

基于强度折减概念的滑坡稳定性三维分析方法(II): 加固安全系数计算

邓建辉¹, 张嘉翔², 闵弘¹, 梅松华¹

(1.中国科学院武汉岩土力学研究所 岩土力学重点实验室, 湖北 武汉 430071; 2.中交第二公路勘察设计研究院, 湖北 武汉 430052)

摘要: 结合乌江洪家渡1#塌滑体加固设计工程, 探讨了滑动面已知的条件下滑坡稳定性的三维分析方法。首先, 模拟了塌滑体在天然状态下处于极限平衡状态时的滑动方向, 并使用其应力成果计算了塌滑体的三维安全系数; 其次, 建议了基于强度折减概念的三维加固安全系数计算方法; 最后, 提出了加固设计的进一步优化方案。计算结果表明, 塌滑体的滑动方向与局部地形等高线近于垂直。主滑方向变化较大, 自后缘的NE15°方向逐步过渡到中部的NS向, 最终过渡到前缘的NE30°方向, 以致很难作出能表征主滑方向的地质剖面。基于应力计算成果的安全系数计算公式不能充分考虑滑坡体的抗滑潜能, 也不能充分反映滑坡体的滑动方向, 安全系数偏大。基于强度折减概念的三维加固安全系数计算方法具有有限元等方法的优点, 较好地克服了上述局限性, 可以合理地评价加固后的滑坡稳定性。

关键词: 滑坡; 加固; 三维分析; 安全系数; 强度折减法

中图分类号: TU 457 文献标识码: A

3D stability analysis of landslides based on strength reduction (II): evaluation of reinforcing factor of safety

DENG Jian-hui¹, ZHANG Jia-xiang², MIN Hong¹, MEI Song-hua¹

(1. Key Laboratory of Rock and Soil Mechanics, Institute of Rock and Soil Mechanics, Chinese Academy of Sciences, Wuhan 430071, China;

2. China Communications 2nd Highway Survey Design and Research Institute, Wuhan 430052, China)

Abstract: Taking the No. 1 landslide at Hongjiadu Hydroelectric Project for example, a 3D stability analysis method is discussed for landslides with known slip surface. Firstly simulation is made for its sliding directions and calculation is completed for its three-dimensional factor of safety by a stress-based method, assuming the landslide is in critical state under natural conditions; secondly a method is proposed for its 3D evaluation of reinforcing factor of safety, which is based on the strength reduction technique; and finally measures are proposed for further optimizing the reinforcing design. Results show that sliding directions are nearly perpendicular to the local contour lines; the major sliding direction changes drastically from NE15° in the rear to NS in the middle, and finally to NE30° in the tongue, making it difficult to draw a longitudinal geological profile, which can represent the major sliding directions. The stress-based method can neither fully utilize the anti-sliding potentials of the slide, nor represent its overall sliding directions, leading to over-estimation of its factor of safety. The proposed method, having the merits of finite element method, etc., can overcome the above drawbacks and rationally evaluate its reinforcing factor of safety.

Key words: landslide; reinforcement; three-dimensional analysis; factor of safety; strength reduction technique

1 引言

抗滑桩是滑坡防治工程中较常用的挡土结构。其设计方法主要包括三个步骤: (1) 计算出将安全系数提高到需要值时的滑坡推力曲线; (2) 选择设计桩位, 确定滑动面以上的桩前滑体抗力; (3) 桩

身内力及结构计算^[1]。这种设计方法可以概括为已知安全系数设计桩身结构。亦有工程应用已知桩的极限抗滑能力求解加固安全系数的方法^[2]。两种方法的理论基础均为二维极限平衡法, 其局限性在于: (1) 很难推广到三维情况; (2) 刚性假定不能模拟桩-土之间的相互作用。自然界发生的滑坡基本上呈

收稿日期: 2003-05-06

修改稿收到日期: 2003-11-27

基金项目: 国家自然科学基金项目(编号: 50279051), 国家重点基础研究发展规划项目(编号: 2002CB412702)和中科院武汉岩土力学研究所领域前沿基金项目(编号: Q110215)资助。

作者简介: 邓建辉, 男, 1965年生, 博士, 研究员, 博士生导师, 现主要从事滑坡灾害机制及其预测控制技术研究工作。

三维形态,二维分析只是一种近似分析。部分滑坡滑动面形态复杂,甚至主滑方向都是变化的。二维极限平衡分析所获得的安全系数代表性不足,不能够反映滑坡的真实稳定状态。现有的三维极限平衡分析方法只能考虑单一主滑方向,部分方法甚至对滑动面形状有特殊要求^[3],同时,目前也没有一种能与抗滑桩设计结合的方法。不考虑岩土体本构关系的刚性假定使极限平衡法无法模拟滑坡体的滑动方向和桩土之间的相互作用,难以分析滑坡体上各部位的相对稳定性,导致经验在抗滑桩布置与设计起着重要作用。

考虑岩土体本构特征的数值分析方法,如有限元法、有限差分法和快速拉格朗日分析方法等,虽然可以模拟滑坡的发展过程和可能滑动方向,但是不能给出滑坡的安全系数。因此,自20世纪80年代开始,很多学者都探讨了直接利用有限元法的应力计算成果求解边坡安全系数的可行性。二维安全系数计算公式如下^[4,5]:

$$F_s = \frac{\sum_{i=1}^{NE} (c_i + \sigma'_n \tan \phi_i) l_i}{\sum_{i=1}^{NE} \tau_i l_i} \quad (1)$$

式中 c_i, ϕ_i 为滑动面上单元 i 的强度参数; l_i 为单元 i 的长度; NE 为滑动面上的单元数; σ'_n, τ_i 分别为滑动面上的法向应力(压正拉负)和沿主滑方向的剪应力。将二维单元长度 l_i 替换为三维单位面积 A_i , 可以得到类似的三维问题安全系数表达式^[6]。

根据式(1)计算的安全系数与极限平衡法计算的安全系数相差较大,这种方法没有得到推广应用。近年来,基于强度折减概念的有限元法或快速拉格朗日法(FLAC)^[7]得到了推广应用^[8~16]。该方法具有有限元等方法的优点,同时对二维问题能够获得与极限平衡法基本一致的安全系数和临界滑动面。文献[13]对该方法的发展过程进行了详细综述。就二维分析而言,式(1)可以改写为式(2)所示的形式,以表征极限状态^[14]。但应指出,该式只是在极限状态下有限元或FLAC计算与极限平衡计算在计算安全系数方面具有一致性,安全系数 F_s 的实际计算过程却是基于式(3)所示的强度折减概念,即在抗剪强度不断折减条件下的常规有限元或FLAC计算过程。

$$1 = \frac{\sum_{i=1}^{NE} \left(\frac{c_i}{F_s} + \sigma'_n \frac{\tan \phi_i}{F_s} \right) l_i}{\sum_{i=1}^{NE} \tau_i l_i} \quad (2)$$

$$c' = \frac{c}{F_s}; \phi' = \arctan \left(\tan \frac{\phi}{F_s} \right) \quad (3)$$

上述工作只涉及二维边坡计算问题。本文将结合乌江洪家渡1#塌滑体加固设计工程,探讨在滑动面确定的条件下滑坡问题的三维加固安全系数计算。首先,模拟了塌滑体在天然状态下处于极限平衡状态时的滑动方向,并使用其应力成果计算了塌滑体的三维安全系数;其次,建立了基于强度折减概念的三维加固安全系数计算方法;最后,根据计算成果,提出了加固方案的进一步优化措施。计算结果表明,塌滑体的滑动方向与局部地形等值线近于垂直。主滑方向变化较大,自后缘至前缘逐步由NE15°转到NS向,最终转到NE30°方向,以致很难作出能表征主滑方向的地质剖面。基于应力计算成果的安全系数计算公式(1)不能充分考虑滑坡体的抗滑潜能,也不能充分反映滑坡体的滑动方向,且安全系数偏大。基于强度折减概念的三维加固安全系数计算方法能较好地克服了上述局限性,可以用于加固后的滑坡稳定性评价。

2 主滑方向

古滑坡的钻孔倾斜仪监测资料证明,其变形主要由滑带的变形构成^[17]。因此,可以利用滑带上下盘对应节点的水平位移相对值作为评判塌滑体主滑方向的基础。图1给出了洪家渡1#塌滑体在极限状态下^[18] ($c=15 \text{ kPa}, \phi=25^\circ$) 滑动带上各节点的水平位移方向。计算滑动方向与地形等值线基本垂直,在一定程度上验证了计算结果的合理性。

定义滑动方向角为平面滑动方向与 y 轴正向的夹角,顺时针方向为正,逆时针为负。沿 y 轴方向以每20 m为一统计区间统计各区间的平均滑动方向,示于图2。在后缘,塌滑体的变形明显受西侧陡崖的局部走向控制,变形方向与陡崖的局部走向NE15°基本一致;当 $y > 150 \text{ m}$ (高程1220 m以下)时,陡崖的侧限作用减弱,塌滑体变形方向趋于南北向;当 $y > 350 \text{ m}$ (高程1100 m以下)时,塌滑体变形方向逐渐转到NE30°方向。高程1080~1100 m是塌滑体主滑方向发生变化的过渡区,且主滑方向与地质调查的擦痕方向NE15°基本一致。但是,塌滑体中后缘的主滑方向与擦痕方向为NW12°,以及前缘的主滑方向与NE15°均相差较大。究其原因,可能包括如下几个方面:(1)塌滑体为松散堆积体,其变形行为与连续介质假定存在差别;(2)计算没有考虑塌滑体堆积过程中的固结变形问题,擦痕方向可能反映的是堆积过程中的局部变形行为。

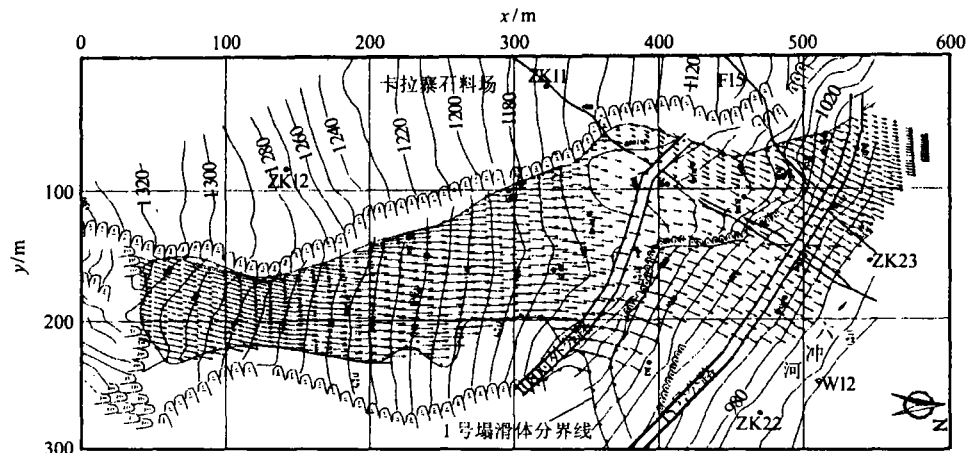


图 1 塌滑体滑动方向
Fig.1 Sliding directions of the landslide

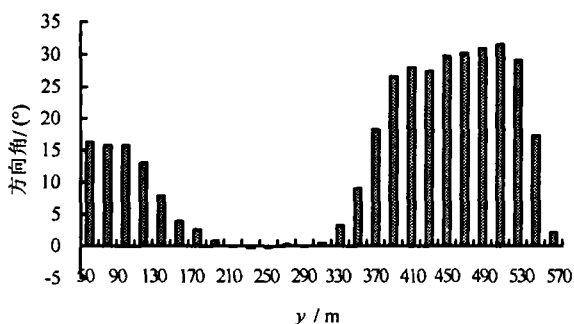


图 2 主滑方向统计图
Fig.2 Statistics of sliding directions

3 基于应力计算成果的安全系数计算

参考图 1, 1#塌滑体的变形形态十分复杂, 甚至很难作出能表征主滑方向的代表性剖面。三维分析十分必要。使用应力计算成果, 参照式(1)的三维形式^[6]计算塌滑体的安全系数。计算中考虑了两个主滑方向, 即当 $y \leq 350.0$ m 时, 滑动方向为 NS 向; 当 $y > 350.0$ m 时, 滑动方向为 NE30°。从理论上讲, 在极限状态下, 即 $c=15$ kPa, $\phi=25^\circ$, F_s 应该接近于 1.0, 但是实际计算结果却是 $F_s=1.325$, 远大于 1.0。造成这种现象的原因是计算中使用六面体单元模拟滑带, 式(1)中使用的主滑方向不论在平面上, 还是在剖面上都不能保证与滑带单元的最可能滑动方向一致(使单元安全系数取最小值的方向)。因此, 按照这种方法计算出的 F_s 值大于 1 是正常的。

表 1 给出了基于 FLAC3D 的不同计算方案的应力计算成果, 使用反分析参数计算出塌滑体安全系数。当 ϕ 值逐渐增大时, 计算出的安全系数逐渐减小。弹性计算的安全系数最小。个中原因在于较大的 ϕ 值使滑带上大量单元处于弹性状态, 滑带土不

能充分发挥其抗滑潜能。对于弹塑性计算, 式(1)中的安全系数 F_s 与滑带的 σ_n, τ 值之间的关系是复杂的非线性关系, 而极限平衡计算中使用的 σ_n, τ 值是滑动带全面进入塑性状态(极限状态)时的值。因此, 当滑带未全面进入塑性状态时, 直接套用式(1)计算安全系数, 从理论上讲是不合理的。从而, 解释了基于有限元应力计算成果求解安全系数的方法未能得到推广应用的原因。

表 1 不同应力计算方案塌滑体的安全系数
Table 1 Safety factors of landslide for different stress calculation schemes

计算方案	弹性	弹塑性 ($c=15$ kPa)					
		$\phi/(^\circ)$					
		40	35	30	27	25.5	25
安全系数	0.941	1.031	1.094	1.187	1.262	1.308	1.325

4 基于强度折减概念的加固安全系数计算

鉴于上节所述的基于应力计算成果的安全系数计算方案的局限性, 使用式(3)所示的强度折减法评价塌滑体的加固安全系数。根据初步设计, 塌滑体上将分两期施工, 尺寸为 $3\text{ m} \times 4\text{ m}$ 的抗滑桩或抗滑桩与锚拉洞联合结构共 46 根(一期为 32 根、二期为 14 根), 混凝土强度等级为 C30。图 3 给出了考虑抗滑桩加固后塌滑体的计算模型(去掉了滑体和滑带部分单元, 利于显示抗滑桩位置和滑床的形态特征), 共计 98 408 个单元, 33 874 个结点。计算中没有模拟锚拉洞结构, 同时抗滑桩作为弹性实体单元考虑。由于塌滑体本身不含水, 计算中没有模拟疏排水工程措施对塌滑体稳定的影响, 而是仅仅将其作为一种安全储备考虑。计算的其它条件与文献[18]完全相同。

根据文献[18]的反分析结果, 塌滑体滑带的强度参数为 $c=15.0\text{ kPa}$, $\phi=25.0^\circ$ 。逐步降低 c, ϕ 值使滑带单元进入极限状态。由于一期抗滑桩的加固作用, 当折减系数 $F_s = 1.386$ 时 ($c'=10.826\text{ kPa}$, $\phi'=18.6^\circ$), 滑带的塑性区完全贯通, 塌滑体处于极限平衡状态。图4给出了塑性区的扩展过程图。同理计算的二期加固安全系数为 $F_s = 1.394$ ($c'=10.763\text{ kPa}$, $\phi'=18.5^\circ$)。

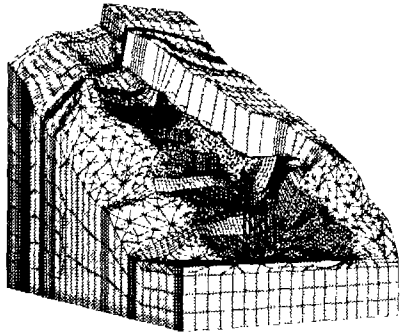


图3 加固计算模型 (去掉了滑体和滑带单元)
Fig.3 Model for reinforcing simulation (elements in sliding body and surface are removed)

5 加固方案建议

图5给出了塌滑体未加固时滑带的主要抗滑区分布图 (文献[18]图4(a))。塌滑体上存在三个抗滑区: 后缘、中前缘西侧 (对外1080公路上下) 和前缘 (15#公路上下)。相对危险的区域为塌滑体的中前缘东侧和中后缘。该分布图间接地解释了塌滑体中前缘东侧次级滑移的原因, 同时也证明一期设计抗滑桩的布局是合理的。由于塌滑体前缘位于1#, 2#导流洞出口的对岸, 对前缘的抗滑区3防止河床侵蚀是必要的。

二期抗滑桩对提高塌滑体安全系数的作用非常有限。主要原因在于高程1135 m处的9根抗滑桩位于一期施工的两排桩之间, 而高程1075 m处的5根抗滑桩位于抗滑区2。两组桩都不能充分变形, 以起到阻止滑体变形的作用。一期加固工程的安全系数较大, 二期加固设计方案偏于保守, 可以考虑取消。建议抗滑桩的长边方向调整为与局部地形等高线垂直。

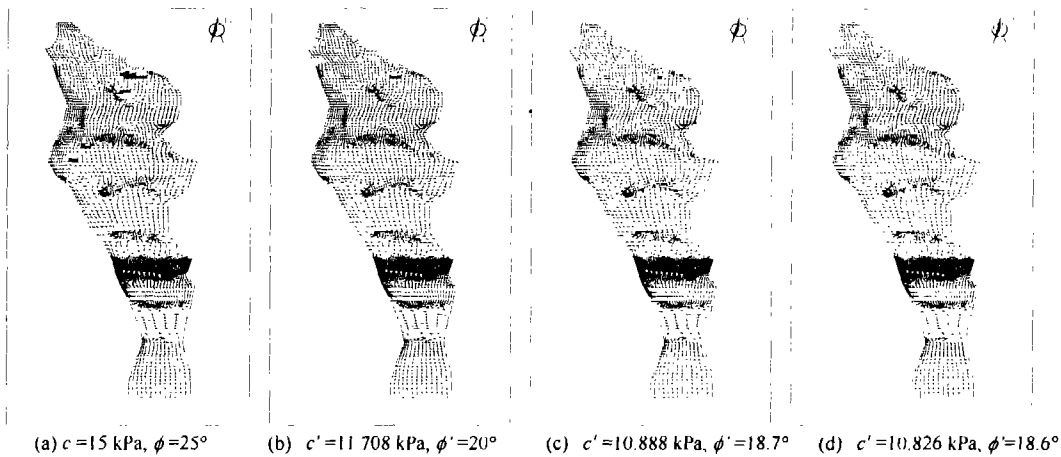


图4 滑带塑性区扩展过程 (阴影部分单元处于弹性状态)
Fig.4 Development of plastic zones in the slip surface (the shaded elements are in elastic state)

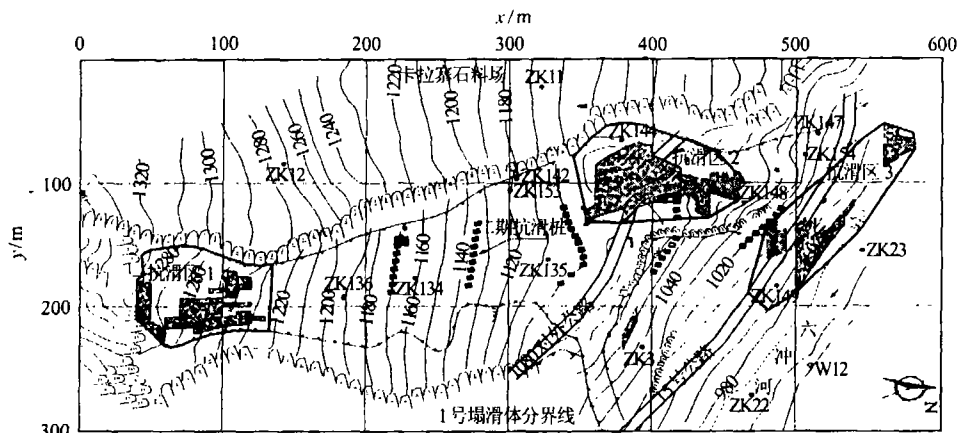


图5 滑带抗滑区分布 ($c=15\text{ kPa}, \phi=40^\circ$)
Fig.5 Distribution of anti-sliding zones ($c=15\text{ kPa}, \phi=40^\circ$)

6 结论

基于本文的分析,可以得出如下几点初步结论:

(1) 对于三维效应明显的滑坡而言,可以应用强度折减法反演天然状态下滑带土的抗剪强度参数,进而以此为基础评价滑坡加固后的安全系数。

(2) 强度折减法的优点在于可以模拟滑坡的可能运动方向,判别滑坡的不同部位的相对稳定程度,结合地形地质资料分析,可以为加固设计方案的布局、选型等的优化提供理论支持。

(3) 基于应力计算成果的安全系数计算方法不能充分考虑滑坡体的抗滑潜能,也不能充分反映滑坡体的滑动方向,在其工程应用中应慎重。

致谢: 本文工作在中国科学院武汉岩土力学研究所等值仿真实验室完成,作者对实验室工作人员的支持表示感谢。

参考文献

- [1] TB10025-2001, 铁路路基支挡结构物设计规范[S].
- [2] 葛修润, 许东俊, 吴家秀等. 大冶铁矿狮子山北帮A区尖F9断层上盘边坡加固设计与监测方案[R]. 武汉: 中国科学院武汉岩土力学研究所, 1990.
- [3] 陈祖煜. 土质边坡稳定分析——原理·方法·程序[M]. 北京: 中国水利水电出版社, 2003. 533—560.
- [4] 丰定祥, 吴家秀, 葛修润等. 大冶铜录山露天矿古矿冶遗址陡边坡稳定性分析[R]. 武汉: 中国科学院武汉岩土力学研究所, 1987.
- [5] 李胡生. 边坡稳定性有限元分析中确定潜滑面及其安全系数的方法[J]. 武汉工业大学学报, 1988, (4): 491—497.
- [6] 卓家寿, 张溪常, 陈振雷. 岩质边坡的仿真模型和稳定准则[J]. 岩石力学与工程学报, 1992, 11(1): 53—62.
- [7] Fast Lagrangian Analysis of Continua in 3 Dimensions version 2.0[Z]. Minneapolis: Itasca Consulting Group, Inc., 2002.
- [8] Matsui T, San K C. Finite element slope stability analysis by shear strength reduction technique [J]. *Soils and Foundation*. 1992, 32(1): 59—70.
- [9] Duncan J M. State of the art: limit equilibrium and finite element analysis of slopes[J]. *ASCE Journal of Geotechnical Engineering*, 1996, 122(7): 577—596.
- [10] Griffiths D V, Lane P A. Slope stability analysis by finite elements [J]. *Géotechnique*, 1999, 49(3): 387—403.
- [11] Dawson E M, Roth W H, Drescher A. Slope stability analysis by strength reduction[J]. *Géotechnique*, 1999, 49(6): 835—840.
- [12] 宋二祥. 土工结构安全系数的有限元计算[J]. 岩土工程学报, 1997, 19(2): 1—7.
- [13] 连镇营, 韩国城, 孔宪京. 强度折减有限元法研究开挖边坡的稳定性[J]. 岩土工程学报, 2001, 23(4): 407—411.
- [14] 赵尚毅, 郑颖人, 时卫民等. 用有限元强度折减法求边坡稳定安全系数[J]. 岩土工程学报, 2002, 24(3): 343—346.
- [15] 郑宏, 李春光, 李焯芬等. 求解安全系数的有限元法[J]. 岩土工程学报, 2002, 24(5): 626—628.
- [16] 赵尚毅, 郑颖人, 邓卫东. 用有限元强度折减法进行节理岩质边坡稳定性分析[J]. 岩石力学与工程学报, 2003, 22(2): 254—260.
- [17] 邓建辉, 马水山, 张保军等. 清江隔河岩水库茅坪滑坡复活机理初探[J]. 岩石力学与工程学报, 2003, 22(11): 1730—1737.
- [18] 邓建辉, 魏进兵, 闵弘. 基于强度折减概念的滑坡稳定性三维分析方法(I): 滑带土抗剪强度参数反演分析[J]. 岩土力学, 2003, 24(6): 896—900.