑坡防治工程勘查规范》,采用不平衡推力传递系数法计算滑坡稳定性。

影响滑坡稳定的岩土体物理力学参数主要为滑体(带)土的容重和抗剪强度。其中:滑体容重主要根据土工试验确定,其取值相对较准确;滑动面 $c$ 、 $\varphi$ 值根据室内试验、原位测试、敏感性分析、反演分析、工程类比及参考地区经验综合确定(见表1)。

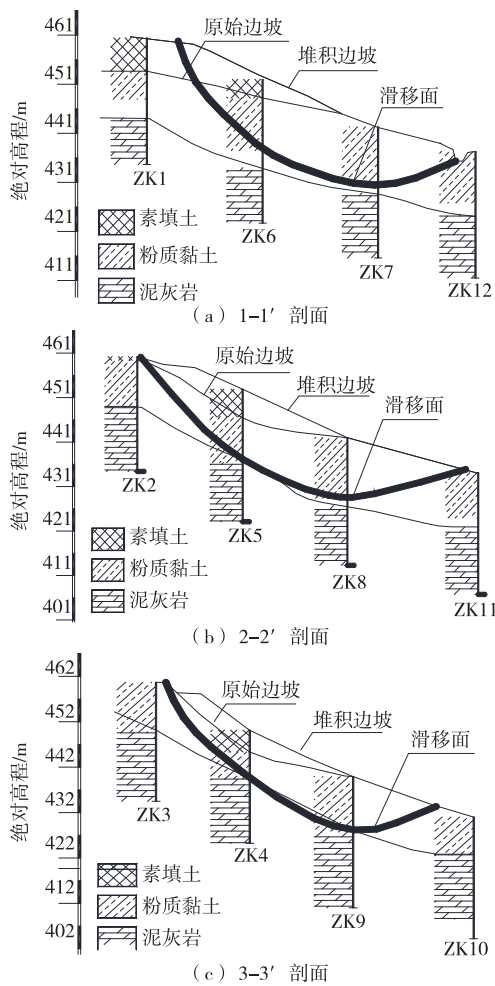


图 3 边坡稳定性计算剖面示意图

表 1 滑坡岩土物理力学参数取值

岩土名称	容重/ ( $\text{kN} \cdot \text{m}^{-3}$ )		抗剪强度指标			
	天然	饱和	天然		饱和	
			$c/\text{kPa}$	$\varphi/(\text{^\circ})$	$c/\text{kPa}$	$\varphi/(\text{^\circ})$
素填土(滑体)	19.4	20.3	14.0	7.0	—	—
粉质黏土(滑体)	19.6	20.5	27.6	12.6	—	—
粉质黏土(滑带)	19.6	20.5	24.7	10.3	23.1	8.7

4.2 设计工况

降雨使滑体、滑带饱水,是诱发滑坡的主要因素,滑坡稳定性评价主要考虑持续降雨工况下边坡的稳定系数。根据 GB 50330—2013《建筑边坡工程技术规范》,抗震设防烈度为 6 度的地区可不进行地震计算。该滑坡区域地震活动不明显,评价中不考虑地震的影响。计算自重(天然)、自重(天然)+暴雨两种工况下滑坡的稳定系数,评价其稳定性。

4.3 计算结果及评价

根据滑坡稳定性及推力计算结果、GB/T 32864—2016《滑坡防治工程勘察规范》的规定(见表 2)对滑坡稳定性进行判别,结果见表 3。

表 2 滑坡稳定状态划分标准

滑坡稳定系数 $F_s$	滑坡稳定状态
$<1.00$	不稳定
$1.0 \leq F_s < 1.05$	欠稳定
$1.05 \leq F_s < 1.15$	基本稳定
$\geq 1.15$	稳定

表 3 滑坡稳定性计算结果

计算剖面	滑坡类型	天然工况下稳定性		天然+暴雨工况下稳定性	
		稳定系数 $F_s$	稳定状态	稳定系数 $F_s$	稳定状态
1—1'	土质	1.059	基本稳定	0.903	不稳定
2—2'	土质	1.117	基本稳定	0.951	不稳定
3—3'	土质	0.977	不稳定	0.835	不稳定

由表 3 可知:在天然工况下,滑坡基本处于稳定状态(剖面 1—1'、2—2'),局部处于不稳定状态(剖面 3—3');而在暴雨工况下,滑坡均处于不稳定状态。说明处于暂时稳定状态的滑坡在暴雨等不利条件下存在重新滑动的迹象。

5 防治措施及验证

5.1 防治措施

采取抗滑桩加固路基及挡土墙防护边坡的方案对滑坡进行处治,其中 2—2'剖面的防护方案为:抗滑桩长 25 m,中心间距 5 m,埋入滑床的深度为 9 m,桩顶设置冠梁进行衔接;预应力锚索长 30 m,锚固段长 9 m,施加预应力为 250 kN(见图 4)。具体布置如下:

(1) 根据地质调查及钻孔勘察结果,该滑坡为推移式滑坡,滑坡整体发生滑动,后缘多处出现裂缝。为此,在滑坡后缘上方修筑截水沟,将雨水尽快截留在滑体之外,防止滑体因雨水浸泡产生滑动。

(2) 将已开裂路基挖除至原地面,待抗滑桩及挡土墙施工完成后重新填筑路基。

(3) 设置一排抗滑桩,桩体布置方向与主滑方向一致。在桩顶以下 2.5、4.5 m 处各设置一道预应力锚索。

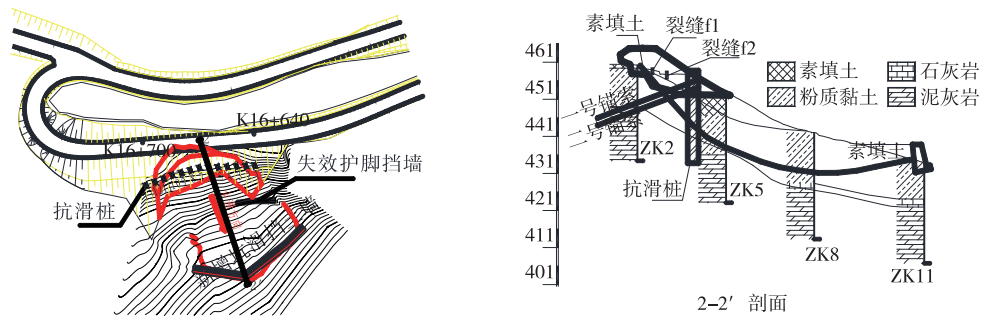


图4 路基加固及边坡治理示意图(单位:m)

- (4) 施工预应力锚索,对抗滑桩进行加固。
- (5) 在开裂范围的剪出口位置设置抗滑挡土墙,挡土墙采用间断开挖施工。
- (6) 待抗滑桩和挡土墙施工完成后回填路基。
- (7) 设置监测点对边坡水平位移、垂直位移、裂缝、地下位移、地下水位等进行实时监测,及时发现

边坡滑动趋势。

### 5.2 稳定性验证

采用数值分析方法验证上述防护方案的有效性。计算工况考虑暴雨的影响,稳定性计算参数见表4,2-2'剖面稳定性分析结果见图5(剖面1-1'、3-3'与此类似)。

表4 数值分析物理力学参数

岩土名称	饱和重度/ ( $\text{kN} \cdot \text{m}^{-3}$ )	粘聚力 /kPa	内摩擦 角/( $^{\circ}$ )	锚固体粘结 强度/kPa	承载力允 许值/kPa	基底摩 擦系数
素填土(滑体)	20.3	14.0	7.0	20	50	0.10
粉质黏土(滑体)	20.5	27.6	12.6	45	160	0.30
泥灰岩	23.0	150.0	30.8	1 000	800	0.60

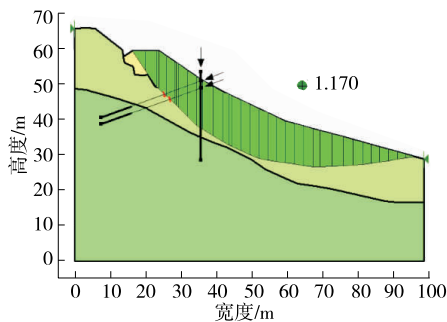


图5 路基加固及边坡治理后稳定性分析结果

根据数值计算结果,采取上述防护措施后,边坡的安全系数达到1.17,满足GB/T 32864—2016《滑坡防治工程勘察规范》的要求,所采取的防护加固方案有效。

### 参考文献:

[1] 孙光林.边坡滑坡稳定性分析研究综述[J].煤炭技术, 2017,36(4).  
[2] 陈羽,王德富,肖文辉,等.隧道洞口滑坡稳定性分析及治理研究[J].中外公路,2016,36(2).  
[3] 黄小平,王德富,胡敏.某公路大型滑坡稳定性评价及

治理方案设计[J].公路,2012(5).  
[4] 牛金贵,武宝军.宣曲高速热水连接线 K1+430~K1+610 滑坡稳定性分析及处理方案[J].公路,2018(10).  
[5] 陈勇,程圣国,王克勤.降雨模式对边坡稳定性影响研究综述[J].山西建筑,2017,43(34).  
[6] 文海家,张岩岩,付红梅,等.降雨型滑坡失稳机理及稳定性评价方法研究进展[J].中国公路学报,2018,31(2).  
[7] 李晓莲,余云燕,陈志敏.降雨与地震共同作用下碎石土边坡的稳定性分析[J].施工技术,2015,44(13).  
[8] 唐建新,蔡世明,魏作安,等.万梁高速公路J合同段3#边坡滑坡机理探讨[J].岩土力学,2002,23(6).  
[9] 朱飞,彭红明,王占巍,等.青海同仁隆务镇西山岩质切层滑坡破坏机理及防治措施分析[J].中国地质灾害与防治学报,2017,28(1).  
[10] 韩镭.山区公路滑坡边坡稳定性分析与处治措施[D].重庆:重庆交通大学,2013.  
[11] 魏云杰,邵海,朱赛楠,等.新疆伊宁县皮里青河滑坡成灾机理分析[J].中国地质灾害与防治学报,2017,28(4).  
[12] 张江伟,李小军,迟明杰,等.滑坡灾害的成因机制及其特征分析[J].自然灾害学报,2015,24(6).