

某水电站2#倾倒体时效变形及失稳模式的离散元分析

杨彦军¹, 邱俊², 张一军³, 王云南⁴

(1. 机械工业第四设计研究院有限公司, 河南 洛阳 471003; 2. 隆昌市自然资源和规划局, 四川 隆昌 642150;
3. 机械工业勘察设计院有限公司, 陕西 西安 710021; 4. 江西科技师范大学, 江西 南昌 330013)

摘要: 为深入研究倾倒体变形破坏全过程特征, 以某水电站消力塘左岸2#倾倒体为例, 在野外调查基础上, 利用离散元模拟, 从模型时效变形及变形机理出发, 分析该倾倒边坡在现状及地震作用下的失稳模式。结果表明: 当边坡变形累积到一定程度, 不稳定地质体将发生失稳, 其位移表现为宏观的快速增加, 若地质体的失稳是强震触发的, 其位移还具有一定的“震荡”特征; 倾倒边坡前期或前中期的变形破坏以沿结构面的剪切错动为主导, 之后, 随着拉张效应的逐渐积累, 变形转为以沿结构面的拉张破裂为主; 地震作用下, 边坡中质点的水平速度及加速度均有高程放大效应, 其中加速度放大系数大于速度放大系数, 边坡破坏时, 由于动力波的加速效应及岩体弹性应变能的释放将获得较大的水平加速度, 表明岩体中的弱面对于岩质边坡的稳定性起控制作用; 现状条件下, 2#倾倒体整体稳定, 其失稳模式以浅表层岩体的局部垮塌或沿小型山脊的滑塌为主, 而遭受地震时则有整体失稳的可能, 若整体失稳, 其失稳过程应为: 表层松动岩体率先垮塌、滚落→坡体震裂松弛→形成“滑移-拉裂”型滑坡。

关键词: 层状边坡; 倾倒变形; 失稳模式; 离散元分析

中图分类号: P642

文献标识码: A

文章编号: 1672-1144(2024)03-0048-10

Discrete Element Simulation Analysis of Time-dependent Deformation and Failure Mode of 2# Toppling Slope of a Hydropower Station

YANG Yanjun¹, QIU Jun², ZHANG Yijun³, WANG Yunnan⁴

(1. SCIVIC Engineering Corporation, Luoyang, Henan 471003, China;

2. Longchang Natural Resources and Planning Bureau, Longchang, Sichuan 642150, China;

3. China Jikan Research Institute of Engineering Investigations and Design, Co., Ltd., Xi'an, Shaanxi 710021, China;

4. Jiangxi Science & Technology Normal University, Nanchang, Jiangxi 330013, China)

Abstract: In order to thoroughly analyze the deformation and failure characteristics of toppling Slope, this work took the 2# toppling slope in the left bank of a hydropower station stilling basin as an example, the discrete element numerical simulation is carried out to analysis the time-dependent deformation and its deformation mechanism based on field survey, and the failure mode under the earthquake action or the current situation was also analyzed. The results are as follows. The deformation and failure of a slope is a progressive process from quantitative change to qualitative change, in this case, the unstable geological body will fail when progresses a certain degree, resulting in the displacement increase rapidly, and the displacement has some certain shock characteristics if triggered by earthquake. The previous or prometaphase deformation and failure of a toppling slope is dominated by the structure's shear moving. With the gradu-

收稿日期: 2024-01-20

修稿日期: 2024-02-25

基金项目: 地质三维模型在建筑地基基础设计及施工中的应用 (2022XJZD010)

作者简介: 杨彦军 (1976—), 男, 高级工程师, 注册岩土工程师, 主要从事岩土工程勘察设计和斜坡变形破坏机理研究工作。

E-mail: 26153544@qq.com

ally accumulated of tension effects, the deformation is mainly controlled by tensile rupture. Horizontal velocity and acceleration of the particle in slope have the elevation amplification effect under earthquake action, and the acceleration amplification coefficient is greater than the speed's, and slope will get a big horizontal acceleration due to the acceleration effect of power wave and the release of elastic strain energy of rock mass when it destroys, which indicates the weak structural plane of rock mass controls the stability of rock slope. At present, 2# toppling slope is in a stable state as a whole, and its failure mode gives priority to the local collapse or the sliding along a small ridge on surface, but it may get entire failure when suffered from earthquake, in that case, the failure process should be the surface first to collapse and tumble, the slope shakes to loose, finally form a type of "sliding-tension" landslide.

Keywords: stratified slope; toppling deformation; failure mode; layered rock slope

层状岩质边坡中因沉积过程形成的层理、层面、软弱夹层、不整合面抑或变质成因的片理、片麻理、板劈理等均是该类岩质边坡中的弱面^[1],在内外动力地质作用下,边坡易于沿坡内弱面发生缓慢的蠕滑错动变形^[2-5]。当时效变形积累到一定程度,边坡变形将发展到宏观的变形破坏。倾倒体便主要是由于岩层沿弱面发生剪切错动并向临空面倾倒而形成的^[6-9]。从国内外研究文献来看,在层状岩质边坡变形破坏模式中,倾倒变形已经成为主要的地质力学模式^[10-13]。如黄河上游羊曲水电站岸坡类型为陡倾顺层坡,岩性为变质长石砂岩、粉砂岩、粉砂质板岩千枚岩等组成,其中坝址近坝区发育大规模倾倒变形体^[14];澜沧江黄登水电站坝址区上游右岸发育的 1#倾倒变形体,斜坡岩体主要由似层状浅变质火山碎屑岩及片理化变质凝灰岩条带构成^[15];岷江河谷梯子槽高位特大型倾倒体,斜坡岩体以反倾层状的破碎千枚岩为主构成^[16]。在国外,如加拿大 Alberta 地区在陡倾顺层边坡中发现大量的倾倒体^[17];尼泊尔中西部一高速公路开挖边坡的倾倒变形,开挖边坡为互层状砂岩、泥岩组成的顺倾坡等^[18]。

针对以上倾倒变形这种地质力学模式,在我国西南高山峡谷地区发现了超过 200 m 的倾倒变形,而且这类边坡最终的发展结果可能是大型和巨型的深层滑坡^[19-21],如四川雅砻江中游的锦屏—三滩河段由于倾倒变形所导致的水文站滑坡和胛巴滑坡^[22],以及皖南山区的阳台古滑坡也是倾倒变形发展的结果^[23]。

基于上述实际,研究倾倒边坡的失稳模式对降低或者避免可能导致的地质灾害具有重要意义。本文以某水电站消力塘左岸 2#倾倒体为例,根据边坡的岩性、坡体结构及目前变形破坏特点,借助于通用离散元模拟软件,从模型的时效变形及变形机理,分析预测倾倒边坡现状及地震工况下的失稳模式,直

观展现了该类边坡变形破坏特点。

1 倾倒体概况

2#倾倒体位于水电站坝址区下游消力塘左岸,其顶部高程在 3 040 m~3 060 m 之间,距底部高差约 300 m。倾倒体顺黄河方向水平宽约 400 m,垂直黄河方向长约 500 m,属发育在黄河左岸的一个大型倾倒变形体。

边坡地层岩性主要为三叠系中统板岩夹砂岩(T₂-Sl + Ss),局部互层,其典型剖面特征见图 1。剖面中,根据岩层倾角变化、卸荷风化特征、波速特征等因素对倾倒体的倾倒程度进行了分区,分区结果见表 1。坡体中结构面主要有以下 4 组:(1) NE30°~ 60° NW ∠30°~ 85°(岩层);(2) NW270°~ 341°NW ∠37°~ 80°;(3) NW310°~ 341°SE ∠36°~ 68°;(4) NE20°~ 70°SE ∠25°~ 77°(倾坡外)。

表 1 2#倾倒体各平硐倾倒程度分区 单位:m

平硐编号	表层松动区 (Ⅰ区)	强烈倾倒区 (Ⅱ区)	中等倾倒区 (Ⅲ区)
PD06	0~50	50~130	130~200
PD23	0~40	40~100	100~160
PD46	0~15	35~70	70~105
PD59	0~25	25~65	65~110

根据现场调查,2#倾倒边坡上发育多条规模不等的冲沟,切割深度在 5 m~15 m。边坡表部物理风化作用较强,岩体极破碎,局部呈散体结构,见图 2,物理力学性能较差,在降雨、风荷载等外界因素作用下,多出现小规模垮塌或滑塌,见图 3。边坡总体上地形较整齐,后缘调查没有发现拉裂缝等正在变形的现象。另外,平硐 PD23 和 PD46 均揭露了倾倒体底部边界,在平硐 PD23 还发现了明显的折断面,但均没有发现边坡正在整体蠕滑变形的迹象。上述调查表明,倾倒体现阶段处于整体稳定状态,只在边坡表层松动破碎区有显著的垮塌破坏现象。

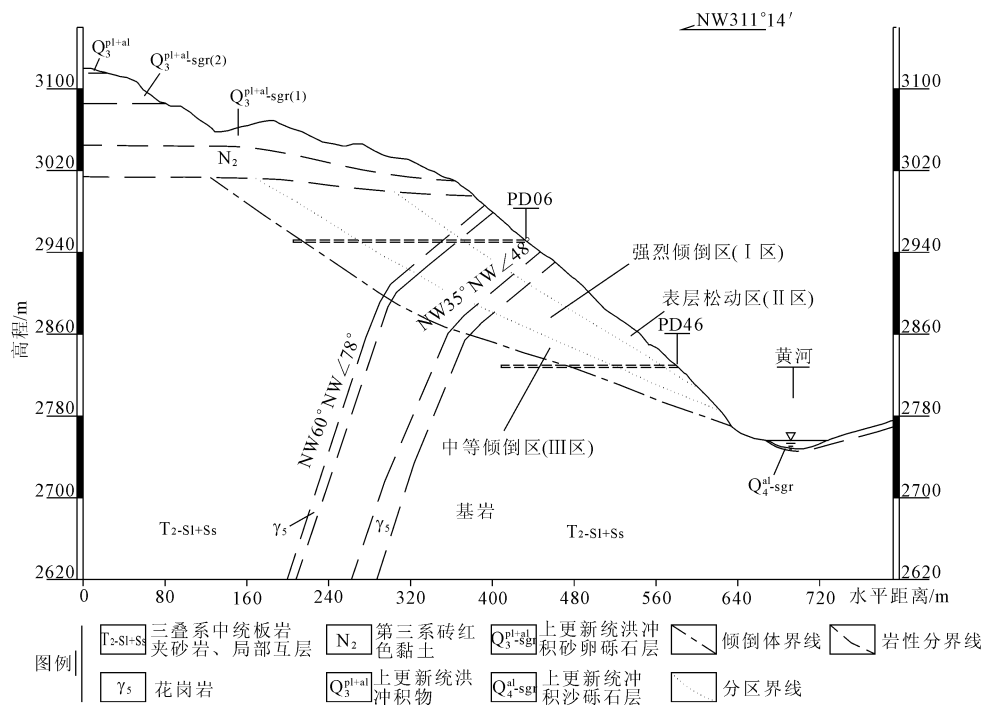


图 1 2#倾倒地地质剖面



图 2 2#倾倒地坡表破碎岩体



图 3 2#倾倒地坡表变形破坏特征

2 离散元模型的建立

2.1 本构模型及边界条件的选取

倾倒地选用各向同性弹性模型,基岩选用 Mohr-

Coulomb 塑性模型,结构面选用节理面接触-库仑滑移模型^[24-25]。静力分析时,固定模型左右边界的水平位移及底边界竖向位移,使其在自重场作用下迭代平衡;动力分析时,释放静力分析的边界条件,在模型左右两侧生成自由场,并设为自由场边界,边界条件及监测点分布见图 4。固定模型底部边界竖向位移并设为粘性边界。

2.2 动力波的输入

地震情况下,水平地震力是影响层状岩质边坡稳定的主要因素^[26-29],因此,本文只分析水平地震力对坡体的影响。水平向加速度时程曲线如图 5 所示,选择茨哈峡水电站坝址 50 年超越概率 5% 的基岩设计地震动加速度时程作为地震波输入,并在模拟前转换成速度时程曲线,计算时进一步将速度历时再转换成应力历时进行动力输入并应用于静力边界,转换公式如下^[30-31]。

$$\sigma_s = 2(\rho c_s) v_s \tag{1}$$

其中,

$$c_s = (G/\rho)^{1/2} \tag{2}$$

式中: σ_s 为施加的剪应力,Pa; ρ 为介质密度,kg/m³; c_s 为介质横波波速,m/s; G 为介质的剪切模量,GPa; v_s 为输入的水平方向震动速度,m/s。

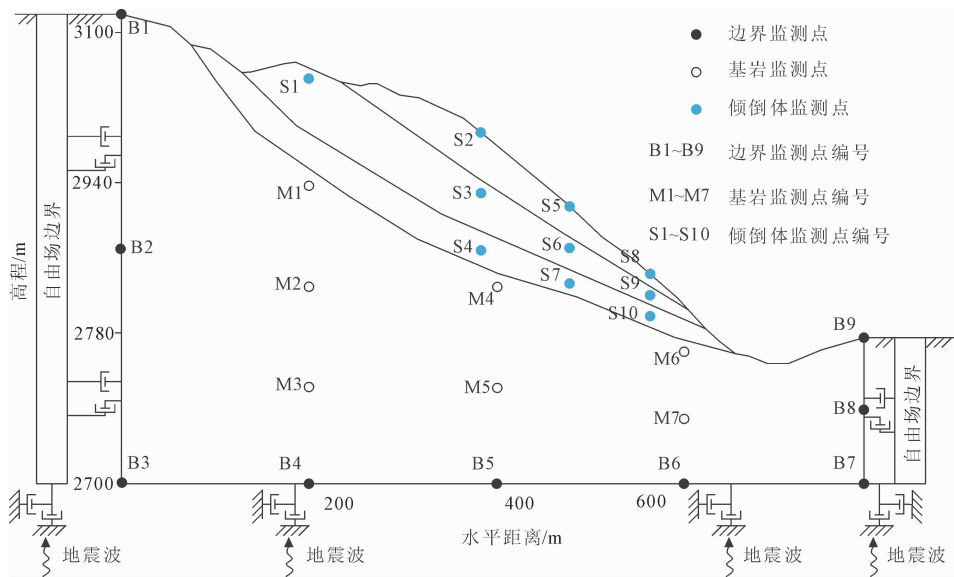


图 4 边界条件及监测点分布图

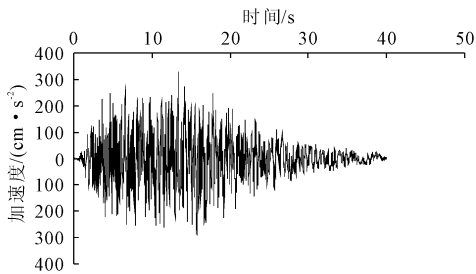


图 5 水平向加速度时程曲线

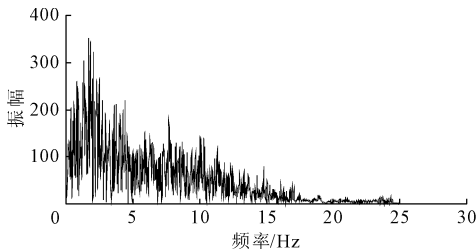


图 6 水平向加速度时程的傅里叶谱

2.3 离散元模型的建立

模型空间尺寸单元大小 Δl 必须近似小于最小波长(最大频率)的 $1/8 \sim 1/10$ ^[30],即:

$$\Delta l \leq \lambda/10 = c_s/(10f_{\max}) \tag{3}$$

式中: Δl 为模型空间尺寸单元; λ 为波长; $f_{\max}$ 为最大频率,通过频谱分析得出。

最大频率可根据地震动加速度记录做傅里叶变换得到傅里叶谱见图 6,地震动加速度主导频率为 1.7 Hz,可得所建模型的最大网格单元尺寸约 160 m。模型网格划分最大单元为 20 m,满足式(3)要求。

建立的概化模型见图 7,其块体材料分为表层松动区、强烈倾倒区、中等倾倒区及基岩 4 种,节理材料由上述(1)、(4)组结构面确定,符合一般倾倒体的结构特征。模型中底部边界长 792 m,左右边界分别高 500 m、156 m。共生成块体 674 个,划分单元 5 139 个,生成节点 5 372 个。在模型中设置监测点,观察模型的位移、速度、加速度的变化过程。主要块体及结构面参数见表 2、表 3(根据规范^[32]及工程经验类比取值)。

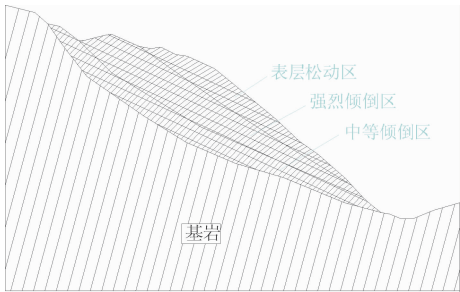


图 7 2#倾倒体离散元模型

表 2 块体物理力学参数

分区	天然密度 /(kg·m ⁻³)	黏聚力 /MPa	内摩擦角 /(°)	体积模量 /GPa	剪切模量 /GPa
I 区	2400	0.30	27.5	8.68	4.8
II 区	2450	0.42	31.2	11.68	7.8
III 区	2500	0.58	34.4	14.68	9.8
基岩	2650	1.50	45.0	21.20	15.3

2.4 指定机械阻尼

自然中动态系统都含一定振动能量阻尼度^[33]。静力分析阶段,选择全局阻尼具有较高计算效率;动力分析阶段,选择非常小的瑞雷阻尼来减少地震波

高频率因素的影响。

表 3 结构面物理力学参数					
分区 结构面	抗拉强度 /MPa	黏聚力 /MPa	内摩擦角 /(°)	法向刚度 /(GPa·m ⁻¹)	剪切刚度 /(GPa·m ⁻¹)
I 区	0.01	0.08	26.5	4.5	3.1
II 区	0.01	0.13	29.3	5.2	4.1
III 区	0.02	0.18	32.5	6.3	5.2
基岩	0.35	0.50	48.0	8.5	7.4

3 结果分析

3.1 现状条件下的时效变形及失稳模式分析

3.1.1 数值稳定性及边界条件检验

重力作用下,模型中最大不平衡力监测历时见图 8,最大值为 16.7 MPa。当运行到 380 s 时不平衡力已趋于零,表明模型已稳定,计算终止。

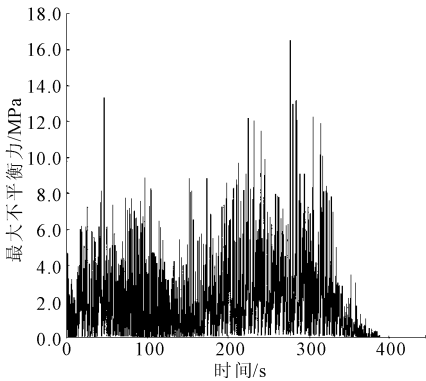


图 8 自重作用下最大不平衡力监测历时

选取代表性边界监测点 B2、B5、B8 进行检验,发现左右边界水平速度为零,底部边界竖向速度为零,表明边界条件设置正确。

3.1.2 倾倒体时效变形及变形机理

在倾倒体内设置不同水平距离和高程的监测点 S2—S10 用以分析现状条件下坡体的时效变形特征。各监测点不同分区的水平向时效变形曲线见图 9—图 11。从位移上看,表层松动区岩体发生了宏观破坏,水平位移为 42.2 m~45.4 m;强烈倾倒区与中等倾倒区变形较小,最大水平位移分别为 5.5 cm 和 1.73 cm。从线形上看,图 9 的线形在稳定前除前期稍有波动外,整体变形呈稳定累积增加;而图 10、图 11 中除 S9 外,其余监测点的变形在重力作用下几乎瞬间完成,之后便保持不变,至于监测点 S9 的位移之所以会二次增加,分析认为是因为该点位于坡脚处,剪应力相对集中,在表层松动岩体滑移的“拖曳”下位移便被动增加。

伴随倾倒体的时效变形,UDEC 中可通过自动搜索不同计算时间时坡体内结构面所发生的位移变化从而间接分析边坡产生变形破坏的机理,经分析可得到如下三点认识:

- (1) 倾倒体的变形破坏主要是通过倾倒层面及节理面的拉张破坏及剪切错动(滑移)实现。
- (2) 在整个变形阶段,结构面的变形主要集中在倾倒体内,并且随着时间的推移,其变形快速向坡表转移,变为以表层松动区为主要变形区域模式。由此,解释了边坡的时效变形以浅表层为主的原因。

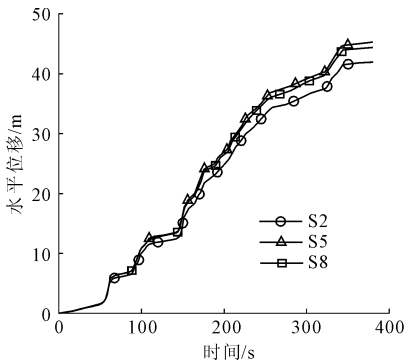


图 9 表层松动区时效变形曲线

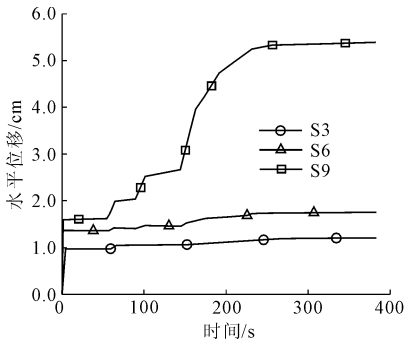


图 10 强烈倾倒区时效变形曲线

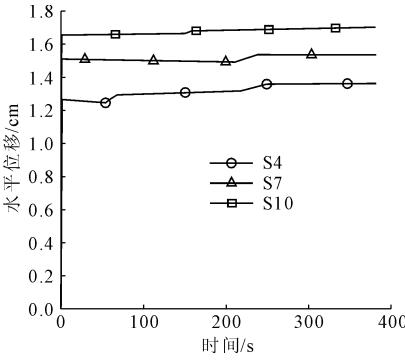


图 11 中等倾倒区时效变形曲线

- (3) 在变形的初中期,结构面的剪切错动占据主导。之后,倾倒层面间的拉张效应逐渐增强,变形转为以拉张破坏为主导方式,符合边坡目前以浅表

层岩体的拉裂垮塌破坏变形特征。

3.1.3 失稳模式分析预测

上述分析结果可知,倾倒边坡表层松动区发生显著变形,强烈倾倒区及中等倾倒区均没有发生宏观变形破坏,表明 2#倾倒边坡目前的变形破坏主要集中在表层松动区,这从模型最终的位移矢量图也可看出,如图 12 所示。而倾倒体在时效变形过程中,由于坡体浅表部岩体的拉张、剪切破坏,这些不稳定块体最终将会沿坡表发生垮塌(滑塌)失稳破坏。图 13—图 15(图中单位:m)展示了 2#倾倒体现状条件下变形破坏模拟的全过程,与上述分析相一致。

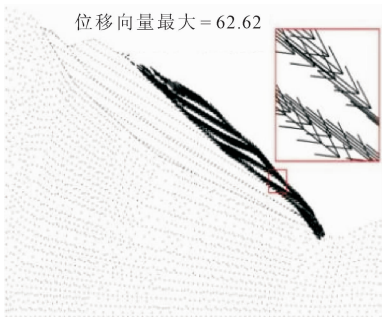


图 12 模型收敛时位移矢量图

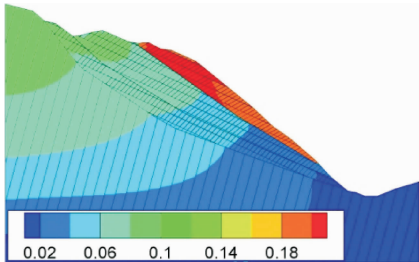


图 13 计算 10 s 时坡体运动状态

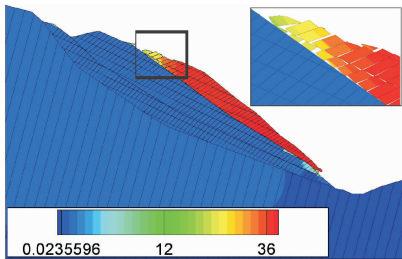


图 14 计算 220 s 坡体运动状态

综合分析认为,2#倾倒体目前整体稳定性较好,变形主要集中在表层松动区。因浅表层岩体极为破碎,局部呈散体结构,受雨水、风荷载等影响,实际多以渐落式、局部垮塌或沿小型山脊的滑塌为主。

3.2 地震作用下的时效变形及失稳模式分析

为了更好体现地震状况下坡体的变形破坏特

征,需适当提高表层松动区结构面强度参数,使其在自重作用下能刚好保持平衡状态,然后生成自由场,并使自由场迭代平衡,此时计算结果偏于保守。之后,在模型底部加入地震波至再次平衡。

3.2.1 数值稳定性及边界条件检验

图 16 是地震作用下最大不平衡力历时,最大值为 1 300 MPa。当运算至 40 s 时,最大不平衡力已趋于较小,模型基本收敛。取代表性监测点 B2、B5、B8 检验,速度时程曲线见图 17。可见,检验点速度时程曲线和实际输入的时程曲线吻合,表明动力边界条件设置正确,生成的自由场正确。

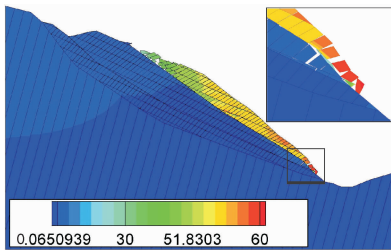


图 15 计算 380 s 坡体运动状态

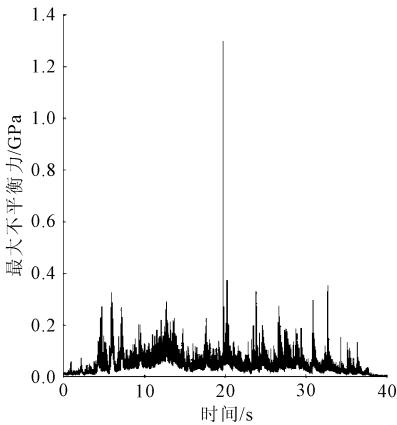


图 16 地震作用下最大不平衡力监测历时

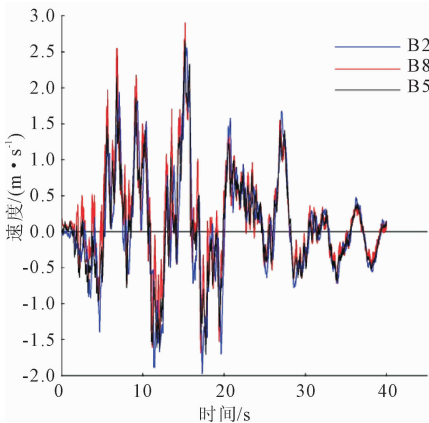


图 17 边界检验点水平速度时程曲线

3.2.2 倾倒体时效变形及变形机理

地震作用下,倾倒体内不同分区的监测点时效变形曲线见图 18—图 20。从位移上看,倾倒体的宏观变形不再局限于表层松动区,而是扩散到整个倾倒体:表层松动区岩体水平位移为 64.0 m~95.8 m;强烈倾倒区为 31.9 m~46.3 m;中等倾倒区变形最小,为 11.5 m~13.8 m。从线形上看,由于地震波的水平震荡,使得监测点的时效变形曲线相比现状条件下有一很突出的特点,即出现“负位移”,呈上下震荡形态;在地震时约 5.5 s~13.0 s 时间段,各监测点的水平位移均呈现快速积累增加,13 s 后位移增长变缓。

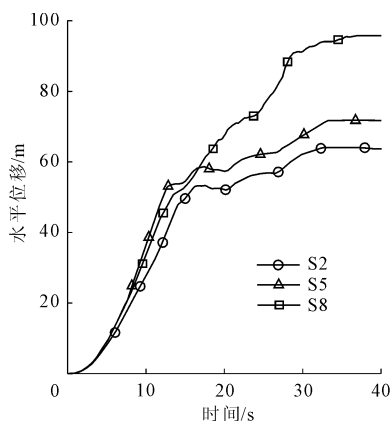


图 18 表层松动区时效变形曲线

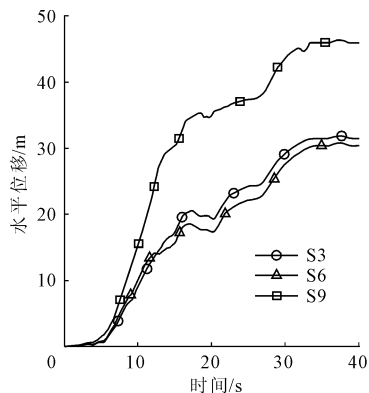


图 19 强烈倾倒区时效变形曲线

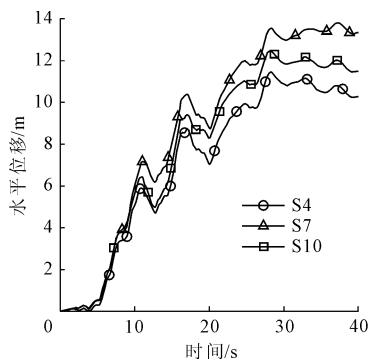


图 20 中等倾倒区时效变形曲线

此外,分析时效变形曲线发生明显拐点的部位(产生位移突变处),还可发现一很有意思的现象:倾倒体中各部位的变形破坏并不是同时进行的。图 21 是倾倒体中同一水平距离、不同高程处时效变形对比曲线。由图 21 可知,监测点 S5 于地震后 2 s 开始破坏,而监测点 S6、S7 几乎同时于地震后 5.5 s 开始破坏,数据表明倾倒体表层破碎区最先开始破坏。

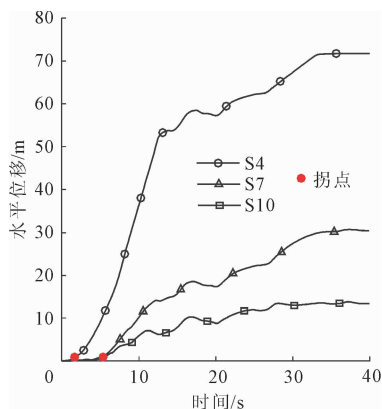


图 21 时效变形对比曲线

经分析不同地震时间坡体内节理拉张及滑移特征,可得到如下几点认识:

(1) 与现状变形范围相比,在动力作用下,几乎整个边坡的结构面都有显著的拉张错动变形。

(2) 在地震刚开始时,浅表层节理的拉张剪切效应相对集中,之后,结构面的变形快速蔓延至整个倾倒体。这解释了前述为什么坡体浅表层最先开始破坏,而后整个倾倒体才开始滑移的特点。

(3) 地震刚开始时,结构面的剪切错动(滑移)占据主导,而后剪切错动逐渐减弱,转为以结构面的拉张破裂为主导。

3.2.3 速度加速度放大效应

为研究边坡同一水平距离不同高程处的动力响应规律,布置监测点 S1、M1—M3、B4 进行监测,发现峰值水平速度与水平加速度均有高程放大效应,水平加速度时程曲线如图 22 所示,与前人研究吻合^[34-36]。与输入的水平加速度进行对比,得到速度与加速度的高程放大系数(取绝对值)见图 23—图 24,可见在 S1 处无论是速度还是加速度放大系数都显著增大。因输入的地震波直接作用于模型底部等原因,计算得到的放大系数较实际偏大。

分析水平加速度时程曲线(图 22),当地震开始约 5 s 后,监测点 S1 水平加速度显著增大,约 12 s 达到最大值,此后逐渐震荡减小。对比上述时效变

形特征,在 5 s 时,倾倒体底部边界的滑移特征十分强烈,此时整个倾倒体开始破坏,位移快速增加,并且在地震约 13 s 后时效变形曲线斜率才开始减小,这两者在转变时间上有着惊人的一致性。这是因为在地震开始后的 5 s~13 s 时间段内为倾倒体滑动的启动加速阶段,在地震波震荡加速效应及边坡破坏时释放的弹性应变能共同作用下,使得倾倒体中剪切效应较强,从而获得较大的运动加速度,导致边坡位移快速增长。此后,加速度减小,阻力增大,滑体也开始制动,时效变形曲线表现为缓慢增长。

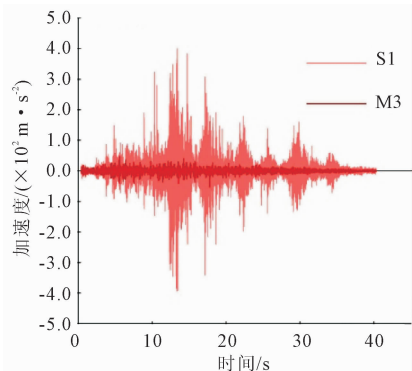


图 22 水平加速度时程曲线

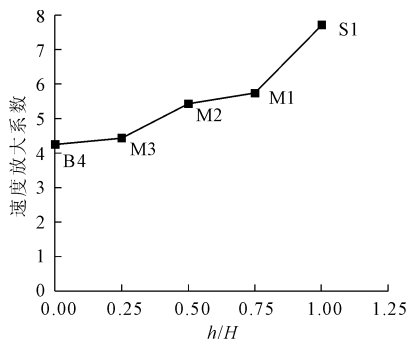


图 23 水平速度放大系数

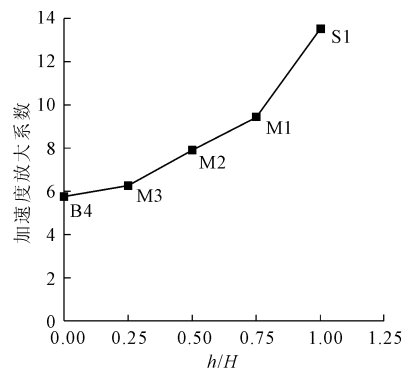


图 24 水平加速度放大系数

3.2.4 失稳模式分析预测

上述分析表明,整个倾倒体都发生了宏观位移。

图 25—图 27(图中单位:m)展示了地震作用下倾倒体变形破坏的全过程:在地震持续到约 5 s 之前,由于坡体浅表层岩体十分破碎,率先开始破坏(图 25),为初始变形阶段;之后,地震加速度于 5 s~13 s 快速增大,整个倾倒体剪切拉张作用也相应增加,坡体获得较大加速度,整个倾倒体也开始滑移并加速,为滑体滑动的启动加速阶段;在地震作用的 13 s~40 s 时间段内,加速度减小,阻力增强,为滑体制动与自稳阶段。而伴随倾倒体的失稳,边坡岩体出现了倾倒变形、拉裂、弹射等地质现象(图 26—图 27 中的局部放大图)。

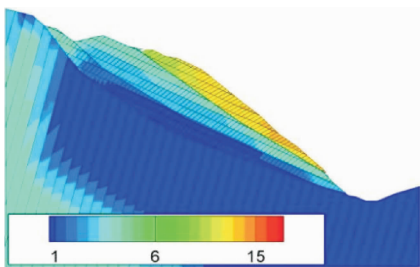


图 25 地震 5 s 时坡体运动状态

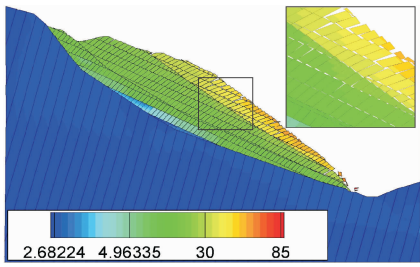


图 26 地震 12 s 坡体运动状态

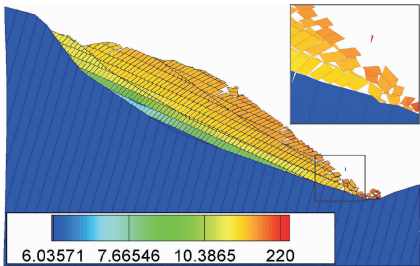


图 27 地震 40 s 坡体运动状态

综上,在地震作用下,2#倾倒边坡浅表层不稳定块体将率先破坏,之后可能出现整体失稳,沿折断带形成“滑移-拉裂”型滑坡。受坡形、坡体结构及岩体结构强度参数等的影响,边坡失稳后的整体滑距应该不大,但由于浅表层岩体破碎,表层岩体在弹射、碰撞作用下可能出现较大位移。

4 结 论

借助于通用离散元软件对某水电站 2# 倾倒地体在现状及地震状况下的时效变形和失稳模式进行了数值模拟研究,得到以下结论:

(1) 边坡的变形破坏是一个累积过程。在该累积过程中,潜在不稳定地质体的原生及次生结构面几乎都发生着不同程度的剪切拉张变形,其微观位移量可能因为某“锁固段”于某一时间段保持不变,也可能因为“粘滑”而突然增加。当累积到一定程度,不稳定地质体将发生失稳,其位移表现为宏观的快速增加。但若地质体是强震触发的失稳,其位移除了快速增加外,还具有一定的“震荡”特征。

(2) 倾倒地边前期或前中期的变形破坏以沿结构面的剪切错动(滑移)为主导。之后,随着拉张效应的逐渐积累,转为以沿结构面的拉张破裂为主要形式。根据 2# 倾倒地边目前的变形破坏特征,认为其目前主要以拉张破裂为主要变形方式。

(3) 地震作用下边坡的动力响应特征表明,无论是速度还是加速度均呈现高程放大效应特征,其中加速度放大系数大于速度放大系数。在坡体失稳的启动加速阶段,滑体将由于动力波的加速效应及岩体弹性应变能的释放获得较大的水平加速度,说明岩体中的弱面对于控制岩质边坡的稳定性起着至关重要的作用。

(4) 现状条件下,该水电站 2# 倾倒地体整体稳定性较好,其失稳模式以表层松动区岩体的局部垮塌或沿小型山脊的滑塌为主,形成大规模滑坡的可能性较小;地震作用下,倾倒地体有整体失稳的可能,若整体失稳,其失稳过程应为:表层松动岩体率先垮塌、滚落→坡体震裂松弛→形成“滑移-拉裂”型滑坡,并且受各种地质因素的影响,其整体滑距应该不大。

参考文献:

- [1] 张悼元,王士天,王兰生,等. 工程地质分析原理[M]. 4 版. 北京:地质出版社,2017.
- [2] 黄润秋. 20 世纪以来中国的大型滑坡及其发生机制[J]. 岩石力学与工程学报,2007,26(3):433-454.
- [3] 邱俊,任光明,吴龙科,等. 金沙江某水电站左坝肩岩体双面倾倒地形成机制[J]. 山地学报,2016,34(1):77-83.
- [4] 张允,宗雪梅,霍旭挺,等. 基于离散元的边坡弯曲倾倒地渐进破坏特征分析[J]. 科学技术与工程,2024,24(2):733-739.
- [5] 安晓凡,李 宁. 岩质高边坡弯曲倾倒地变形分析和破坏机理研究[J]. 水力发电学报,2020,39(6):83-98.
- [6] 韩贝传,王思敬. 边坡倾倒地变形的形成机制与影响因素分析[J]. 工程地质学报,1999,7(3):213-217.
- [7] 任光明,聂德新,刘 高. 反倾向岩质斜坡变形破坏特征研究[J]. 岩石力学与工程学报,2003,22(S2):2707-2710.
- [8] 李玉倩,李渝生,杨晓芳. 某水电站边坡倾倒地变形破坏模式及形成机制探讨[J]. 水利与建筑工程学报,2008,6(3):39-41.
- [9] 赵小平,李渝生,陈孝兵,等. 澜沧江某水电站右坝肩工程边坡倾倒地变形问题的数值模拟研究[J]. 工程地质学报,2008,16(3):298-303.
- [10] 苟富民. 麒麟寺水电站坝前左岸倾倒地稳定性分析研究[J]. 西北水电,2008(4):8-14.
- [11] 谭儒蛟,杨旭朝,胡瑞林. 反倾岩体边坡变形机制与稳定性评价研究综述[J]. 岩土力学,2009,30(S2):479-484.
- [12] 陆文博,晏鄂川,邹 浩,等. 我国倾倒地形体发育规律研究[J]. 长江科学院院报,2017,34(8):111-119.
- [13] 程振东,迟福东,宁 宇,等. 黄登坝前倾倒地形体变形特征及影响因素分析[J]. 水电能源科学,2021,39(5):161-164.
- [14] 任光明,夏 敏,李 果,等. 陡倾顺层岩质斜坡倾倒地变形破坏特征研究[J]. 岩石力学与工程学报,2009,28(S1):3193-3200.
- [15] 刘根亮. 澜沧江黄登水电站近坝库岸 1# 倾倒地形体的稳定性及其对大坝安全的影响研究[D]. 成都:成都理工大学,2010:34-37.
- [16] 蒙明辉,崔圣华,张 文,等. 岷江河谷深层倾倒地形成演化特征及堵江灾害链效应[J]. 科学技术与工程,2022,22(27):11829-11841.
- [17] Cruden D M, Hu X Q. Topples on underdip slopes in the Highwood Pass, Alberta, Canada[J]. Quarterly Journal of Engineering Geology, 1994,27:57-58.
- [18] Naresh Kazi Tamrakar, Shuichiro Yokota, Osamu Osaka. A toppled structure with sliding in the Siwalik Hills, midwestern Nepal[J]. Engineering Geology, 2002,64(4):339-350.
- [19] 王思敬. 金川露天矿边坡变形机制及过程[J]. 岩土工程学报,1992,14(1):76-83.
- [20] 黄润秋,李渝生,严 明. 斜坡倾倒地变形的工程地质分析[J]. 工程地质学报,2017,25(5):1165-1181.
- [21] 邱俊,任光明,王云南. 层状反倾-顺倾边坡倾倒地形成条件及发育规模特征[J]. 岩土力学,2016,37(S2):513-524,532.
- [22] 王士天,黄润秋,李渝生. 雅砻江锦屏水电站重大工程地质问题研究[M]. 成都:成都科技大学出版社,

- 1995.
- [23] 吴泊人,游昆骏,潘国林,等. 皖南山区阳台古滑坡形成机制研究[J]. 工程地质学报,2013,21(2):304-310.
- [24] 黄 达,马 昊,石 林. 反倾层状岩质边坡倾倒变形机理与影响因素的离散元模拟[J]. 吉林大学学报(地球科学版),2021,51(6):1770-1782.
- [25] 吴龙科,任光明,郑秀红,等. 西北某坝肩变形体成因机制的离散元数值模拟[J]. 山地学报,2015,33(1):81-87.
- [26] 祁生文,伍法权. 边坡动力响规律研究[J]. 中国科学(E 辑),2003,33(S1):28-40.
- [27] 门玉明,彭建兵,李寻昌,等. 层状结构岩质边坡动力稳定性试验研究[J]. 世界地震工程,2004,20(4):131-136.
- [28] 申 通,王运生,吴龙科. 重庆小南海滑坡形成机制离散元模拟分析[J]. 岩土力学,2014,35(S2):667-675.
- [29] Myer L R.,Pyrak-Nolte L J.,Cook N G W. Effects of single fractures on seismic wave propagation[C]//Rotterdam; Balkema A A. Proceedings of the International Symposium on Rock Joints,1990:467-473.
- [30] Kuhlemeyer R L, Lysmer J. Finite element method accuracy for wave propagation problems[J]. Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE, 1973, 99(5):421-427.
- [31] 曹琰波,戴福初,许 冲,等. 唐家山滑坡变形运动机制的离散元模拟[J]. 岩石力学与工程学报,2011,30(S1):2878-2887.
- [32] 水利水电工程地质勘察规范:GB 50487—2008. [S]. 北京,中国计划出版社,2008.
- [33] 戴德沛. 阻尼技术的工程应用[M]. 北京:清华大学出版社,1991.
- [34] 崔芳鹏,胡瑞林,殷跃平,等. 纵横波时差耦合作用的斜坡崩滑效应离散元分析——以北唐家山滑坡为例[J]. 岩石力学与工程学报,2010,29(2):319-327.
- [35] 滕光亮,陈永明,石玉成,等. 地震作用下节理岩质边坡稳定性影响因素研究[J]. 地震工程学报,2013,35(1):119-125.
- [36] 杨长卫,张 良,董陇军,等. 基于振动台试验的顺层及反倾岩质斜坡地震动响应差异性研究[J]. 岩石力学与工程学报,2022,41(2):271-281.
- ~~~~~

(上接第27页)

- [5] 郑颖人,邱陈瑜,张 红,等. 关于土体隧洞围岩稳定性分析方法的探索[J]. 岩石力学与工程学报,2008,27(10):1968-1980.
- [6] 王明斌,李术才. 含衬砌圆形压力隧洞弹塑性新解[J]. 岩石力学与工程学报,2007,6(S2):3770-3775.
- [7] 莫阳春,周晓军. 侧部岩溶隧道围岩变形特征数值模拟分析[J]. 水文地质工程地质,2008(2):30-34,44.
- [8] 刘 远. 岩溶隧道突泥突水力学机制及数值模拟[D]. 长沙:长沙理工大学,2017.
- [9] 胡夏嵩,赵法锁. 低地应力区地下洞室围岩变形破坏有限元数值模拟研究[J]. 岩石力学与工程学报,2005,24(10):1708-1714.
- [10] 赵 瑜,李晓红,顾义磊,等. 高应力区隧道围岩变形破坏的数值模拟及物理模拟研究[J]. 岩土力学,2007,28(10):393-397.
- [11] 王其胜,李夕兵,李地元. 深井软岩巷道围岩变形特征及支护参数的确定[J]. 煤炭学报,2008,33(4):364-367.
- [12] 彭文斌. FLAC^{3D}实用教材[M]. 北京:机械工业出版社,2007.
- [13] Lubliner J, Oliver J, Oller S, et al. A plastic-damage model for concrete[J]. International Journal of Solids and Structure, 1989,25(3):299-326.
- [14] 方 丹,陈建林,万祥兵. 锦屏二级水电站地下厂房围岩稳定分析[J]. 西部探矿工程,2008,20(9):19-22.
- [15] 陈帅宇,周维垣,杨 强,等. 三维快速拉格朗日法进行水布垭地下厂房的稳定分析[J]. 岩石力学与工程学报,2003,22(7):1047-1053.
- [16] Lee J, Fenves G L. Plastic-damage model for cyclic loading of concrete structure[J]. Journal of engineering mechanics, 1998,124(8):982-900.