

Stability Analysis and Control Measures of the Landslide at the Exit of Chenjiapo Tunnel

Sihong Zhang¹, Rui Li², Yinliang Wu^{3*}

¹Chongqing Bureau of Geology and Minerals Exploration Southeast Sichuan Geological Team, Chongqing

²Wuhan Jiancheng Engineering Technology Co., Ltd., Wuhan Hubei

³CCCC Second Highway Consultants Co., Ltd., Wuhan Hubei

Email: 369502788@qq.com, 13807146669@163.com

Received: May 6th, 2019; accepted: May 21st, 2019; published: May 28th, 2019

Abstract

In order to ensure the normal construction and safe operation of the Chenjiapo tunnel in the later period, based on engineering geological mapping, drilling and laboratory test results, the stability of sliding and unstable slopes at the exit of Chenjiapo tunnel is analyzed, and corresponding engineering measures for landslide control are put forward. The results show that there are three concealed compressive-torsional normal faults with lithologic fracture in the landslide. The volume of the landslide body at the exit is about 62,700 m³, and the volume of the unstable slope body is about 869,000 m³. Under rainstorm conditions, the stability coefficients of sliding landslide and unstable slope are 0.968 - 0.982 and 1.049 - 1.084 respectively. They are in unstable and unstable-basically stable state respectively, and the tunnel construction is basically stopped. Fifteen 16 - 32 m long reinforced concrete anti-slide piles are used as the main support for the landslide at the exit of Chenjiapo tunnel, and elevated drainage holes, seepage ditches and cracks in the slope are set in front of the piles as supplementary measures for comprehensive landslide control. It provides reference for other similar projects.

Keywords

Chenjiapo Tunnel, The Landslide at the Exit, Stability Analysis, Control Measures, Anti Slide Pile

陈家坡隧道出口滑坡稳定性分析与治理措施研究

张肆红¹, 李锐², 吴银亮^{3*}

*通讯作者。

¹重庆市地质矿产勘查开发局川东南地质大队, 重庆

²武汉建诚工程技术有限公司, 湖北 武汉

³中交第二公路勘察设计研究院有限公司, 湖北 武汉

Email: 369502788@qq.com, 13807146669@163.com

收稿日期: 2019年5月6日; 录用日期: 2019年5月21日; 发布日期: 2019年5月28日

摘要

为了保障陈家坡隧道的正常施工和后期的安全运营。根据工程地质调绘、钻探及室内试验结果, 分析了陈家坡隧道出口已滑滑坡体和不稳定斜坡体的稳定性, 并提出了相应的滑坡治理工程措施。结果表明: 隧道出口滑坡段存在三条隐伏压扭性正断层。出口已滑滑坡体体积约 $62,700 \text{ m}^3$, 不稳定斜坡体体积约 $869,000 \text{ m}^3$ 。在暴雨工况下, 已滑滑坡体和不稳定斜坡体稳定性系数分别为 $0.968\sim 0.982$ 和 $1.049\sim 1.084$, 处于不稳定和欠稳定 - 基本稳定状态, 隧道施工基本停止。对陈家坡隧道出口滑坡采用设置15根长 $16 \text{ m}\sim 32 \text{ m}$ 的钢筋混凝土抗滑桩作为主支挡, 在桩前设置仰斜式排水孔、渗沟、封闭坡体裂缝等为辅的滑坡综合治理措施, 为类似工程提供参考和借鉴。

关键词

陈家坡隧道, 出口滑坡, 稳定性分析, 治理措施, 抗滑桩

Copyright © 2019 by authors and Hans Publishers Inc.

This work is licensed under the Creative Commons Attribution International License (CC BY).

<http://creativecommons.org/licenses/by/4.0/>



Open Access

1. 引言

陈家坡隧道是湖北省恩施市至来凤县高速公路第二标段上的重点工程, 位于恩施州宣恩县晓关乡覃家坪村境内, 是一座上、下线分离的双向四车道高速公路长隧道, 隧道走向为东南 - 西北。

经勘查发现隧道出口正上方有一沿山坡自上向下分布的滑坡, 在隧道开挖过程中, 坡体整体向下发生滑动[1]。调查发现, 坡体前缘部分的左侧曾在1983年向下垮塌形成小的冲沟, 坡体后缘曾在1968年向下垮塌。

目前, 已滑滑坡体已威胁到隧道的安全施工, 隧道处于停工状态。不稳定斜坡体不仅威胁到隧道的安全施工, 也将直接威胁到高速公路后期的营运安全, 并且可能造成一定的生命和财产损失[2] [3] [4]。本文结合滑坡体的工程地质和水文地质条件进行调查研究, 对滑坡产生的成因、滑坡的变形特征及稳定性进行分析, 并提出安全可靠的滑坡治理方案[5] [6]。

2. 陈家坡隧道出口滑坡区工程概况

2.1. 地形地貌

隧道出口滑坡区属构造侵蚀、剥蚀中低山区, 周边主要为山脊斜坡冲沟地貌, 以斜坡为主, 坡体范围内重构发育。滑坡体自然坡度 $22^\circ\sim 26^\circ$, 坡体上为当地农民所种梯田, 地势整体呈现北高南低, 西高东低。陈家坡隧道出口滑坡区平面示意图如图1所示。

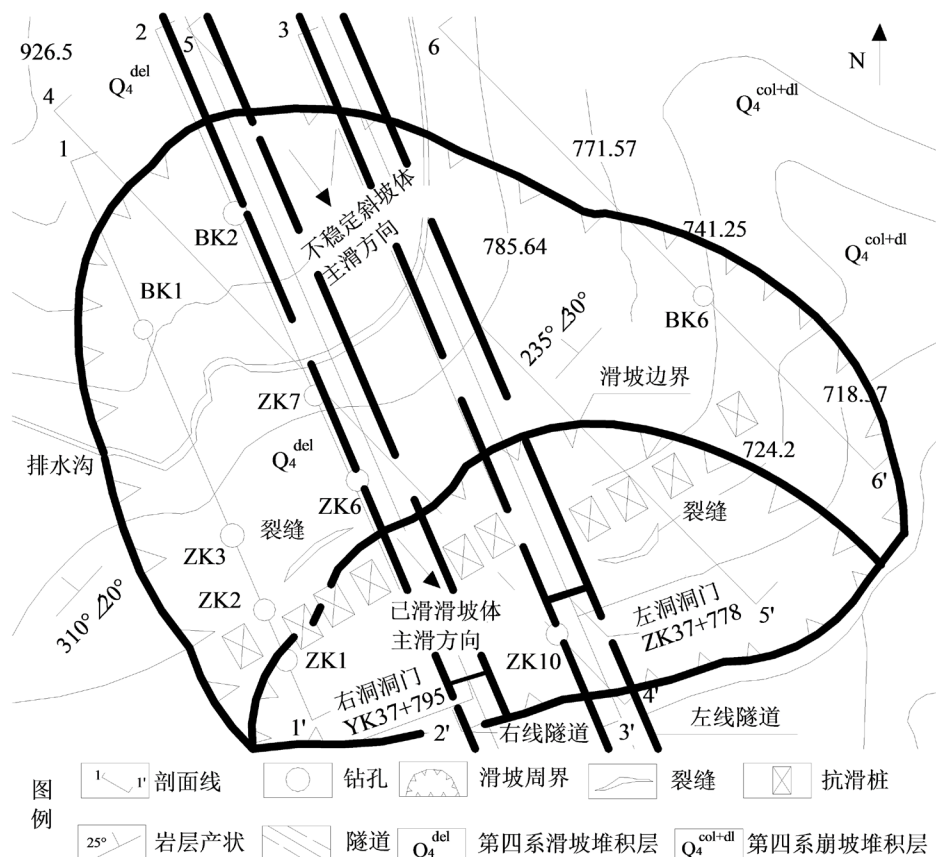


Figure 1. Planar map of landslide at the exit of Chenjiapo tunnel
图 1. 陈家坡隧道出口滑坡区平面示意图

2.2. 地质构造

该隧道出口滑坡体段地层正处早古生代志留系中统纱帽组(S_2sh)和晚古生代泥盆系中统云台观组(D_2y)交界的下部, 地层形成时地质构造运动多。在此坡体段存在三条隐伏压扭性[7]正断层, 从属于咸丰断裂带, 是咸丰断裂带的羽状系列断层。

2.3. 地层岩性

根据工程地质调绘、钻探及室内试验结果, 本次勘探深度范围内上覆盖层为第四系滑坡堆积层 (Q_4^{del}) 和崩坡积层(Q_4^{col+dl}), 岩性为粉质黏土(含碎石、角砾)、碎(块)石土, 下覆基岩为志留系中统纱帽组(S_2sh)粉砂岩及断层角砾岩[7]。

从钻孔及挖探来看, 滑带主要粉质黏土, 局部夹碎石, 黄色 - 灰褐色, 多为软塑状, 见水后强度低, 局部有已滑动的擦痕。

2.4. 气象水文条件

陈家坡隧道地处中纬度, 属亚热带季风气候区, 具有平均气温高、空气湿润、雨量充沛、四季分明、冬冷夏热等特点。境内降雨具有在水平、垂直方向上的区域分带性, 降雨量和降雨日在时空分布上的非均一性, 暴雨季节, 水量较大, 最大水流量达 1000 L/s, 一般雨季, 流量保持在 40 L/s。春、夏季多暴雨, 降雨具有连续集中、强度大、突发性强等特点, 是诱发本区地质灾害的主控因素之一[8]。

滑坡区内地下水较发育,属于松散层类孔隙水,主要分布于山间冲沟及残坡积土层中,富水性变化较大。在不稳定斜坡体的中部、后缘有泉水出露,在已滑坡体的前缘也有泉水出露。该类地下水主要受大气降水补给,随大气降水影响较大。

区内地表水、地下水对混凝土无腐蚀性,对钢结构体具弱腐蚀性。

3. 滑坡变形特性

3.1. 滑坡体特征

隧道出口滑坡主要包括已滑滑坡体和g不稳定斜坡体两部分,滑体具体参数见表 1。已滑的坡体影响隧道的施工,不稳定斜坡体的安全储备低,影响隧道后期的运营安全。

Table 1. The parameter of sliding and unstable slopes

表 1. 滑坡体及不稳定斜坡参数表

滑体分类	桩号	后缘高程 (m)	前缘高程 (m)	相对高差 (m)	滑体平均厚度 (m)	宽度 (m)	纵向长 (m)	体积 (m ³)	主滑方向
滑坡体	中型	YK37+728	756	722	34	15	120	62,700	163°
不稳地斜坡体	大型	YK37+505	822.50	722	100	30	200	869,000	136°

已滑滑坡区在平面上呈不规则扇形,倾向南,滑体上部较薄、中下部较厚(见图 2)。坡体主要为崩坡积的碎石土、含碎石粉质黏土,钻孔揭示崩坡堆积物厚约 8.3 m~30.3 m,厚度大,分布不均,状态不一,碎石含量较高,局部夹块石,土体成分为粉砂岩,棱角状。坡体后缘覆盖层厚度较大,前缘覆盖层厚度呈递增趋势。

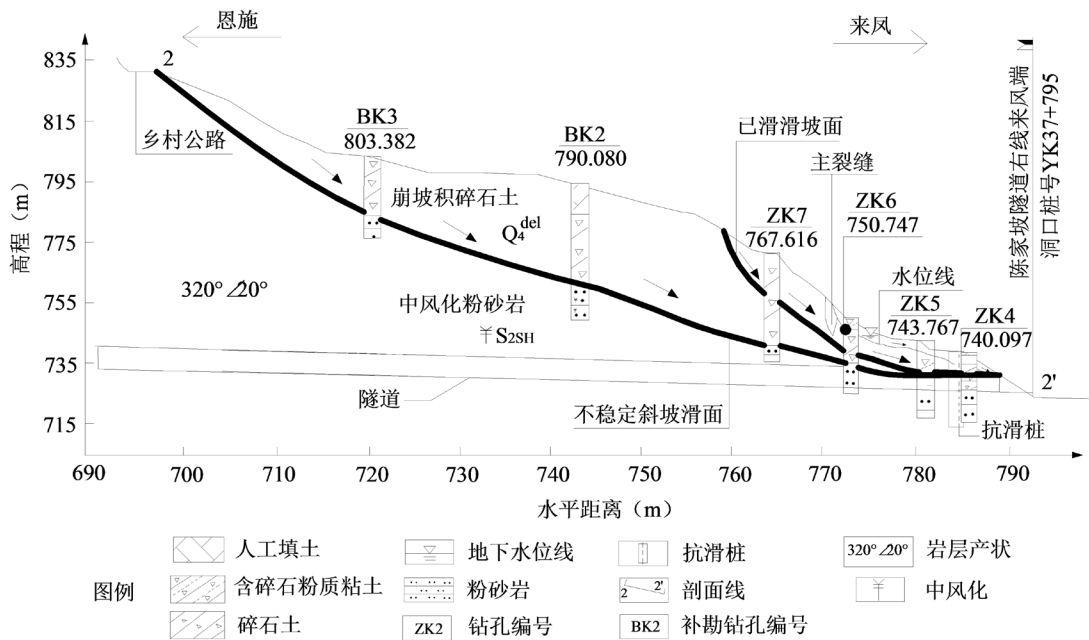


Figure 2. Sliding and unstable slopes section

图 2. 滑坡体及不稳定斜坡体剖面图

不稳定斜坡体在平面上也呈不规则扇形,与隧道呈 21° 交角。滑坡在主滑方向上,滑体上部较薄、中下部较厚(见图2)。滑体为崩坡积的碎(块)石土,局部有孤石,钻孔及挖探揭示厚度崩坡堆积物厚约 $8.7\text{ m}\sim 30.3\text{ m}$,厚度大,分布不均,状态不一,碎石含量较高,局部夹块石,土体成分为粉砂岩,棱角状。坡体后缘覆盖层厚度较小,中部、前缘覆盖层厚度较大。

3.2. 滑坡剪出口及后缘

已滑滑坡体在隧道出口处剪出,路线右线路基和隧道进洞的开挖产生临空面,为滑坡剪出提供了空间条件,前缘有泉水出露。目前隧道右洞出口开挖约 40 m ,坡体整体向下滑动,隧道右洞 $\text{YK}37+770$ 处错动约 70 cm ,并发生倾斜。滑坡体后缘位于陡峭平缓过渡带,该段钻探显示含碎石粉质黏土(滑体)较厚,坡体中上部产生变形和裂缝,已经开挖隧道发生变形,整体向下滑动,主裂缝已下挫近 2 m 。

不稳定斜坡体区剪出口与已滑滑坡体剪出口一致,路线右线路基和隧道进洞的开挖产生临空面,为滑坡剪出提供了空间条件,中部、后缘均有泉水出露。前缘坡体整体向下滑动,剪出口处已填土反压了。后缘滑体位于一陡坎处,后局基岩已出露,为以前断层形成及崩滑时的界线。

3.3. 滑床特征

根据钻孔揭露、工程地质测绘、剖面图等综合分析,已滑滑坡体滑床物质为下伏的基岩及目前稳定的覆盖层,基岩岩性为粉砂岩。

不稳定斜坡体滑床物质主要为下伏的基岩,局部为稳定的碎石土层,基岩岩性为粉砂岩。

4. 滑坡形成原因分析

已滑滑坡体和不稳定斜坡体的形成主要有以下原因:

4.1. 地形条件

坡体区表层覆盖大量的第四系崩坡积堆积物,坡体周界为圈椅状,该地形有利于将地表水汇集。路基和隧道进洞的开挖产生临空面,前缘两侧为两条冲沟,构成滑坡变形空间条件。

4.2. 岩层产状

根据调查和勘察判定,滑坡区总体为单斜岩层构造,岩层产状在 $310^{\circ}\sim 35^{\circ}\angle 19^{\circ}\sim 38^{\circ}$ 之间。其中以 $\text{ZK}37+250$ 为界限,岩层产状变化明显,为滑坡形成提供了条件。

4.3. 坡体岩土体组成

坡体主要为碎石土及含碎石粉质黏土,分布范围广,埋深 $0\text{ m}\sim 30.3\text{ m}$,且有一层粉质黏土层为滑带,这一层为相对的隔水带,使地下水在滑带界面上富集,且形成滑动面,极不利于滑坡的稳定性。

4.4. 地表水和地下水作用

地下水类型以第四系松散孔隙水为主,边坡区粉质黏土(含碎石、角砾)为相对隔水层,碎石土、块石土孔隙较大,为相对透水层,大气降水后,部分地表水沿着孔隙下渗,并在碎石类土与粉质黏土(含碎石、角砾)界面发生汇集、集中,弱化潜在破坏面,降低潜在破坏面的抗剪强度指标。在滑坡前缘和后缘都有泉水出露,后缘多处泉水出露,说明有部分泉水还在下渗中,前缘泉水出露说明正是潜在滑动面的潜在形成因素。

4.5. 施工干扰

坡体下部高速公路的施工在隧道出口处路基开挖和进洞开挖,挖去了部分前缘支挡部分,形成临空

面,破坏了滑坡原有应力平衡状态,导致上部土体失稳。

综上所述,已滑滑坡体产生滑动是内在固有原因和外在诱发原因的共同作用下打破原有的力学平衡而导致的,破坏模式为牵引式滑坡。已滑滑坡体发生滑移破坏,而上部不稳定斜坡体失去下部支撑,应力平衡状态改变,在已滑滑坡体滑动带动下,不稳定斜坡体的滑坡为推移式。由于前缘开挖和扰动引起不稳定斜坡体滑坡的整体滑动,则是在牵引式的基础上加上固有的推移式因素的复合模式。

5. 滑坡稳定性计算

5.1. 已滑滑坡体

5.1.1. 计算剖面的确定

由于 1-1'、2-2'、3-3'三个剖面均通过已滑滑坡体区域,并且剖面方向与滑坡体主滑方向近似平行,故选择 1-1'、2-2'、3-3'三个剖面进行稳定计算。根据边坡工程地质条件及变形破坏机制,采用不平衡推力传递系数法进行稳定性验算。

5.1.2. 参数选取

本次滑坡稳定性计算参数的选取主要有四种途径:1) 试验值;根据测试,滑体土天然重度平均值 20.3 kN/m³,滑带土重塑后在天然状态下平均值 $c = 13.85$ kPa、 $\varphi = 12.68^\circ$ 。2) 极限平衡反算法[9];假定滑坡处于极限稳定状态(稳定系数 $K = 1.00$),反演计算饱和抗剪指标, $c = 14.2$ kPa、 $\varphi = 11.36^\circ$ 。3) 工程地质类比法;参考临近的边坡,采用工程地质类比法取值 $c = 12$ kPa~24 kPa、 $\varphi = 11^\circ \sim 19^\circ$ 。4) 经验值; $c = 11$ kPa~22 kPa、 $\varphi = 11^\circ \sim 20^\circ$ 。

根据试验值,考虑到重塑后土体剪切值下降会较大,实际土体中含有较多的碎石及块石,再结合其他几种方法经综合分析确定,已滑滑坡土体边坡稳定性分析的物理力学计算参数见表 2。

Table 2. Suggested values of main physical and mechanical indexes of slided landslide soil

表 2. 已滑滑坡土体主要物理力学指标建议值

岩性		状态	天然状态	饱和状态
滑体	含碎石粉质黏土及碎石土	重度(kN/m ³)	20.3	21.3
滑面	含碎石粉质黏土	内聚力 c (kPa)	14.6	13.9
		内摩擦角 φ (°)	14.8	13.5
滑面	碎石土	内聚力 c (kPa)	18.5	17.4
		内摩擦角 φ (°)	14.2	13.1
	中风化粉砂岩	单轴抗压强度(MPa)	22.6	18.9
	中风化断层角砾岩	单轴抗压强度(MPa)	19.5	14.3
	地基系数(kN/m ³)		2.2 × 10 ⁵	
	基底摩擦系数		0.4	

5.1.3. 计算工况与安全系数

该边坡工程安全等级为一级,根据《公路路基设计规范》(JTG D30-2015)的相关规定,边坡安全系数应满足自重(天然状态工况一)下为 1.25,自重和暴雨(饱水状态工况二)下为 1.15。

根据上述原理,1-1'、2-2'、3-3'三个剖面的稳定性分析计算结果和剩余下滑力计算结果见表 3。

Table 3. Stability coefficients of three sections and calculation results of residual sliding forces of slided landslide
表 3. 已滑滑坡体三个剖面稳定系数和剩余下滑力计算结果

计算剖面	稳定性系数		剩余下滑力	建议支护处下滑力
	工况一	工况二	kN/m	kN/m
1-1'已滑	1.109	0.982	161.51	281.98
2-2'已滑	1.044	0.968	615.97	939.10
3-3'已滑	1.083	0.97	297.09	626.76

5.2. 不稳定斜坡体

5.2.1. 滑面确定

本次勘察工作共布置 18 钻孔, 由于 4-4'、5-5'、6-6'三个剖面正好处于不稳定斜坡体区域, 并且剖面方向与不稳定斜坡体潜在在滑移方向近似平行。故选择 4-4'、5-5'、6-6'这三个剖面进行稳定性计算。根据边坡工程地质条件及变形破坏机制, 采用不平衡推力传递系数法进行稳定性验算。

5.2.2. 参数选取

本次滑坡稳定性计算参数的选取主要有四种途径: 1) 试验值; 根据测试, 滑体土天然重度平均值 20.3 KN/m³, 滑带土重塑后在天然状态下平均值 $c = 11.26$ kPa、 $\varphi = 14.36^\circ$ 。2) 极限平衡反算法[9]; 假定滑坡处于极限稳定状态(稳定系数 $K = 1.00$), 反演计算饱和抗剪指标, $c = 13.84$ kPa、 $\varphi = 12.76^\circ$; 3) 工程地质类比法; 参考临近的边坡, 采用工程地质类比法取值 $c = 12$ kPa~24 kPa、 $\varphi = 12^\circ \sim 19^\circ$; 4) 经验值; $c = 11$ kPa~22 kPa、 $\varphi = 11^\circ \sim 20^\circ$ 。

根据试验值, 考虑到重塑后土体剪切值下降会较大, 实际土体中含有较多的碎石及块石, 再结合其他几种方法经综合分析, 确定不稳定斜坡体边坡稳定性分析的物理力学计算参数见表 4。

Table 4. Suggested values of main physical and mechanical indexes of unstable landslide
表 4. 不稳定斜坡体主要物理力学指标建议值

	岩性	状态	天然状态	饱和状态
滑体	含碎石粉质黏土及碎石土	重度(kN/m ³)	20.3	21.3
滑面	碎石土	内聚力 c (kPa)	13.4	11.8
		内摩擦角 φ (°)	18.8	17.4
	中风化粉砂岩	单轴抗压强度(MPa)	22.6	18.9
	中风化断层角砾岩	单轴抗压强度(MPa)	19.5	14.3
	地基系数(kN/m ³)		2.2×10^5	
	基底摩擦系数		0.4	

因为已滑滑坡体滑面基本处在含碎石粉质黏土和碎石土地层中, 而不稳定斜坡体滑面除过前缘处在含碎石粉质黏土和碎石土地层之外, 中部和后缘多处在粉砂岩、断层角砾岩中, 土体中含有较多的岩块, 所以表 3 和表 1 中滑面碎石土的内聚力 c 和内摩擦角 φ 取值不同。

5.2.3. 计算工况与安全系数

该边坡工程安全等级为一级, 根据《公路路基设计规范》(JTG D30-2015)的相关规定, 边坡安全系数应满足自重(天然状态工况一)下为 1.25, 自重和暴雨(饱水状态工况二)下为 1.15。

根据上述原理, 4-4'、5-5'、6-6'三个剖面的稳定性分析计算结果和剩余下滑力计算结果见表 5。

Table 5. Stability coefficients of three sections and calculation results of residual sliding forces of unstable landslide
表 5. 不稳定斜坡体三个剖面稳定系数和剩余下滑力

计算剖面	稳定性系数		剩余下滑力 kN/m
	工况一	工况二	
4-4'潜在	1.158	1.084	1435.68
5-5'潜在	1.107	1.049	3261.88
6-6'潜在	1.127	1.063	1726.88

5.3. 滑坡稳定性评价

对于已滑滑坡体,从稳定性计算结果来看,在天然状态下,已滑动斜坡体的稳定性系数为1.044~1.109,处于欠稳定~基本稳定状态,在暴雨状态下,已滑滑坡体的稳定性系数为0.968~0.982,处于不稳定状态,计算结果与现场实际情况是相符的。

对于不稳定斜坡体,天然工况下,不稳定斜坡体的稳定性系数为1.107~1.158,处于基本稳定~稳定状态,在暴雨状态下,不稳定斜坡体的稳定性系数为1.049~1.084,处于欠稳定~基本稳定状态;坡体目前处于相对稳定状态。

根据目前情况判断,滑坡仍处在发展阶段,坡体变形仍会继续,特别是在暴雨工况下,可能会加剧边坡的变形,应立即对该滑坡采取综合治理措施。

6. 滑坡综合治理措施

6.1. 综合治理措施方案选择

滑坡治理的主要目的是降低滑坡下滑力,提高滑体的抗滑力。根据现场勘察资料,通过滑坡类型及其形成的原因分析,结合施工条件及其他各种情况综合考虑,此次滑坡治理采取了综合治理方案。

考虑滑坡目前变形情况和施工的紧迫性,对滑坡进行分期治理,第一期治理工程以治理已滑滑坡体为核心。基于滑坡相应受力分析结果,对滑坡采用抗滑桩为主的强支挡措施;隧道出口仰坡段岩土体已滑动,岩土体松散,对仰坡坡面进行一定坡面防护,如采用挂网喷射混凝土,以保证公路施工安全和运营期间安全;陈家坡隧道地表水和地下水丰富,滑坡破坏往往与水的作用密切相关,故应进行滑坡的地面和地下的防水和排水,可采用排水沟、导水沟、截水沟、深层排水孔等排水措施和封闭坡体裂缝相结合的措施进行防排水。

一期工程完成后,根据潜在滑坡的监测情况再决定是否对潜在滑坡进行治理。

6.2. 综合治理措施

6.2.1. 封闭裂缝

为防止地表水下渗,对山体上裂缝及时用黏土或砂浆封闭。防止地表水沿裂缝渗入土体,形成新的滑动。

6.2.2. 系统排水措施

在抗滑桩前部的坡体下方布设深层仰斜式排水孔,在桩后布置一条支撑渗沟。沿已滑滑坡体后缘布置一条排水渗沟以排除地表水,在已滑滑坡体前部富水地段设计仰斜式深层排水孔。

6.2.3. 抗滑桩

在已滑滑坡体前部、隧道洞口的上部布置一排钢筋混凝土抗滑桩,共15根,见图3,以抵抗滑坡体

的剩余下滑力[10]。Z1~Z5的截面尺寸为1.6 m × 2.4 m，Z6~Z15的截面尺寸为2.0 m × 3.0 m，桩间距为5 m，桩长16 m~32 m。隧道左洞出口处为一冲沟，在沿路基外侧布置四根1.5 × 2.0抗滑桩，桩长20 m~25 m，沿桩内侧设置30 cm后挡土板。且在桩板墙向路基方向放1:1.5缓坡。

由于抗滑桩下部岩土体为强、中风化粉砂岩，且基岩分界处局部分布有粉质黏土层，地下水丰富，工程地质条件较差，因此锚固段为整个桩长的1/3~1/2，在地下水丰富段桩的护壁适当加厚。经计算，抗滑桩提供抗滑力大于已滑滑坡体下滑力，对不稳定斜坡体起预加固作用。隧道洞身两侧的抗滑桩位置不能与隧道施工有干扰，现场做好放样测量，若有干扰，得适当调整抗滑桩位置。

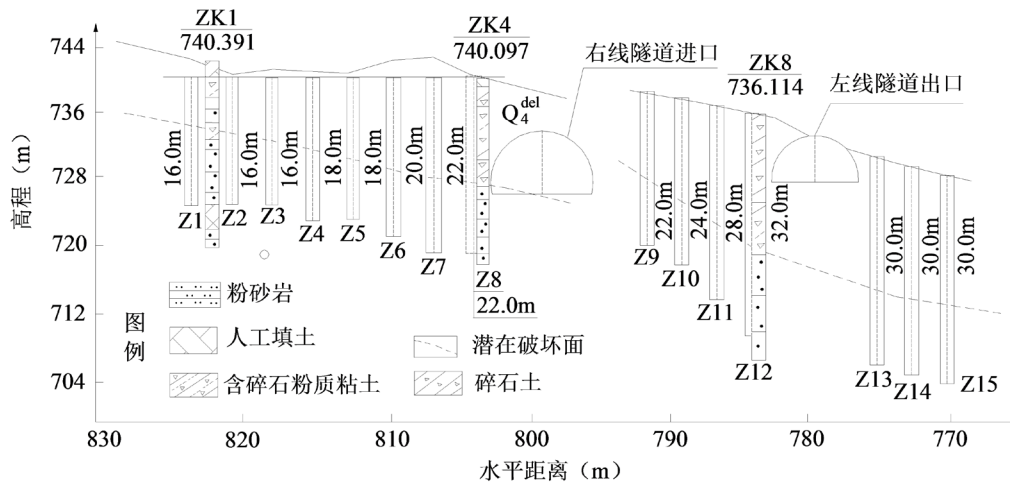


Figure 3. Elevation layout of landslide control project at tunnel exit

图3. 隧道出口滑坡工程治理立面布置图

7. 结论

通过对陈家坡隧道洞口滑坡的成因、稳定性分析及滑坡治理得出如下结论：

- 1) 高速公路隧道施工时，要特别注意隧道进出口的滑坡问题，应尽量避免高陡边仰坡设计方案。
- 2) 治理隧道滑坡应结合边坡治理，不能只将其作为单一的滑坡处理。同时加强隧道进出口的日常监测。

3) 隧道洞口存在地质灾害的情况普遍存在，在治理的过程中，必须坚持分期治理，分步实施，保证公路施工和运营安全的前提下，保证隧道施工进度和动态设计的原则。为确保施工和运营过程中路基的稳定，除采用合理的支挡加固措施外，还必须采用科学有效的施工方法、工艺及程序，避免施工过程中边坡失稳破坏，造成重大损失，甚至于留下后患，影响边坡的长期稳定和运营的安全。

参考文献

- [1] 龚宇, 易平. 隧道洞口段滑坡体处治技术研究[J]. 公路工程, 2014, 39(4): 211-214.
- [2] 李国明, 芮捷, 王兵. 果林隧道洞口段失稳处治技术[J]. 公路, 2014(3): 199-203.
- [3] 李治国. 铁山隧道采空区稳定性分析及治理技术研究[J]. 岩石力学与工程学报, 2002, 21(8): 1168-1173.
- [4] 李治国, 张玉军. 衬砌开裂隧道的稳定性分析及治理技术[J]. 现代隧道技术, 2004, 41(1): 26-40.
- [5] 魏龙海, 刘继国, 李波, 等. 山西某既有高速公路隧道病害综合治理技术研究[J]. 公路, 2015(4): 283-287.
- [6] 谷拴成, 王兵强, 王剑, 等. 唐家塬隧道穿越滑坡段的综合整治技术及评价[J]. 铁道工程学报, 2015, 32(1): 93-98.

-
- [7] 王文, 朱维申. 节理岩体隧道的稳定性分析[J]. 现代隧道技术, 2014, 51(6): 66-72.
- [8] 王亚琼, 王开运, 赖金星, 等. 隧道洞口滑坡综合治理与监测分析[J]. 铁道工程学报, 2015, 32(10): 103-108.
- [9] 刘建达. 公路隧道洞口塌方成因及其处治技术[J]. 公路, 2014(5): 123-126.
- [10] 张鹏元. 公路隧道洞口滑坡分析与综合治理[J]. 中外公路, 2018, 38(1): 43-46.

知网检索的两种方式:

1. 打开知网页面 <http://kns.cnki.net/kns/brief/result.aspx?dbPrefix=WWJD>
下拉列表框选择: [ISSN], 输入期刊 ISSN: 2326-3458, 即可查询
2. 打开知网首页 <http://cnki.net/>
左侧“国际文献总库”进入, 输入文章标题, 即可查询

投稿请点击: <http://www.hanspub.org/Submission.aspx>
期刊邮箱: hjce@hanspub.org