

DOI: 10.16031/j.cnki.issn.1003-8035.2020.04.07

基于 FLAC^{3D} 的米贝复式滑坡稳定性分析

罗忠行¹ 雷宏权²

1. 湖南省核工业地质局三〇三大队, 湖南 长沙 410119;
2. 中南大学地球科学与信息物理学院, 湖南 长沙 410112)

摘要: 本文以米贝复式滑坡为工程背景, 基于 FLAC^{3D} 数值模拟方法, 建立了滑坡稳定性分析模型, 并采用整体强度折减法、双参数强度折减法对滑坡处于两种工况下的稳定性进行了计算分析; 最后对两种折减法计算结果进行对比分析。计算结果表明: 滑坡在天然状态下, 处于欠稳定-基本稳定状态; 暴雨状态下, 处于不稳定状态, 与现场调查分析的结果一致。采用双参数强度折减法得到的潜在滑面比整体强度折减法的要深、塑性区范围要大、显示更清楚。较之极限平衡方法, 数值模拟法计算结果直观可靠。

关键词: FLAC^{3D}; 强度折减法; 米贝复式滑坡; 稳定性分析; 安全系数

中图分类号: P642.22

文献标识码: A

文章编号: 1003-8035(2020)04-0052-11

Study on Mibei Landslide analysis based on FLAC^{3D}

LUO Zhongxing¹, LEI Hongquan²

1. 303 Brigade of Hunan Nuclear Geology, Changsha Hunan 410119, China;
2. Central South University, School of Geosciences and Info-physics, Changsha Hunan 410112, China)

Abstract: This paper takes the Mibei Landslide as the engineering background, based on the FLAC^{3D} numerical simulation method, establishes a landslide stability analysis model, and uses the overall strength reduction with double parameter reduction method to calculate the stability of the landslide under two conditions. Finally, the comparative analysis of the calculation results of the two reduction methods. The calculation results show that the landslide is under-stable-basically stable under natural conditions, and unstable under heavy rain, which is consistent with the results of field investigation and analysis. The potential slip surface obtained by the two-parameter strength reduction method is deeper, the plastic zone is wider, and the display is clearer than the overall strength reduction method. Compared with the limit equilibrium method, the numerical simulation results are intuitive and reliable.

Keywords: FLAC^{3D}; strength reduction method; Mibei Landslide; stability analysis; safety factor

0 引言

当前, 随着中国经济的高速发展, 人们对自然环境的改造和利用日益强烈, 越来越多的边坡稳定性分析及治理设计问题备受国内外学者关注和研究。早期的滑坡研究主要是针对土质滑坡, 稳定性评价基于土力学的研究范畴, 以材料力学及简单的弹塑性理论为基

础的半经验半理论的研究方法^[1]。到了 19 世纪中期, 随着数学的不断发展加之人类面临着一系列的滑坡问题, 研究人员主要是通过模型试验及大量的室内土工试验展开研究。20 世纪 60~70 年代, 对于滑坡的稳定性研究, 主要是将地质分析和力学机制联系在一起。为了解决复杂的滑坡问题, 研究人员将土体当作非均质的、各向异性的和非连续性的弹塑性体、黏弹性体或

收稿日期: 2020-03-11; 修订日期: 2020-05-09

第一作者: 罗忠行(1965-), 男, 湖南隆回人, 高级工程师, 主要研究方向为岩土工程、地质灾害防治工程、生态环境修复。E-mail: 417028912@qq.com

具有裂隙的脆性体来研究,并开始探索有限元在滑坡稳定性中的应用^[2]。20世纪80年代以后,对于滑坡的稳定性研究趋于完善。在早期研究的基础上,建立了定量分析理论体系。与此同时,在计算机技术不断兴起的背景下,数值模拟已成为滑坡稳定性分析的一种重要方法^[3]。本文以米贝复式滑坡为工程背景,在广泛分析国内外文献资料的基础上,运用简洁直观的数据处理技术,综合多种方法分析滑坡稳定性计算结果,为滑坡稳定性分析及治理工程设计提供参考。

1 工程概况

米贝滑坡位于中和溪南岸,米贝老街南侧山坡,其前缘临中和溪,背靠东西走向山体,地势整体南高北低。根据地质调查及钻探、井探揭露,米贝滑坡是由前后两个单体滑坡组成的复式滑坡,总体积 $2.575 \times 10^5 \text{ m}^3$,为牵引式中型滑坡。目前H1滑坡周界特征明显,H2滑坡后缘周界特征较明显。H2滑坡以H1滑坡左壁作剪出口,滑坡总体形态为“长舌状”(图1、图2)。现将两个单体滑坡特征分叙如下。



图1 滑坡区全景

Fig.1 Panorama of landslide area

H1滑坡:已发生整体滑动,仍然存在二次滑动的可能性,属典型活动滑坡。滑动体积约 $1.729 \times 10^5 \text{ m}^3$,前缘水平滑距48m;滑体由崩滑堆积体组成,总体上为双层土结构,上部为粉质黏土,下部为碎石,局部夹块石层,为滑动过程挤压、切割强风化岩石形成。滑坡体厚度6.0~16.0m,平均厚度10.0m;滑动面位于土、岩接触面,滑面因滑动磨蚀作用形成摩擦镜面。受滑坡扰动及拖曳,滑面处形成厚度约0.1~0.3m的滑带,物质组成主要为粉质黏土。本滑坡的滑面主要受岩土性质、岩层产状、节理裂隙、风化程度

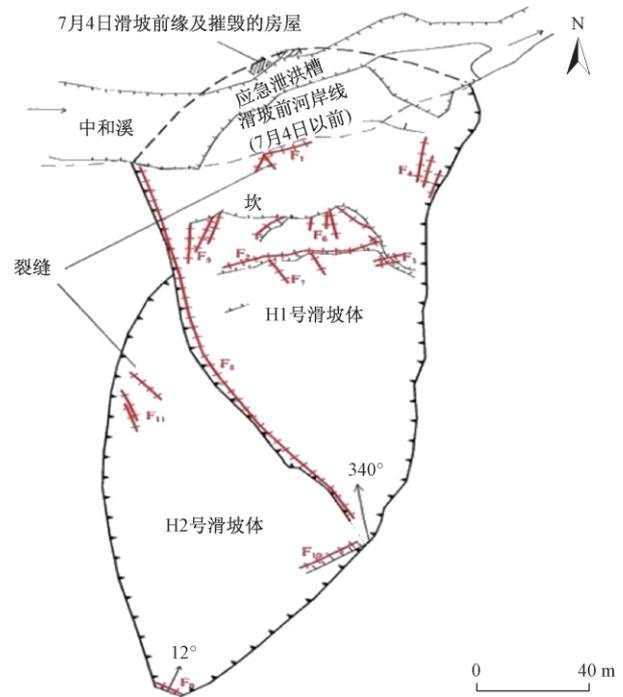


图2 滑坡平面示意图

Fig.2 Geological map of landslide

差异的影响,多段性特征较明显,大致呈折线形;滑床为上元古界板溪群五强溪组灰绿色、青灰色板岩,风化不均,局部强风化带厚达11.3m,裂隙发育,裂隙率0.68%~1.59%。倾向为北西-北北西单斜岩层,倾向 $320^\circ \sim 340^\circ$,倾角 $30^\circ \sim 40^\circ$ 。

H2滑坡:处在蠕变阶段,滑坡局部变形,主要集中在坡体上部,为新滑坡。体积约 $8.46 \times 10^4 \text{ m}^3$;滑体由第四系残坡积层及上元古界板溪群五强溪组板岩层组成。滑坡体厚度4.1~10.5m,平均厚8.0m;主滑面暂未形成,根据钻探及浅井揭露显示,局部位置揭露到滑带,厚度0.1m,同时考虑坡体稳定的不利因素,综合确定潜在滑动面为土体与岩层界面或岩体内层面,埋深、滑带的物质组成与滑体土基本相同。土体与岩层界面的滑动面主要受岩土界面的起伏而变化,大致呈折线形;岩体内层面的滑动面主要受岩层产状的控制,基本为一平面,仅局部因产状的变化而稍有起伏。

滑坡区的地表水,随季节性变化大,多顺坡向排泄。地下水类型包括松散岩类孔隙水和基岩裂隙水,主要来源于大气降水及地表水补给,以渗流的形式排泄于坡脚、沟谷和陡坎之下或前缘河道内。

本滑坡的稳定性受多种因素影响,根据现场勘查资料分析,大气降水对滑坡变形起到促进作用。滑体表层土孔隙大,结构松散,大气降水容易入渗。本区属

亚热带湿润气候区,雨量充沛,暴雨具有强度大,时间短的特点,雨水入渗增加了坡体堆积物的自重和下滑力,坡体稳定性变差。此外结合降雨资料,2014年6月1日—7月5日,米贝总降水量449.0 mm,比历史同期的224.1 mm多224.9 mm;特别是7月1—4日,连续4天强降水,总降雨量147.6 mm,持续性降雨造成土壤水分长时间处于饱和状态,易诱发滑坡地质灾害。为考虑滑坡的最不利状态,本文选用两种计算工况,即天然工况:自重+地下水位、暴雨工况:自重+暴雨+地下水位。

2 整体强度折减法分析 H1 滑坡稳定性

2.1 FLAC^{3D}计算原理

如图3所示,在计算滑坡稳定性系数时,首先选取坡体内任一点A,其应力状态可以用应力莫尔圆表示。A点未进行折减时,其强度包络线位于莫尔圆之上。对A点逐步进行折减时,强度包络线会逐步下移,当包络线与莫尔圆相切时,该点达到其临界平衡状态,开始破坏,此时A点的应力状态即为强度折减后修正的应力状态。当坡体内类似A点的破坏点逐渐增多时,边坡开始出现整体变形。此时,边坡塑性区贯通,软件会出现发散现象,此时的折减系数即为边坡的最小安全系数^[4-5]。

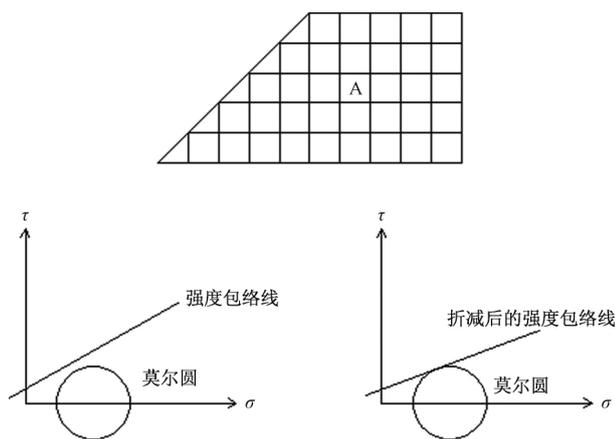


图3 强度折减法示意图

Fig. 3 Diagram of strength reduction method

在FLAC^{3D}中,采用软件内嵌 solve fos 命令自动查找边坡的安全系数,其原理即为强度折减。该命令利用式(1)、(2),对岩土体黏聚力c及内摩擦角φ进行调整,通过不断的调整安全系数F₁,对边坡进行数值分析,当计算正好发散时,边坡达到临界破坏状态,求得安全系数F₁。

$$c_1 = c/F_1 \quad (1)$$

$$\varphi_1 = \arctan(\tan\varphi/F_1) \quad (2)$$

式中:c₁——折减后黏聚力;

φ₁——折减后内摩擦角;

F₁——折减系数。

2.2 模型建立

此次模拟基于米贝复式滑坡 H1 滑坡体 B-B'剖面建模,考虑一个支护单元宽度,设置模型尺寸230 m × 10 m × 132 m,上部为自然地形;采用 ANSYS 划分网格,网格尺寸1.5~3.0 m,单元数18 920。采用摩尔库伦屈服准则,模型未施加水平及竖直到边界力,计算时仅考虑重力作用。几何模型及初始自重应力场见图4、图5。根据该滑坡实际情况特点,计算时考虑两种计算工况,天然工况和暴雨工况,考虑地下水对滑坡体的影响。

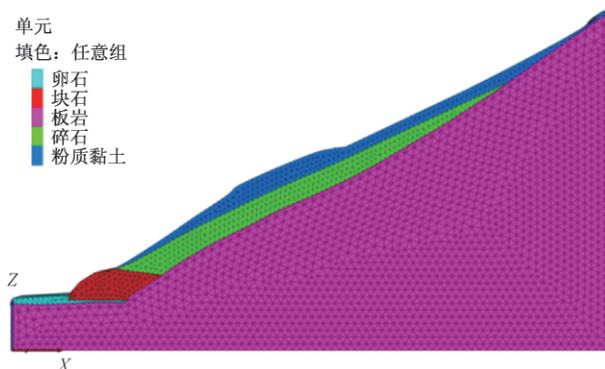


图4 地层及几何模型

Fig. 4 The model of stratigraphic and geometric

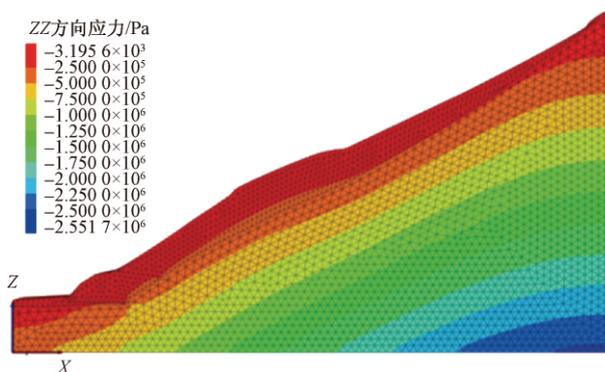


图5 初始自重应力场

Fig. 5 Initial self weight stress field

2.3 参数选取

计算参数主要参照勘查报告提供的数值,部分参数根据相同条件下的经验参数取值,其中H1滑坡滑动带抗剪强度参数见表1。

2.4 FLAC^{3D}求解过程

采用FLAC^{3D}强度折减法求解滑坡安全系数时,通

常通过内置 solve for 命令及自编强度折减法实现。自编强度折减法原理即为二分法原理,地层的黏聚力 c 、 $\tan\varphi$ 采用相同的折减系数 K_s 。每步折减后,若不收敛,则 K_s 向下二分;若收敛,则 K_s 向上二分;最终 K_s 收敛,通过记录 K_s 变化曲线,得到滑坡稳定系数。

表 1 H1 滑坡滑动带抗剪强度参数
Table 1 Intensive parameters of H1 landslide

	黏聚力 c/kPa	内摩擦角 $\varphi/(\text{°})$
天然	12.5	18.4
饱和	11.0	17.3

本文通过 FLAC^{3D} 强度折减法计算 H1 滑坡天然工况及暴雨工况下稳定系数,计算模型及参数见表 1,采用自编强度折减法编写命令流。

计算饱和工况时,根据勘查剖面图,建立地下水水面,并赋予水压力,对岩土体参数采用饱和强度计算。

2.5 FLAC^{3D} 求解结果及分析

运行命令流后,调整背景颜色为白色,通过输入 Plotfsof cont ssi outline on vel red 命令,分别输出天然状态及饱和状态下的安全系数,剪切应变增量及速度矢量图。

2.5.1 天然状态

①通过图 6 可以看出,利用 FLAC^{3D} 强度折减法计算出来的滑坡天然状态下稳定系数是 1.098,说明该滑坡目前处于基本稳定状态。

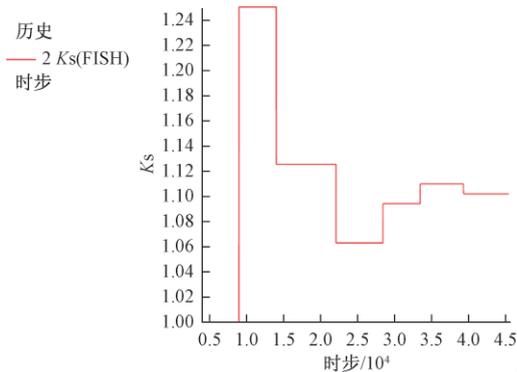


图 6 K_s 折减过程曲线
Fig. 6 Curve of K_s reduction process

②通过图 7 可以看出,滑坡在自重应力作用下达到平衡,滑体变形位移呈现出规律性变化:滑坡中后缘(剖面凸起处)位移达到 0.1~0.3 m,与现场后缘裂缝宽度较为一致;滑坡前缘位移量达到 0.3~0.5 m,且越靠近临空面变形位移值越大,与现场滑坡前缘出现鼓胀现象较吻合。从位移变化规律可以看出,该滑坡位移分布相对均匀,滑体沿滑动面呈现整体滑动迹象,

滑面以下滑床部分位移值相同,处于稳定状态;此外,滑坡前缘位移明显大于滑坡后缘,坡体向临空方向剪切蠕变,滑坡变形破坏模式应属于牵引式滑坡。

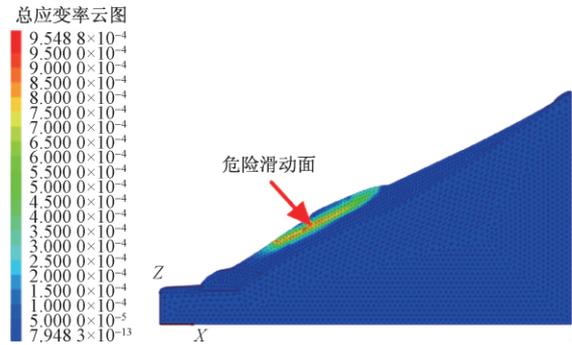


图 7 总应变率云图

Fig. 7 Total strain rate nephogram

③从图 8、图 9 可以看出,正处于剪切屈服状态,单元连成的条形区域已基本贯通整个滑坡体,塑性贯通区即为潜在滑动面位置。从速度矢量图可以看出,天然状态下,滑面以上网格位移速度明显大于其他区域位移速度,说明该区域滑体已发生明显变形(破坏),滑坡整体稳定性较差。

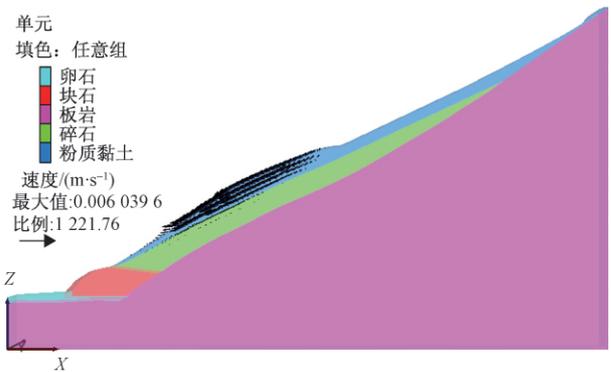


图 8 速度矢量图

Fig. 8 Diagram of velocity vector

2.5.2 饱和状态

①通过图 10 可以看出,利用 FLAC^{3D} 强度折减法计算出来的滑坡暴雨状态下稳定系数是 0.973,说明该滑坡在连续强降雨状态下会发生整体滑动。

②通过图 11 可以看出,在强降雨作用下,滑坡体内地下水水位上升,滑体变形位移较之天然状态下发生较大变化:滑坡中后缘(剖面凸起处)最大位移达到 0.5 m,说明裂缝随着强降雨条件会进一步扩展,有形成后缘陡坎趋势;滑坡前缘靠近临空面变形位移值达到 4.5 m,说明该滑坡在强降雨作用下坡体发生整体滑动,部分松散体会堆积至滑坡前缘。与 K_s 折减计算

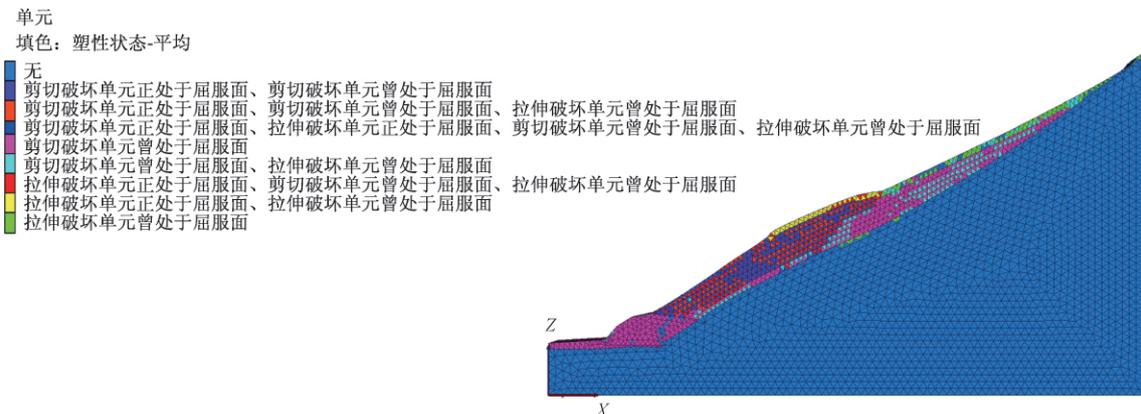


图 9 应变增量分布图

Fig.9 Diagram of strain increment

出安全系数 0.973 比较吻合。

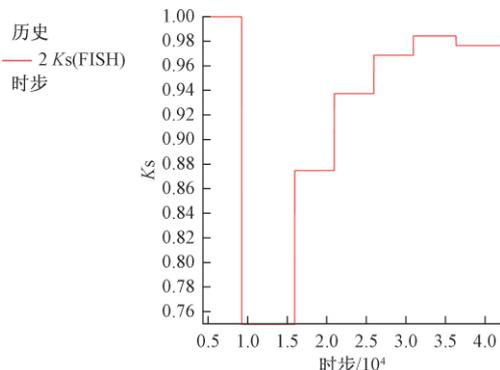


图 10 Ks 折减过程曲线

Fig.10 Curve of Ks reduction process

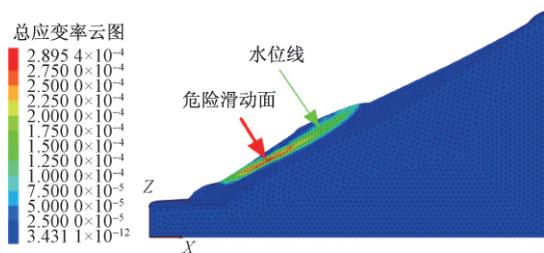


图 11 总应变率云图

Fig.11 Total strain rate nephogram

③从图 12、图 13 可以看出 正处于剪切屈服状态单元连成的条形区域已贯通整个滑坡体 滑动面已完全贯通 坡体发生整体滑动。速度矢量图有力佐证这一分析 滑面以上网格位移速度远大于其他区域位移速度, 说明该区域滑体已发生明显破坏 滑坡整体稳定性差。

3 双参数强度折减法分析 H1 滑坡稳定性

3.1 计算原理

双参数强度折减法较整体强度折减法原理区别在

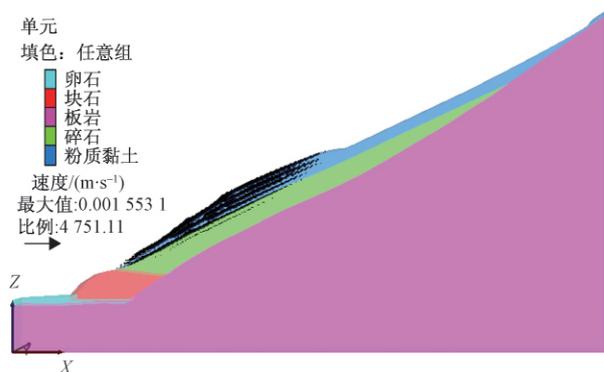


图 12 速度矢量图

Fig.12 Diagram of velocity vector

于对黏聚力及内摩擦角采用不同的折减系数进行折减, 能够准确的反映黏聚力及内摩擦角在坡体滑动时发挥的先后顺序及贡献程度。采用双参数进行折减, 需要解决的问题有两个。一是黏聚力及内摩擦角折减系数关系的确定; 二是安全系数的求解。袁维^[6]提出, $c - \tan\varphi$ 临界曲线(图 4) 及其表达式:

$$f(c) = \tan\varphi = \frac{h}{c+m} + n \quad (3)$$

式中: c ——黏聚力;

φ ——内摩擦角;

m, n, h ——待定系数。

分析图 14 可知使边坡达到临界状态的折减路径有无数种, 依据最小值原理, 边坡失稳时, 必将沿着一个抗滑力最小的面滑动, 因此临界滑动面的搜索就可以转化为 P 点距离曲线最短距离的求解问题。定义 P 点到曲线的距离为 D 表达式如下:

$$D^2 = \left(\frac{h}{c+m} + n - \tan\varphi_0 \right)^2 + (c - c_0)^2 \quad (4)$$

$$0 \leq c \leq - \left(m + \frac{h}{n} \right)$$

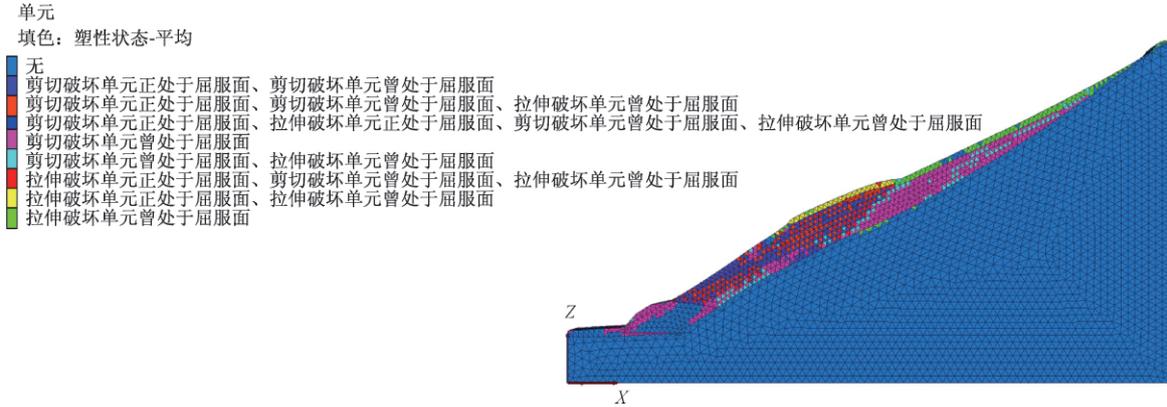


图 13 应变增量分布图

Fig. 13 Diagram of strain increment

根据式(4),当 D^2 取最小值时,定义此时的黏聚力值为 c_r ,根据公式(3)可求得此时的 $\tan\varphi_r$ 。由此可求得黏聚力及摩擦角对应的折减系数:

$$k_c = \frac{c}{c_r} k_\varphi = \frac{\tan\varphi}{\tan\varphi_r} \quad (5)$$

式中: k_c, k_φ ——黏聚力及内摩擦角对应的折减系数。

定义 k_c, k_φ 的比值为配套系数 η ,即 $\eta = \frac{k_c}{k_\varphi}$ 。显然,对边坡进行双参数折减时,主要是要计算求得 η 。

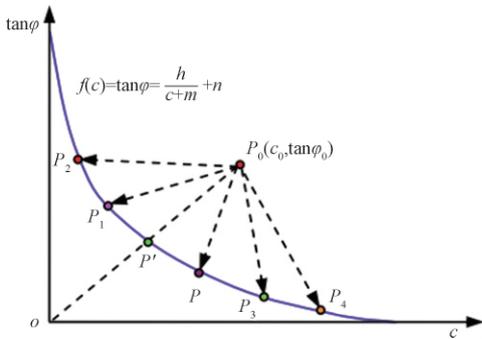


图 14 边坡整体安全系数的定义

Fig. 14 Definition of overall safety factor of slope

基于以上研究,本文参照前人^[7]提出的一种计算安全系数的方法,对米贝滑坡整体稳定性进行分析计算,即:

$$k_{\text{slope}} = \sqrt{k_c \cdot k_\varphi} \quad (6)$$

式中: k_{slope} ——边坡的整体安全系数。

3.2 基于 FLAC^{3D} 双参数折减法计算方法

采用自编强度折减法,在天然状态下对地层黏聚力 c 、 $\tan\varphi$ 采用不同折减系数 k_c 、 k_φ 。每步折减 k_c 以及对应的 k_φ ,若不收敛,则向下二分;若收敛,则向上二分;每次折减时始终保持相同的比例系数 $\eta = k_c / k_\varphi$ (本次计算 η 值为 1.13),对边坡进行塑性计算,直到

计算达到边坡临界破坏状态。最终安全系数定义为稳定系数 $k_{\text{slope}} = \sqrt{k_c \cdot k_\varphi}$ 。最终通过记录 k_{slope} 变化,得到滑坡稳定系数。

3.3 FLAC^{3D} 求解结果及分析

通过以上命令计算 输入 Plotfos cont ssi outline on vel red 命令 输出 k_{slope} 折减过程曲线,剪切应变增量及速度矢量图。

3.3.1 天然状态

①通过图 15 可以看出,利用 FLAC^{3D} 双参数强度折减法计算出来的滑坡天然状态下稳定系数是 1.024,说明该滑坡目前正处于欠稳定状态。

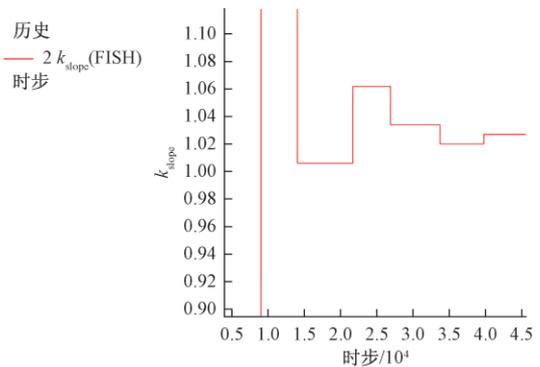


图 15 k_{slope} 折减过程曲线

Fig. 15 Curve of k_{slope} reduction process

②通过图 16 可以看出,滑坡最大位移出现在滑坡前缘,位移值在 0.5 ~ 0.58 m,坡体中后缘位移值 0.2 ~ 0.4 m,该值变化规律及范围与整体强度折减法较为一致。从位移云图可以看出,该滑坡位移分布相对均匀,滑体沿滑动面呈现整体滑动迹象,坡体向临空方向剪切蠕动,滑坡变形破坏模式应属于牵引式滑坡。

③从图 17、图 18 可以看出,正处于剪切屈服状态

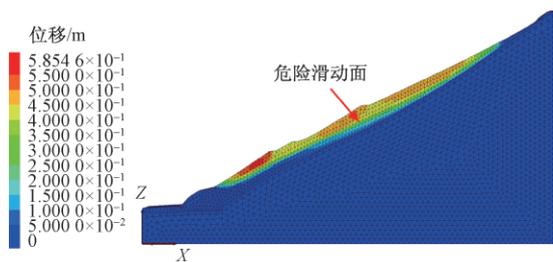


图 16 总位移云图

Fig. 16 Total strain rate nephogram

的单元连成的条形区域已基本贯通整个滑坡体,塑性贯通区即为潜在滑动面。从速度矢量图可以看出,天然状态下,滑面以上网格位移速度明显大于其他区域,说明该区域滑体已发生明显变形(破坏),与该滑坡处

于欠稳定状态较为吻合。

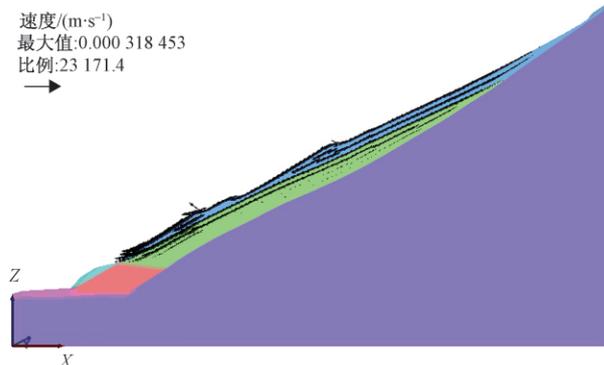


图 17 速度矢量图

Fig. 17 Diagram of velocity vector

单元
填色: 塑性状态-平均

- 无
- 剪切破坏单元正处于屈服面、剪切破坏单元曾处于屈服面
- 剪切破坏单元正处于屈服面、剪切破坏单元曾处于屈服面、拉伸破坏单元曾处于屈服面
- 剪切破坏单元正处于屈服面、拉伸破坏单元正处于屈服面、剪切破坏单元曾处于屈服面、拉伸破坏单元曾处于屈服面
- 剪切破坏单元曾处于屈服面
- 剪切破坏单元曾处于屈服面、拉伸破坏单元曾处于屈服面
- 拉伸破坏单元正处于屈服面、剪切破坏单元曾处于屈服面、拉伸破坏单元曾处于屈服面
- 拉伸破坏单元正处于屈服面、拉伸破坏单元曾处于屈服面
- 拉伸破坏单元曾处于屈服面

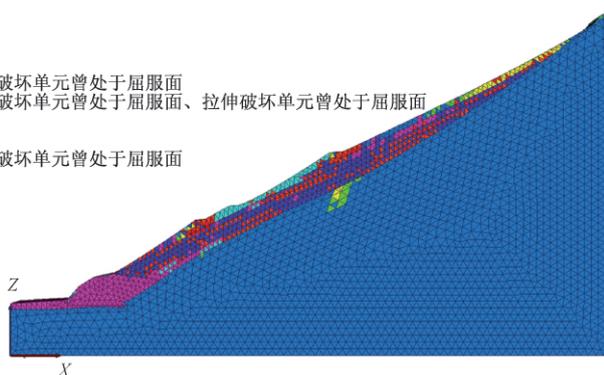


图 18 塑性区分布图

Fig. 18 Diagram of strain increment

3.3.2 饱和状态

①通过图 19 可以看出,利用双参数强度折减法计算暴雨状态下滑坡稳定系数是 0.891,说明该滑坡在连续强降雨状态下会发生整体滑动。

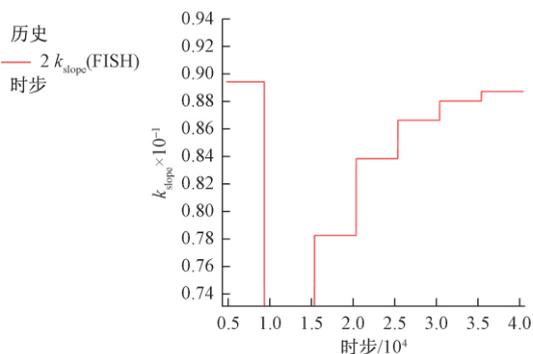


图 19 k_slope 折减过程曲线

Fig. 19 Curve of k_slope reduction process

内地下水位上升,滑体变形位移较天然状态下发生较大变化:滑坡中后缘(剖面凸起处)最大位移达到 0.8 ~ 1.6 m,说明裂缝随强降雨条件会进一步扩展,形成后缘陡坎;滑坡前缘靠近临空面变形位移值达到 2.0 m,说明该滑坡在强降雨作用下坡体发生整体滑动,部分松散体会堆积至滑坡前缘。与 k_slope 折减计算出安全系数 0.891 比较吻合。

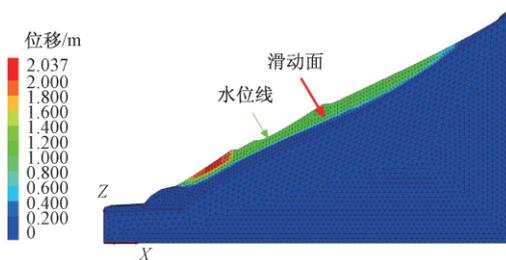


图 20 总位移云图

Fig. 20 Total strain rate nephogram

②通过图 20 可以看出,在强降雨作用下,滑坡体

③从图 21、图 22 可以看出,正处于剪切屈服状态

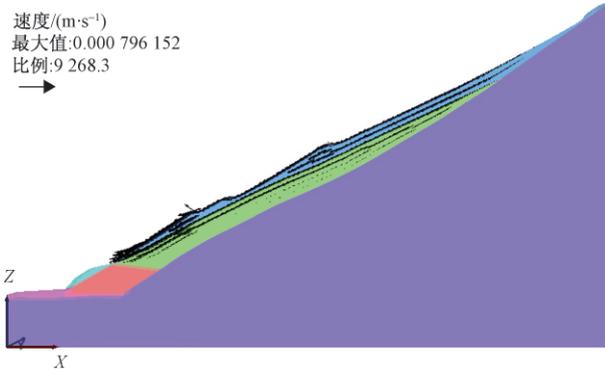


图 21 速度矢量图

Fig. 21 Diagram of velocity vector

单元连成的条形区域已贯通整个滑坡体,滑动面已完全贯通,坡体发生整体滑动。速度矢量图有力佐证这一分析,滑面以上网格位移速度远大于其他区域位移速度,说明该区域滑体已发生明显破坏,滑坡处于不稳定状态。

4 两种计算方法对比分析

4.1 两种计算方法下安全系数比较

根据上文计算分析,针对 H1 滑坡,采用整体强度折减法和双参数强度折减法在天然状态和暴雨状态下

分别计算的安全系数如表 2 所示。

表 2 H1 滑坡安全系数计算对比表

Table 2 Comparison table of H1 landslide safety factor calculation

工况	整体强度折减 k_s	双参数强度折减 k_{slope}
天然状态	1.098	1.024
饱和状态	0.973	0.891

天然状态下,两种方法计算结果均大于 1.0,小于 1.1,说明滑坡处于欠稳定-基本稳定状态,滑体主要是坡面突出位置粉质黏土层,滑面深入到下部碎石层,两种方法评判结果基本一致。

暴雨状态下,两种方法计算结果均小于 1.0,滑面和滑体扩展至坡脚,说明该滑坡在强降雨作用下,处于不稳定状态,会发生整体失稳破坏,需要进行治理。

4.2 两种计算方法滑面位置比较分析

两种折减法搜索到的滑坡最危险滑动面较为接近,但仍存在差异。采用双参数强度折减法得到的滑面比整体强度折减法的要深,更接近滑坡勘查揭露滑面位置,塑性区范围要大,显示更清楚。

从现场实际情况及工程安全的角度出发,采用双参数折减法分析的结果更接近实际情况,边坡治理后安全性较高(图 23、图 24)。

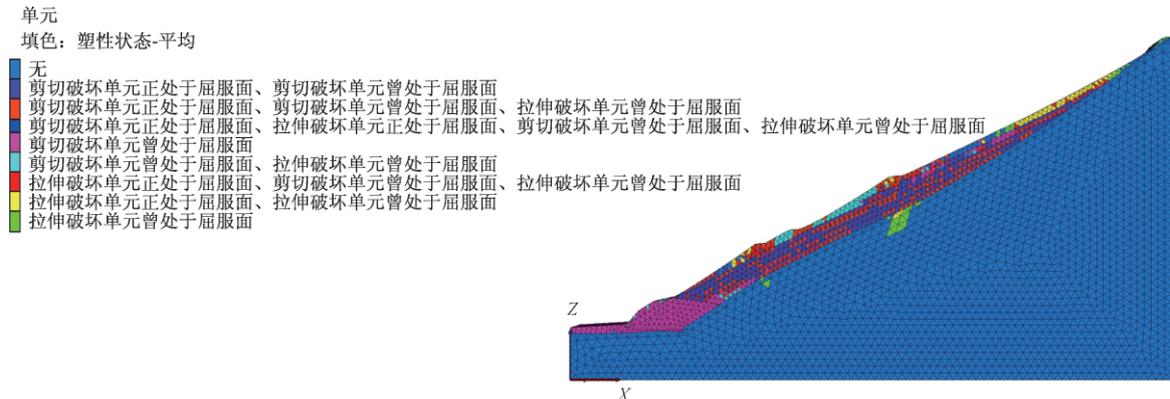


图 22 塑性区分布图

Fig. 22 Diagram of strain increment

5 基于双参数强度折减法的 H2 滑坡稳定性分析

5.1 模型建立及计算参数选取

采用 H2 滑坡主剖面 F-F' 剖面建模,考虑一个支护单元宽度,上部为自然地形;采用 ANSYS 划分网格,共划分 8700 个节点 4218 个六面体单元。模型未施加水平及竖向边界力,计算时仅考虑重力作用。几

何模型及初始自重应力场见图 25、图 26。计算参数主要参照勘查报告提供的数值,部分参数根据相同条件下的经验参数取值,其中 H2 滑坡滑动带抗剪强度参数见表 3。

表 3 H2 滑坡滑动带抗剪强度参数

Table 3 Intensive parameters of H2 landslide

	黏聚力 c/kPa	内摩擦角 $\varphi/(^\circ)$
天然	12.8	13.5
饱和	11.3	12.1

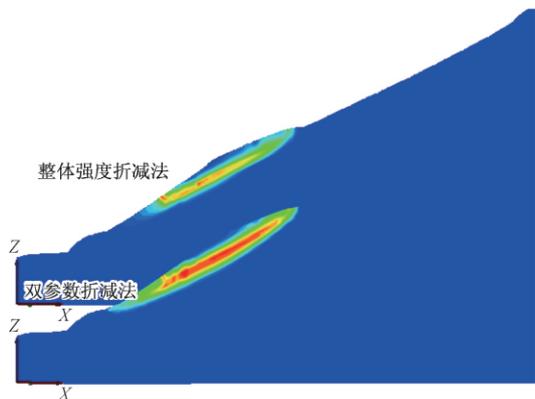


图 23 天然状态下滑动面差异
Fig. 23 Difference of sliding surface in natural state

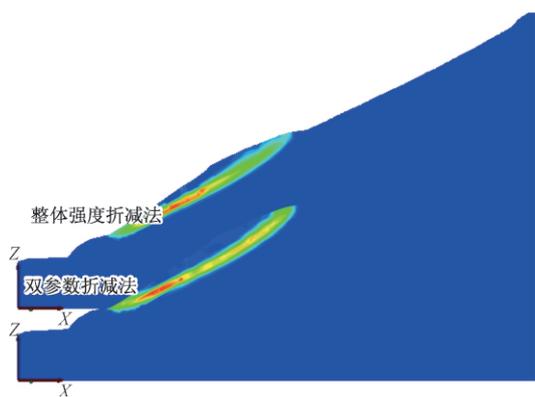


图 24 暴雨状态下滑动面差异
Fig. 24 Difference of sliding surface in rainstorm state

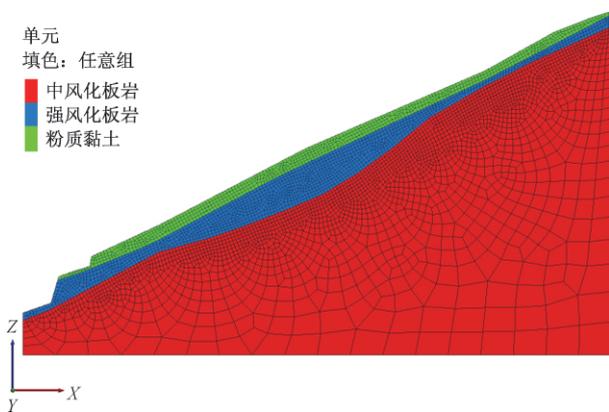


图 25 地层及几何模型图
Fig. 25 The model of stratigraphic and geometric

5.2 双参数折减法分析滑坡稳定性

根据 H2 滑坡实际情况特点, 计算时考虑两种计算工况: 天然工况和暴雨工况, 考虑地下水对滑坡体的影响。本次计算采用最小值原理及自编强度折减法, 对 H2 滑坡进行稳定性计算分析。计算结果如下:

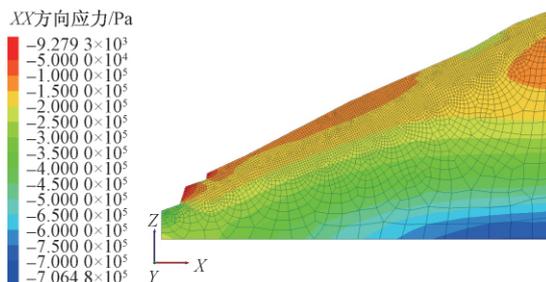


图 26 初始自重应力场
Fig. 26 Initial self weight stress field

5.2.1 天然状态(图 27 ~ 图 30)

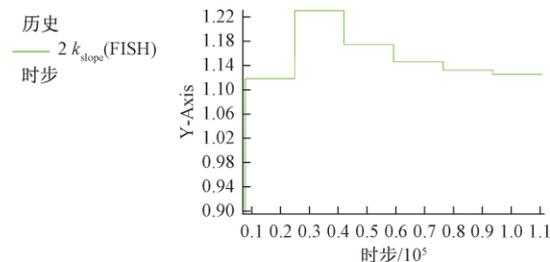


图 27 k_{slope} 折减过程过程曲线
Fig. 27 Curve of k_{slope} reduction process

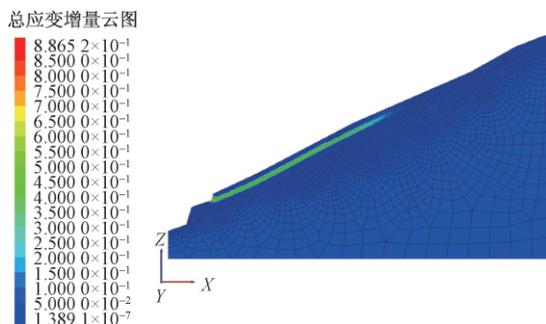


图 28 总位移云图
Fig. 28 Total strain rate nephogram

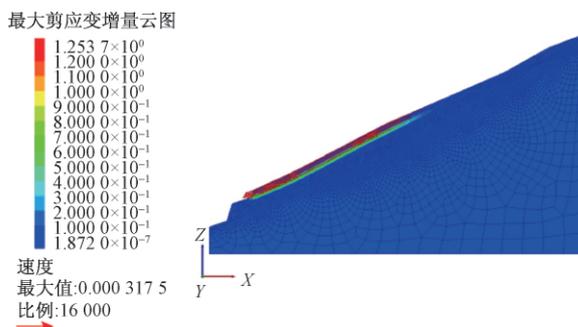


图 29 速度矢量图
Fig. 29 Diagram of velocity vector

5.2.2 饱和状态(图 31 ~ 图 34)

(1) 通过 k_{slope} 折减过程过程曲线可以看出, 利用

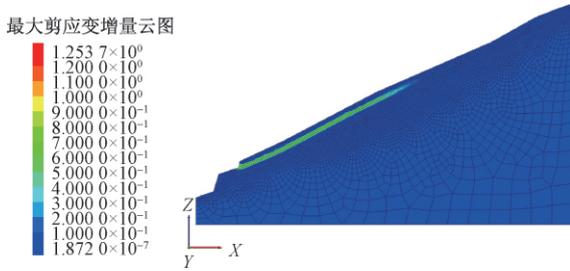


图 30 塑性区分布图

Fig. 30 Diagram of strain increment

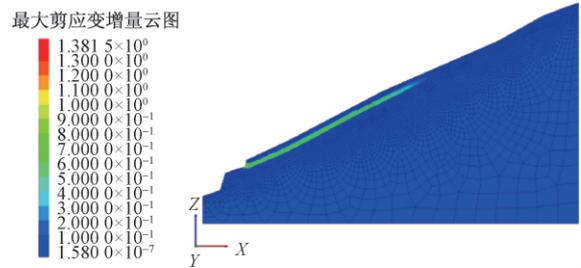


图 34 塑性区分布图

Fig. 34 Diagram of strain increment

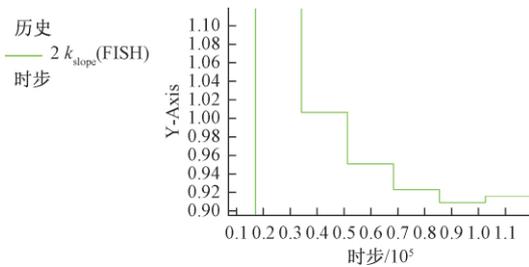


图 31 k_{slope} 折减过程曲线

Fig. 31 Curve of k_{slope} reduction process

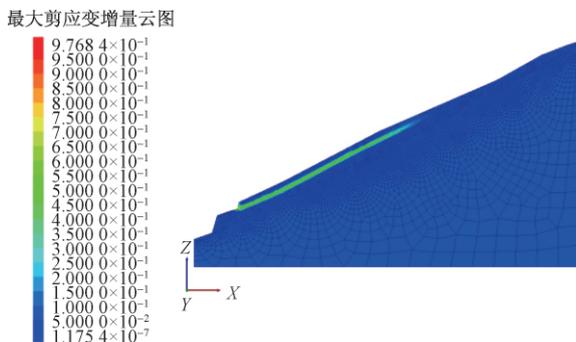


图 32 总位移云图

Fig. 32 Total strain rate nephogram

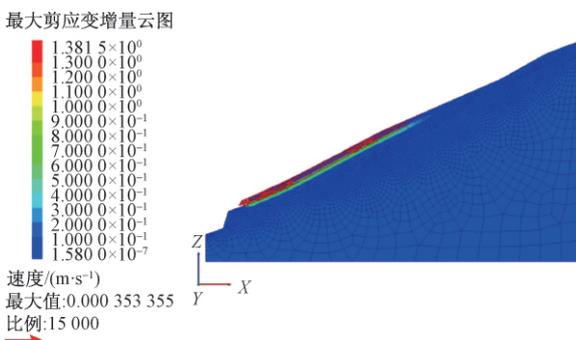


图 33 速度矢量图

Fig. 33 Diagram of velocity vector

FLAC^{3D} 双参数强度折减法计算出来的 H2 滑坡天然状

态下安全系数是 1.124,说明该滑坡目前正处于基本稳定状态;暴雨状态下安全系数为 0.912,该滑坡在连续强降雨状态下已经处于失稳状态。

(2) 通过对比分析两种工况下的整体位移云图,可以看出:天然工况下滑坡最大位移出现在滑坡前缘,坡体位移分布相对均匀,滑体沿滑动面呈现整体滑动迹象,坡体向临空方向剪切蠕动,滑坡变形破坏模式应属于牵引式滑坡。在强降雨作用下,滑坡体内地下水位上升,滑体变形位移较之天然状态下发生较大变化:滑坡中后缘位移变化急剧增加,说明裂缝随着强降雨条件会进一步扩展,形成后缘陡坎;滑坡前缘靠近临空面变形位移值达到 0.977 m,说明该滑坡在强降雨作用下坡体发生整体滑动,部分松散体会堆积至滑坡前缘。

(3) 从塑性区云图可以看出,天然状态下坡体塑性区的底部,基本上处于剪切屈服状态,代表单元处于剪切屈服状态,该部分单元连成的条形区域已基本贯通整个滑坡体,即塑性贯通区即为潜在滑动面位置,这也与总应变率云图揭示的滑动面位置相吻合。暴雨状态下,处于剪切屈服状态的单元连成的带状区域已贯通整个滑坡体,滑动面已完全贯通,坡体发生整体滑动。

5.3 H2 滑坡稳定性状态预测分析

综合分析位移变形云图,可以发现天然状态塑性区均位于土层中,上部为拉塑性区、下部为剪塑性区;饱和状态时当前塑性区沿岩-土接触面扩展。滑坡前缘形变量较后缘变形量大,在其前缘形成临空面,坡体内部应力发生改变,后缘相继形成张拉裂缝,滑坡处于极限平衡状态。因此,按照滑坡受力状态,该处滑坡应属于牵引式滑坡。在持续强降雨等不利条件下,H2 滑坡发生整体滑动可能性较大,与现场滑坡监测数据及详细勘查结论基本一致。

6 数值模拟与极限平衡稳定性计算方法对比分析

为了进一步说明数值模拟方法的实用性及准确性, 本文对 H1 滑坡 B-B' 剖面、H2 滑坡 F-F' 剖面天然状态下, 依据详细勘查成果, 采用极限平衡法进行条分计算安全系数, 两者计算结果对比表详见表 3。

表 3 安全系数计算结果对比表

Table 3 Comparison table of safety factor calculation results

区域	数值模拟法 (双参数折减法 k_{slope})	极限平衡法 (传递系数法)	两种方法 差异 / %
H1 滑坡	1.024	1.026	0.19
H2 滑坡	1.124	1.046	7.46

对比以上两种计算方法可以看出: 天然工况下, H1 滑坡数值模拟法与极限平衡法计算得出的安全系数结果较为接近; H2 滑坡数值模拟法计算得出的安全系数较极限平衡法略高。分析二者相同及差异原因, 可得出以下结论: (1) H1 滑坡属典型活动滑坡, 滑面位置确定, 滑带参数较准确, 提高了极限平衡法安全系数计算的准确性, 从而也说明基于双参数折减法滑坡安全系数计算结果的可靠性; (2) H2 滑坡目前处于蠕变阶段, 滑面未贯穿, 极限平衡法基于详细勘查成果中推测的滑面位置及滑带参数进行条分理论计算; 数值模拟法则基于滑坡应力场及坡体变形综合分析边坡滑动的最危险滑裂面, 并得出相应的位移场、应力场在相应工况下的渐进破坏过程, 其计算结果精度较高, 更接近实际情况, 成果资料更直观, 更具有设计参考价值。

7 结论

(1) 基于 FLAC^{3D} 数值模拟方法对米贝复式滑坡稳定性进行分析计算, 搜索到的滑动面位置、坡体变形位移与现场监测、地勘成果资料基本一致; H1 滑坡天然状态下处于基本稳定状态, 暴雨状态下处于不稳定状态, 会发生二次整体失稳破坏; H2 滑坡天然状态下处于基本稳定状态, 暴雨状态下处于不稳定状态, 存在整体滑动的可能。

(2) 比较整体强度折减法与双参数强度折减法, 两种理论确定的滑坡最危险滑动面较为接近, 但仍存在差异。采用双参数强度折减法得到的 H1 滑坡滑面比整体强度折减法的要深, 更接近详细勘查揭露滑面位置, 塑性区范围要大, 显示更清楚。从工程安全的角

度出发, 采用双参数折减法分析的结果比较保守, 滑坡治理后安全性较高。

(3) 针对蠕变型滑坡, 数值模拟法较极限平衡法计算结果精度较高, 更接近实际情况。该方法除了可提供可靠的安全系数外, 还能直观的反映最危险滑面位置及应力场、位移场渐进破坏状态, 可为工程最优设计参考。

参考文献:

- [1] 陈强. 公路边坡稳定性研究与分析及综合治理 [D]. 长沙: 湖南大学, 2005. [CHEN Q. Stability analysis and comprehensive treatment of highway slope [D]. Changsha: Hunan University, 2005. (in Chinese)]
- [2] 孙玉科. 中国露天矿边坡稳定性研究 [M]. 北京: 中国科学技术出版社, 1999. [SUN Y K. Study on slope stability of open pit mine in China [M]. Beijing: China Science and Technology Press, 1999. (in Chinese)]
- [3] 张常亮. 土坡最危险滑动面的三维搜索方法研究 [D]. 西安: 长安大学, 2005. [ZHANG C L. Study on three dimensional search method for the most dangerous sliding surface of soil slope [D]. Xi'an: Changan University, 2005. (in Chinese)]
- [4] 褚铅波. 基于 FLAC^{3D} 的土质边坡稳定性及其抗滑桩加固研究 [D]. 杭州: 浙江大学, 2013. [CHU Q B. Research on stability of soil slope and anti-slide pile reinforcement based on FLAC^{3D} [D]. Hangzhou: Zhejiang University, 2013. (in Chinese)]
- [5] 桂蕾, 殷坤龙, 翟月. 基于 FLAC^{3D} 模拟和强度折减法的滑坡稳定性计算 [J]. 安全与环境工程, 2011, 18(6): 9-14. [GUI L, YIN K L, ZHAI Y. Landslide stability analysis based on FLAC^{3D} and strength reduction technique [J]. Safety and Environmental Engineering, 2011, 18(6): 9-14. (in Chinese)]
- [6] 袁维. 一种双折减系数的强度折减法研究 [J]. 武汉: 岩土力学, 2016, 37(8): 2222-2230. [YUAN W. Study on strength reduction method based on double reduction parameters [J]. Wuhang: Rock and Soil Mechanics, 2016, 37(8): 2222-2230. (in Chinese)]
- [7] AUSILIO E, CONTE E, DENTE G. Stability analysis of slopes reinforced with piles [J]. Computers and Geotechnics, 2001, 28(8): 591-611.