

文章编号: 1000—7598 (2010)增刊 2—0322—06

云阳龙洞抗滑桩加固边坡局部失稳机制研究

李荣建¹, 郑 文¹, 邵生俊¹, 刘 凯²

(1. 西安理工大学 岩土工程研究所, 西安 710048; 2. 中铁十七局集团 第二工程有限公司, 西安 710043)

摘 要:通过开展未加固边坡、初步加固设计、变更加固设计、推荐加固等条件下边坡及加固稳定性的研究对比,探讨了三峡库区云阳龙洞抗滑桩加固边坡的失稳机制。研究结果表明,龙洞滑坡抗滑治理失效有 2 个主要原因:(1)非饱和土边坡基质吸力的丧失和重度的增大使得边坡安全系数大大降低;(2)加固设计没有针对该边坡上部和下部存在的两个都会导致局部失稳的滑动面进行有效地加固。同时研究表明,文中推荐的加固方案能够较好地控制两个局部滑动面,使得边坡整体和局部均处于稳定状态,可取得良好的加固效果。

关 键 词:边坡;失稳机制;局部失稳;基质吸力;抗滑桩;强度折减有限元法

中图分类号: TU432

文献标识码: A

Analysis of local sliding mechanism of Longdong slope reinforced with stabilizing piles

LI Rong-jian¹, ZHENG Wen¹, SHAO Sheng-jun¹, LIU Kai²

(1. Institute of Geotechnical Engineering, Xi'an University of Technology, Xi'an 710048, China;

2. The 2nd Engineering Co.Ltd of China Railway 17 Bureau Group Corporation, Xi'an 710043, China)

Abstract: In order to analyze the sliding mechanism of Longdong slope reinforced with piles, by making use of the developed strength reduction finite element codes, the both local and global stability of unsaturated soil slope are analyzed. Four kinds of reinforced measures are combined according to the installed position of stabilizing piles and matric suction. The comparison of results not only evaluate the influence of matric suction losses on the stability of slope, but also analyze that the two local sliding surfaces in upper and down slope may result in local instability if without the proper reinforced position of piles. In addition, the recommended design which could control the two local sliding surfaces works more effective than the other reinforced measures.

Key words: slope; sliding mechanism; local instability; matric suction; stabilizing pile; strength reduction FEM

1 引 言

抗滑桩是加固边坡的主要措施之一,为了探讨抗滑桩加固后边坡的稳定性,基于极限平衡法发展起来的主要有 Hassiotis 等^[1]发展的扩展摩擦圆法、Yamagami 等^[2]提出的加固边坡最危险状态的试算法和 Ausilio 等^[3]采用的土-桩解析计算法等分析方法,这些方法虽然可以在一定程度上分析抗滑桩加固边坡的稳定性,但应用到可以考虑基质吸力的抗滑桩加固非饱和土边坡稳定分析中仍然存在较多困难。

近年来在加固边坡稳定性研究中强度折减有

限元法得到了有效的推广,于玉贞等^[4]研究了抗滑桩加固边坡的整体稳定性的评价问题;Cai 等^[5]研究了抗滑桩的合理布设位置和相关优化等问题;郑颖人等^[6]提出了基于强度折减有限元法确定边坡多滑面的方法。上述成果有效地推进了强度折减有限元法的研究,但这些研究中还没有考虑基质吸力对抗滑桩加固边坡稳定性的影响。李荣建等^[7]虽然研究了基质吸力和抗滑桩加固对边坡整体稳定性以及边坡变形趋势的影响,但考虑的加固边坡形状较为简单,没有涉及到在一些复杂几何形状下加固边坡可能发生的局部失稳问题。

本文利用改进的强度折减有限元计算程序,针

收稿日期: 2010-07-24

基金项目: 国家自然科学基金资助项目(No. 11072193); 国家自然科学基金资助项目(No. 10872161)。

第一作者简介: 李荣建,男,1969 年生,博士,副教授,主要从事黄土力学、土动力学与土工抗震及边坡工程研究, E-mail: lirjian2008@gmail.com

对三峡库区云阳龙洞滑坡抗滑桩加固存在的局部失稳问题, 从基质吸力和局部失稳两方面对其失稳滑动机制进行分析和探讨。

2 非饱和边坡稳定分析程序改进

目前广泛应用的非饱和强度理论是 1978 年 Fredlund 非饱和土抗剪强度表达式^[8]:

$$\tau_f = c' + (\sigma - u_a) \tan \varphi' + (u_a - u_w) \tan \varphi'' \quad (1)$$

考虑到基质吸力对非饱和土边坡稳定性的影响较大, 李荣建等^[9]根据 Fredlund 引伸的 Mohr-Coulomb 强度破坏面, 将其改造为在三维有效应力空间中一系列三维强度破坏面(图 1), 不同基质吸力 s 对应不同的强度面, 以适应由于土中各点基质吸力不同而导致土体的强度不均匀性, 从而在强度折减有限元中实现了考虑非饱和因素的目的。

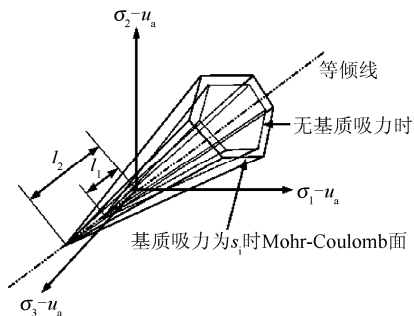


图 1 三维有效应力空间中 Mohr-Coulomb 强度面^[9]
Fig.1 Strength surface in 3D effective stress space^[9]

为了在计算中进一步合理地考虑非饱和因素, 并且为了与上述强度破坏面对应, 使强度折减有限元计算更为合理和可靠, 本文则采用 Drucker-Prager 准则作为塑性势面, 将该准则在形式上也改写为一系列的三维塑性势面(图 2), 不同的基质吸力 s 对应不同的塑性势面, 以适应强度折减有限元计算中由于基质吸力不同而导致的材料不均匀的力学特性及相关塑性流动的参数计算。对于边坡土体中一点而言, 图 2 中基质吸力为 s 和基质吸力丧失条件下的三维塑性势面相应的表达式分别为

$$\sqrt{3} \sin \varphi I_1 + \sqrt{3 + \sin^2 \varphi} \sqrt{J_2} = \sqrt{3} (c' + s \tan \varphi'') \cos \varphi \quad (2)$$

$$\sqrt{3} \sin \varphi I_1 + \sqrt{3 + \sin^2 \varphi} \sqrt{J_2} = \sqrt{3} c' \cos \varphi \quad (3)$$

式中: I_1 和 J_2 为相关的应力不变量。

对比式 (2) 和式 (3) 可知, 基质吸力为 s 和基质吸力丧失条件下的三维塑性势面方程仅差了一个由吸力 s 引起的常数项, 因此, 两个塑性势面在三维有效应力空间中仍然是平行的。

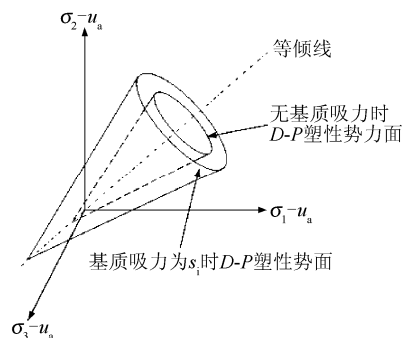


图 2 三维有效应力空间中非饱和塑性势面
Fig.2 Plastic potential surface in 3D effective stress space

本文改进的非饱和强度折减有限元计算程序 (USSRFEM) 在计算中针对各单元有无基质吸力分别采用相应的 Drucker-Prager 准则作为塑性势面, 以相应的 Mohr-Coulomb 面作为强度面, 使得非饱和土边坡稳定计算更加合理和稳定。

针对存在软弱滑带且具有狭长不规则形状条件下的边坡, 本程序 (USSRFEM) 可根据通过沿局部滑带变形导致的土体刚体滑移趋势和等间距值的位移增量等值线梯度来确定局部潜在滑动面的位置, 从而可以有效地分析边坡局部失稳情况。

3 龙洞滑坡及其加固后存在的问题

龙洞滑坡位于三峡库区云阳东 40 km 的长江北岸, 属低山沟谷岸坡地貌, 地形地貌复杂。滑床为基岩, 岩性为泥岩、砂岩互层, 岩层稳定。滑体土主要为黄色、紫红色粉质黏土。滑带土主要为紫红色粉质黏土, 颗粒细, 稍湿可塑, 表面较光滑。滑面呈折线型, 倾角前缓后陡, 后部 $52^\circ \sim 30^\circ$, 前部 4.1° 。滑面具有连通性, 该滑坡原为古滑坡。滑坡后缘与前缘高差为 97.9 m, 滑带土厚 30 cm, 如图 3 所示。

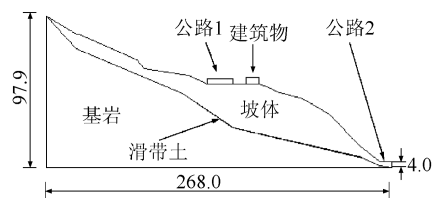


图 3 滑坡剖面 (单位: m)
Fig.3 Sliding slope profile (unit: m)

由于三峡蓄水导致龙洞乡搬迁, 在新集镇附近斜坡范围内切坡修公路、建住宅楼、办公室、学校, 并在坡上公路外侧堆填弃土, 从而破坏了坡体的应

力状态,加剧了斜坡土体的变形。

3.1 勘察与设计中的滑坡稳定性计算方法的选取

勘察工作中滑坡稳定性计算根据规范规定采用传递系数法,边坡在未加固状态(工况 1),在假定滑坡沿整个滑带滑动的基础上,传递系数法计算的安全系数为 1.05,处于欠稳定状态,故按照相关规范要求,滑坡需要加固。

3.2 初步设计方案

加固设计工作中根据规范规定采用传递系数法,经滑坡推力计算,滑体前缘有剩余下滑推力,在滑坡前缘设置单排抗滑桩加固(图 4)。

初步设计方案(工况 2)中桩截面为 $2.0\text{ m}\times 3.0\text{ m}$,桩长 18.0 m ,桩间距为 6.0 m 。经计算加固方案设计边坡安全系数为 1.15,使用该法计算表明边坡处于稳定状态。

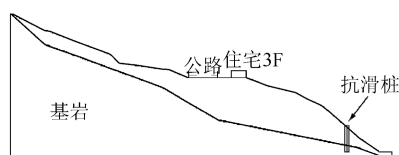


图 4 初步加固设计方案

Fig.4 The primary design of reinforcement

3.3 变更设计方案:

由于边坡下部滑带面坡度较缓,且坡体下部公路做了护坡措施,因此边坡下部应偏于稳定。为防止边坡上部失稳滑动,变更设计在滑坡体上部设置单排抗滑桩加固(图 5,工况 3),桩截面为 $2.0\text{ m}\times 3.0\text{ m}$,桩长 18.0 m ,桩间距为 6.0 m 。加固方案设计边坡安全系数为 1.15,计算边坡仍处于稳定状态。

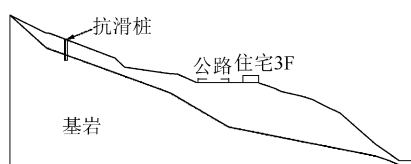


图 5 变更加固设计方案

Fig.5 The emended design of reinforcement

3.4 加固失效的不足探讨及提出研究问题

基于假定整个滑带滑动分析的基础上给出了相应的加固方案,2种加固方案的安全系数为 1.15,边坡应当是稳定的。

采用变更设计方案加固后经作者现场调查可知,位于边坡抗滑桩上部的土体基本没有变形,从图 6 中可以看出,桩间土并没有滑动迹象,表明桩间距为 3 倍桩径的抗滑桩设计能够满足规范要求,

且设计的抗滑桩有足够的承载能力来抑制边坡的上部滑动;但是抗滑桩下部的坡体中存在较大的滑动裂缝和变形,表明边坡下部有明显的局部滑动现象。



图 6 边坡加固桩下部边坡局部变形

Fig.6 The trend of local instability in reinforced slope

经初步分析,本文认为存在 3 方面原因造成了龙洞边坡加固治理效果不良:①对于具有滑带、坡度上陡下缓、坡体狭长不规则等特点的龙洞边坡,可能存在局部滑动先于沿滑带整体滑动的失稳情况,而针对这种局部滑动的情况并不适合采用传递系数法。②该边坡在多雨季节有滑动趋势,可能是由于边坡土体基质吸力的减小或丧失导致边坡失稳。③变更设计加固方案实施后边坡土体仍然产生滑动开裂现象,表明抗滑桩桩位设置可能不合适。

4 龙洞加固边坡的失稳机制分析

根据边坡加固桩下部坡体中存在较明显的局部滑动的实际情况,为便于比较分析,将抗滑桩加固边坡简化为二维有限元建模,即将抗滑桩简化为板桩墙,这种简化并不会影响距抗滑桩较远的部分边坡发生局部失稳机制分析,可以完成本文研究目的。

基于边坡上部和下部可能各存在一个局部滑动面的情况,本文提出了在边坡上部和下部同时加桩的抗滑治理方案(图 7,工况 4)。

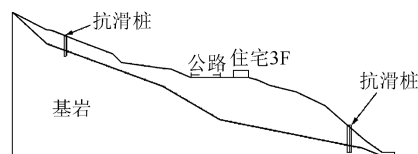


图 7 推荐加固方案

Fig.7 The recommended design of reinforcement

在将抗滑桩简化为板桩墙的二维有限元建模中,根据抗滑桩刚度与板桩墙刚度等效的原则确定出板桩墙的宽度为 2.08 m 。建立有限元分析模型如

图 8 所示,单元数为 2 581,结点数 2 705,且将厚度为 30 cm 的滑带土划分 3 层单元,滑带下部基岩简化为固定约束,右侧边界为水平约束,上部为自由边界。由于实际边坡下方由于临近公路做了局部护坡,故在建立有限元模型时将公路和边坡下部一些边界设为固定,以符合实际情况。

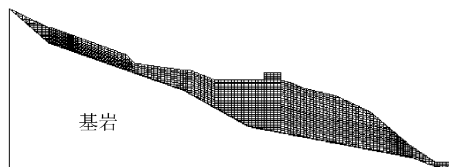


图 8 有限元网格
Fig.8 Finite element mesh

材料参数见表 1,表中 γ_{sat} 、 γ 分别为饱和重度和天然重度;计算中基质吸力存在时土的重度采用天然重度;基质吸力丧失时则采用饱和重度; E 为弹性模量; ν 为泊松比; c' 为有效黏聚力; φ' 为有效摩擦角; φ'' 为吸力摩擦角。为近似模拟桩土接触特性,将桩周土体单元强度参数进行适当降低。

表 1 材料参数
Table 1 Parameters of materials

编号	材料	γ_{sat} /(kN/m ³)	γ /(kN/m ³)	E /MPa	ν	c' /kPa	φ' /(°)	φ'' /(°)
1	滑体	20.6	20	4.888	0.3	37	17.8	12
2	桩周土体	20.3	20	3.276	0.3	18	12.7	8.5
3	滑带	20.3	20	3.276	0.3	18	8.2	5.5
4	混凝土桩		25	20 000	0.2			
5	钢混结构		25	27 800	0.2			

根据工程经验可知,基质吸力对边坡稳定性影响的有效范围通常为 0~150 kPa,基质吸力较大时吸力摩擦角较小。同时,由于具有狭长形状的龙洞土质边坡位于倾斜基岩上,通常土质坡体中并无地下水潜且较为干燥,因此坡体吸力也较大,考虑这两方面的影响,本文采用 100 kPa 的均布吸力进行计算分析,可以近似模拟分析基质吸力的影响。

本文对未加固边坡、初步加固设计、变更加固设计、推荐加固等 4 种方案共 7 种情况进行稳定性分析,计算条件和结果见表 2。基质吸力存在时,采用基于 Fredlund 双应力变量的强度折减有限元法,基质吸力丧失时,采用常规强度折减有限元法。

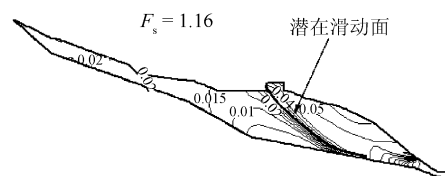
各种工况计算的安全系数见表 2。由表可以看出,基质吸力的存在对非饱和和加固边坡稳定的影响较大,随着抗滑桩加固位置的变化边坡存在 2 个明显不同的局部滑动面。

表 2 计算工况说明与计算结果
Table 2 Description of cases and safety factors

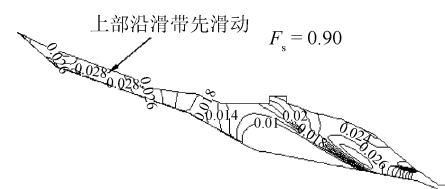
计算工况	加固桩情况	基质吸力情况	安全系数
1-1	无桩	100 kPa-均匀分布	1.16
1-2	无桩	吸力丧失	0.90
2-1	下部加桩	100 kPa-均匀分布	1.18
2-2	下部加桩	吸力丧失	0.90
3-1	上部加桩	100 kPa-均匀分布	1.17
3-2	上部加桩	吸力丧失	0.98
4-1	上下部加桩	吸力丧失	1.20

4.1 未加固边坡稳定性分析(工况 1)

根据 Fredlund 双应力变量的强度理论分析,边坡基质吸力的存在导致非饱和土体强度较大,因此,工况 1-1 的安全系数 $F_s=1.16$,边坡是趋于稳定的,从图 9 (a) 可以看出,位移增量等值线梯度较大且位移增量量值较大处的位置在边坡下部,因而在边坡下部存在一个潜在滑动面。



(a) 工况 1-1



(b) 工况 1-2

图 9 工况 1 位移增量等值线(单位: m)
Fig.9 Contours of displacement increment in case 1 (unit: m)

由于边坡基质吸力的丧失会导致非饱和土体强度减小,工况 1-2 的安全系数 $F_s=0.90$,边坡是不稳定的。从图 9 (b) 可以看出,位移增量等值线梯度较大的位置并不是位移增量较大的位置,边坡位移分布表现为边坡上部土体的位移增量较大而位移增量等值线梯度并不大的现象,其原因在于边坡上部局部失稳滑动面大部分是沿着厚 30 cm 滑带土形成了一个局部滑动带,由于滑带仅厚 30 cm,因此滑带内位移增量等值线梯度虽然较大,但在后处理图中无法直观显示,因此,在图 9 (b) 中边坡上部

变形表现为明显的局部刚体滑移。通过本工况分析可知, 基质吸力丧失时未加固边坡上部先滑动。

4.2 初步加固设计方案稳定性分析 (工况 2)

初步加固设计在边坡下部加桩, 从图 10 可以看出, 由于抗滑桩的加固作用, 边坡下部位移增量等值线梯度和位移增量都有明显的减小, 边坡下部稳定性得到明显加强。

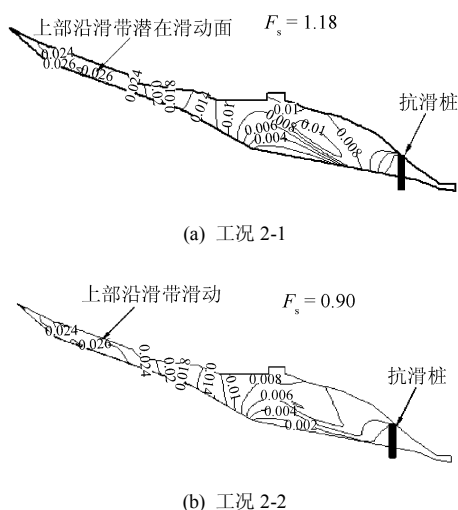


图 10 工况 2 位移增量等值线 (单位: m)

Fig.10 Contours of displacement Increment in case 2 (unit: m)

工况 2-1 的安全系数 $F_s = 1.18$, 表明基质吸力存在时边坡是稳定的。由于边坡下部抗滑桩的加固作用, 在边坡下部位移增量较小而使得上部位移增量较大, 因此, 在边坡上部存在潜在滑动面。

由于边坡基质吸力的丧失, 工况 2-2 的安全系数 $F_s = 0.90$, 边坡是不稳定的, 在边坡上部位移增量远大于边坡下部, 故边坡上部沿滑带存在一个局部滑动面导致边坡上部产生的局部刚体滑移, 说明基质吸力的丧失会导致距抗滑桩较远的边坡上部发生局部失稳现象。

值得注意的是, 在边坡基质吸力都丧失的条件下, 工况 2-2 与工况 1-2 的安全系数均为 0.90, 说明抗滑桩加固于边坡下部虽然保证了下部的稳定性, 但对于边坡上部的局部稳定性没有任何贡献, 这也是本加固工程实际采用变更设计方案的原因。

4.3 变更加固设计方案稳定性分析 (工况 3)

变更加固设计工况是在边坡上部加桩, 从图 11 可以看出, 由于抗滑桩的加固作用, 边坡上部位移增量等值线梯度明显减小, 边坡上部稳定性同样得到明显加强。

工况 3-1 的安全系数 $F_s = 1.17$, 基质吸力存在时边坡是稳定的, 由于上部抗滑桩的加固作用, 边坡

下部存在一个潜在滑动面; 由于边坡基质吸力的丧失, 工况 3-2 的安全系数下降为 $F_s = 0.98$, 边坡下部发生局部失稳, 且底部仍沿部分滑带滑动。分析表明基质吸力的丧失会导致距抗滑桩较远的边坡下部发生局部失稳现象。而边坡下部发生局部失稳变形也会使抗滑桩下部土体产生相应的牵引变形, 从而导致图 6 中抗滑桩下部土体开裂变形的情况。

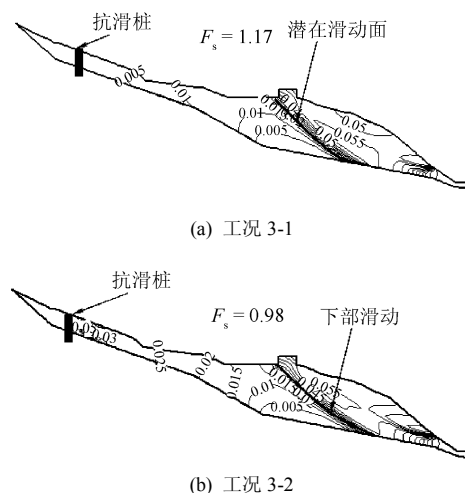


图 11 工况 3 位移增量等值线 (单位: m)

Fig.11 Contours of displacement Increment in case 3 (unit: m)

变更加固设计方案的计算表明, 存在基质吸力条件下边坡是趋于稳定的, 而丧失基质吸力时边坡下部是接近临界状态的, 基质吸力的减小或丧失使得边坡下部的稳定性降低。说明抗滑桩加固于边坡上部保证了上部的稳定性, 但并不能抑制边坡下部由于基质吸力的丧失而导致的局部失稳滑动。

通过初步加固设计、变更设计加固方案的计算分析可知, 该边坡上部和下部各存在一个局部滑动面, 在丧失基质吸力的条件下安全系数均小于 1.0。因此, 对于边坡上下部存在 2 个局部失稳滑动面的情况下, 如何确定抗滑桩合理的加固位置是龙洞滑坡抗滑、阻滑加固措施的关键问题。

4.4 推荐加固方案稳定性分析 (工况 4)

基于边坡上部和下部各存在一个局部滑动面的情况, 本文认为在边坡上部和下部同时加桩是有效的抗滑治理方案。在基质吸力丧失情况下, 计算得出的安全系数 $F_s = 1.20$, 边坡处于稳定状态。通过该工况的位移增量等值线的分析可知, 存在 3 个位移增量等值线的梯度较密集的位置, 但位移增量值相对较大的才是潜在滑动面, 因此, 通过位移增量相对大小的分析, 可以确定边坡的潜在滑动面位于坡体下部抗滑桩顶的上部位置 (图 12)。

分析表明, 同时加固上部和下部的设计方案较

为合理,在不考虑基质吸力条件下是稳定的,有效地控制了上部和下部 2 个局部滑动面。

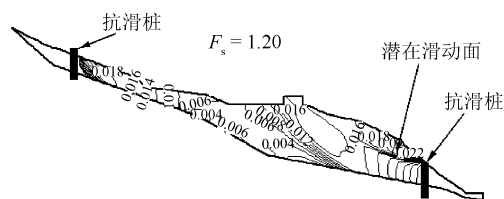


图 12 工况 4-1 位移增量等值线 (单位: m)

Fig.12 Contours of displacement increment in case 4-1 (unit: m)

4.5 失稳机制讨论

通过上述计算分析可知,龙洞坡体上部和下部各存在一个局部滑动面,基质吸力丧失时安全系数均小于 1.0,并且均小于边坡沿整体滑带滑动时的安全系数 1.05.同时,2 个局部滑动面中边坡上部的局部滑动面先滑动。

对于具有滑带、坡度上陡下缓、坡体狭长不规则等特点的龙洞边坡,存在局部滑动且先于边坡沿整体滑带滑动的情况是有可能发生的,这种情况被在变更加固设计施工后依然出现抗滑桩下部边坡发生局部失稳的现象所证明(图 6)。因此,对于存在 2 个局部失稳滑动面的滑坡,采用传递系数法进行分析是不适宜的。

在各个工况中对比分析了基质吸力存在和丧失 2 种情况,基质吸力存在时边坡均是趋于稳定的;基质吸力完全丧失时,安全系数均小于 1.0,边坡都是不稳定的。经历多雨季节时雨水会使边坡土体的基质吸力降低甚至丧失,降低了边坡的稳定性。

在基质吸力丧失的条件下,单独在边坡下部或上部加桩均无法控制住边坡的局部失稳。推荐方案同时加固边坡上部和下部,有效地控制了上部和下部两个局部失稳滑动,从而使得边坡整体稳定。

因此,龙洞滑坡抗滑治理失效的原因主要有 3 个:其一,边坡稳定性分析方法选择不妥。其二,由于非饱和土边坡基质吸力的丧失和重度增加,使边坡安全系数大大降低。其三,没有针对该边坡实际存在的 2 个局部滑动面进行有效地加固。

5 结 论

(1) 在可考虑基质吸力这一非饱和因素条件下,进一步完善了强度折减有限元法中考虑非饱和因素的计算问题,使得理论与计算更加合理。

(2) 因为 2 个局部滑动面均比整体滑带更容易产生滑动失稳,采用传递系数法不能完成对龙洞这

种狭长边坡进行正确的安全评价,而强度折减有限元法计算结果与实际调查结果相符。

(3) 基质吸力存在条件下未加固边坡、下部加桩方案和上部加桩方案的边坡都是趋于稳定的,而基质吸力的丧失会导致未加固边坡和上、下部加桩等加固方案均会发生局部失稳问题,但并不会发生沿滑带的整体失稳问题。

(4) 在基质吸力丧失的条件下,单独在边坡下部或上部加桩均无法控制住边坡的局部失稳,而推荐方案同时加固边坡上部和下部,有效地控制了上、下 2 个局部失稳滑动,从而使得边坡整体稳定。

本研究不仅探讨了龙洞边坡中两个局部滑动面导致的失稳机制,而且分析了有效的加固措施,为存在多个局部滑动面的边坡稳定性研究和加固设计提供了有益的参考依据。

参 考 文 献

- [1] HASSIOTIS S, CHAMEAU J L, GUNARATNE M. Design method for stabilization of slopes with piles [J]. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 1997, 4: 314—323.
- [2] TAKUO Yamagami, Jing-Cai, JIANG, KASUTOSHI Uezo. A limit equilibrium stability analysis of slopes with stabilizing piles[M]//Slope Stability 2000. Denver, Colorado: [s. n.], 2000: 343—354.
- [3] AUSILIO E, CONTE E, DENTE G. Stability analysis of slopes reinforced with piles[J]. *Computers and Geotechnics*, 2001, 28: 591—611.
- [4] 于玉贞, 鹤飼惠三, 井田寿朗. 抑止杭効果の三次元弾塑性 FEM による評価[C]// 日本地盤工学会, 第 31 回地盤工学研究発表会. 北海道: [出版者不祥]. 1996, 31: 396—397.
- [5] CAI F, UGAI K. Numerical analysis of the stability of a slope reinforced with piles [J]. *Soils and foundations*, 2000, 40(1): 73—84.
- [6] 郑颖人, 陈祖煜, 王恭先, 等. 边坡与滑坡工程治理[M]. 北京, 人民交通出版社, 2007: 240—243.
- [7] 李荣建, 于玉贞, 李广信. 抗滑桩加固非饱和土边坡三维稳定性分析[J]. *岩土力学*, 2008, 29(4): 968—972. LI Rong-jian, YU Yu-zhen, LI Guang-xin. 3D global stability analyses of unsaturated soil slope reinforced with piles[J]. *Rock and Soil Mechanics*, 2008, 29(4): 968—972.
- [8] FREDLUND D G, MORGENSTERN N R, WIDGER R A. The shear strength of unsaturated soils[J]. *Canadian Geotechnical Journal*, 1978, 15(3): 313—321.
- [9] 李荣建, 于玉贞, 邓丽军, 等. 非饱和土边坡稳定分析方法探讨[J]. *岩土力学*, 2007, 28(10): 2060—2064. LI Rong-jian, YU Yu-zhen, DENG Li-jun, et al. Discussion on stability analysis of unsaturated soil slope [J]. *Rock and soil Mechanics*, 2007, 28(10): 2060—2064.