

文章编号: 1673-9469 (2019) 03-0072-07

doi:10.3969/j.issn.1673-9469.2019.03.014

基于改进 Sarma 法的倾倒变形体蓄水稳定性评价

丁阳波¹, 董梦龙¹, 余成², 刘畅¹, 程晓东¹

(1. 河海大学 地球科学与工程学院, 江苏 南京 211100; 2. 中国地质调查局 南京地质调查中心, 江苏 南京 210016)

摘要: 库区强倾倒变形体常在蓄水期以特定模式发生失稳破坏。根据现场强倾倒变形体蓄水失稳特征, 分析其破坏模式为“上拉下剪”式破坏, 破坏面具有明显分段性。在传统 Sarma 法基础上, 考虑饱和岩体强度降低及所受静水压力, 通过调整岩层面强度折减系数改进了 Sarma 法。以 Fortran 为平台编写强倾倒变形体稳定性分析程序, 通过苗尾水电站工程实例边坡对所提力学模型和分析方法进行验证, 并与离散元模拟结果进行对比验证其准确性。最后进行参数分析, 研究结果表明边坡自然坡角对倾倒变形体稳定性影响比较大, 坡角越陡稳定性越低, 同时软岩较多的边坡蓄水后稳定性将大大降低, 得出的结论和规律符合工程实际。

关键词: 倾倒变形体; 改进 Sarma 法; 蓄水; 稳定性

中图分类号: TU457

文献标识码: A

Stability Evaluation of Toppling Deformation Body During Reservoir Impoundment Based on Improved Sarma Method

DING Yangbo¹, DONG Menglong¹, YU Cheng², LIU Chang¹, CHENG Xiaodong¹

(1. School of Earth Science and Engineering, Hohai University, Nanjing 210098, China; 2. Nanjing Center of Geological Survey, China Geological Survey, Nanjing 210016, China)

Abstract: Strong toppling deformed bodies in reservoir area often destabilize in a specific mode during storage period. According to the instability characteristics of site slope, the failure mode is analyzed as "upper tension-lower shear" failure and sliding surface obviously segmented. Based on the traditional Sarma method, considering the strength reduction of saturated rock mass and hydrostatic pressure, the Sarma method is improved by adjusting the strength reduction coefficient of rock strata. Fortran is used as a platform to compile a program for stability analysis of strongly toppling deformed bodies. The mechanical model and analysis method are validated by a slope example of Miaowei Hydropower Station, and its accuracy is verified by comparing with the results of discrete element simulation. The parameter analysis results show that the stability of the toppling deformation body is negatively correlated with natural slope angle and the stability of the slope with more soft rock will be greatly reduced after impoundment.

Key words: Toppling Deformed Body; Improved Sarma Method; Impoundment; Stability

库区反倾岸坡在蓄水期或运营期常受库水变化的影响失稳破坏, 尤其是反倾程度较为强烈的岸坡, 近坡表岩层产状平缓, 且发育众多与岩层面大角度相交的节理, 岩体连通率高, 在库水浸泡下岩体和

节理力学强度降低极易发生坍塌或滑坡。Goodman^[1]将岩质边坡倾倒变形依据变形模式划分为块体倾倒、弯曲倾倒和块体 - 弯曲倾倒, 将极限平衡法运用于反倾岩质边坡稳定性评价中; 陈祖煜^[2]等考虑底滑

收稿日期: 2019-08-16

基金项目: 中国水利水电科学研究院开放基金资助项目 (IWHRO2009011); 华能澜沧江集团科技项目 (20158101216); 江苏省研究生科研创新计划项目 (2019B60314)

作者简介: 丁阳波 (1995-), 男, 湖北黄冈人, 硕士研究生, 主要研究方向为岩体结构与工程稳定。

面连通率和岩桥抗拉强度对 Goodman-Bray 法进行了改进；郑允等^[3-7]基于极限平衡理论对岩质反倾边坡的破坏机制、滑动面搜索方法及稳定性求解公式进行过诸多成效颇佳的研究；何怡^[8]依据单个岩块运动状态等效为整体边坡破坏模式，提出倾倒破坏、倾倒-滑移破坏和滑移破坏三类破坏模式；Amini 等^[9]推导了岩层间相互作用力大小及作用点位置的计算公式，给出了倾倒安全系数计算方法。对于强烈倾倒变形体而言，浅层坡体被节理切割严重，分布有众多与岩层面大角度相交的结构面，库区蓄水后常由坡脚开始发生破坏。Sarma 法^[10]是一种考虑岩层面和滑面强度及产状的极限平衡算法，滑面可以设置为任意形态，适宜用于带有结构面的岩质边坡稳定评价。针对库区蓄水后强倾倒变形体的特点提出其破坏模式，并对传统 Sarma 法进行改进，用于评价倾倒变形体的稳定性。

1 反倾岩质边坡破坏模式

苗尾库区岸坡岩体倾倒变形分布广泛，主要分布于纵向谷的一岸或两岸。按照其岩体质量分为倾倒-溃屈、倾倒-松动、倾倒-松弛、倾倒-蠕变等四种类型。其中倾倒-溃屈岸坡表层岩体强烈倾倒折断、坠覆，整体张裂松弛，属于散体或碎裂结构边坡，岩性主要为薄层板岩与泥岩；倾倒-松动岸坡浅表层岩体强烈倾倒折断，整体张裂松弛，局部架空，张裂隙有碎石或黏土填充，以层状或碎裂结构为主，岩性主要为板岩泥岩或板岩间夹薄层变质砂岩。这两类倾倒变形体表层岩体风化严重，倾向坡外的结构面非常发育，在外界干扰下极易失稳。而后两类变形体弯曲倾倒变形程度小，稳定性较好，在此不作考虑。

倾倒-溃屈和倾倒-松动变形体浅层岩土体完整性差，发育众多倾向坡外的结构面（图1），岩体倾倒变形强烈，岩层平缓。越向坡内倾倒变形程度越弱，岩层越是陡立，节理面越少。依据倾倒程度常将反倾边坡粗分为强倾倒区、弱倾倒区和微倾倒区，强倾倒区内岩层多呈散体或碎裂结构，滑坡体多包含在此层中。

此类倾倒变形体破坏模式为：如图2所示，两组近垂直节理与岩层层面共同切割岩体成层状块裂结构块体，使倾倒变形岩体中上部形成较为密集的条块状结构，下部岩体受高程及坡形限制倾倒程度

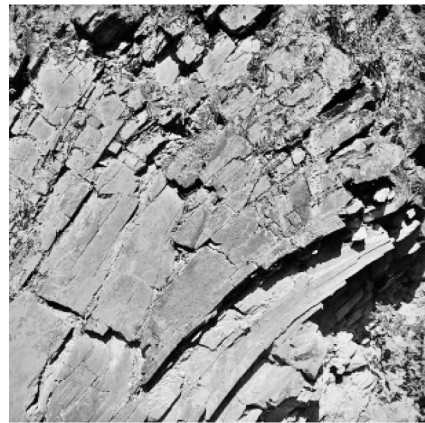


图1 表层强烈倾倒变形岩体

Fig.1 Strong Toppling Deformed Rock Mass

较弱，岩体完整性较好，构成锁固段，使边坡保持整体稳定状态。库区蓄水后，锁固段被水浸没冲刷软化，随着水下波浪的冲击掏蚀作用部分泥岩及板岩被库水掏蚀，浸没岩体及节理面充水后力学强度骤降，同时受到上部岩体压力沿较平缓滑面发生压剪破坏；中上部岩体由于底部悬空或失去大部分推力，半连续岩块沿较陡滑面剪断岩桥发生剪切破坏；顶部岩体为受拉破坏，在滑坡后缘形成一拉裂缝，滑面陡峭几近直立（图3）。

简而言之，破坏模式表现为“上拉下剪”式破坏，滑面具有明显分段性，上陡下缓。

2 反倾边坡蓄水稳定性评价的改进 Sarma 法

传统 Sarma 法假定边坡岩体受一水平体积力 $K_c W$ 影响，在其作用下边坡处于极限平衡状态也即 $F_s=1$ ，再对条块滑面及侧面的内聚力和内摩擦角进行折减，使得 $K_c=0$ ，此时的 F_s 即为边坡实际稳定

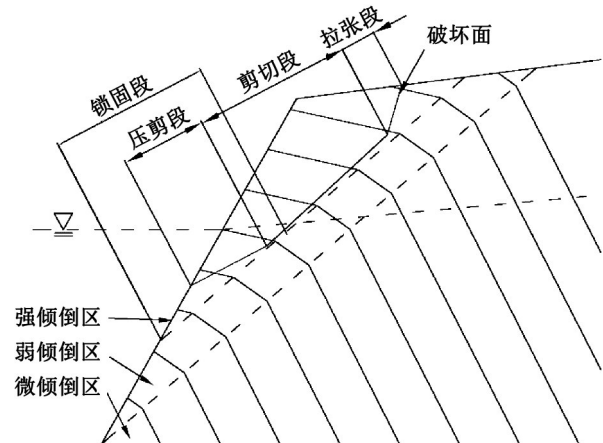


图2 倾倒变形体破坏分区示意图

Fig.2 Segmental Failure of Toppling Deformed Body



图3 典型滑面

Fig.3 Typical Failure Surface

系数。倾倒-溃屈和倾倒-松动变形体失稳模式以剪切破坏为主，Sarma法适宜运用在此类倾倒岸坡的稳定性评价中，针对库区岸坡蓄水的特点，另作以下几点考虑。

2.1 库区蓄水

库区蓄水诱发失稳的倾倒变形体，其剪出口一般位于库水位以下，一部分岩体条块完全浸没在水下，然而Sarma法要求地下水位线必须穿过各条块的侧面。强反倾边坡浅层岩体结构面十分发育，可以认为浸没条块四周均受到静水压力，将库水位以下岩体所受静水压力等效处理为浮力，熊将等^[11]经过力学推算已验证其合理性。计算条块自重时将库水位以下条块采用浮容重从而等效考虑静水压力的影响；浸润线以下且库水位以上条块饱水但不受静水压力影响，计算时取饱和容重；浸润线以上条块取天然容重。确定条块底面和侧面强度参数时，饱水材料进行强度折减，折减规律为

$$c = (b - b_w) c_e + a_f b_w c_e$$

$$\tan \varphi = (b - b_w) \tan \varphi_e + a_f b_w \tan \varphi_e \quad (1)$$

$$c' = (d - d_w) c_e' + a_f b_w c_e'$$

$$\tan \varphi' = (d - d_w) \tan \varphi_e' + a_f b_w \tan \varphi_e' \quad (2)$$

式中 c 、 φ 、 c' 、 φ' 为库水入侵强度折减后条块底滑面和侧面处的内聚力和内摩擦角， c_e 、 φ_e 、 c_e' 、 φ_e' 为天然状态下条块底滑面和侧面处内聚力和内摩擦角， b 、 d 、 b_w 、 d_w 为底面及侧面总长度及饱水部分长度， a_f 为饱水材料强度折减系数。

2.2 岩层平缓

反倾边坡强倾倒层内岩层产状大多非常平缓，当岩层过于平缓 ($\alpha_i + \sigma_i > 120^\circ$ ， α_i 为条块底滑面倾角，

σ_i 为条块 i 左侧界面与底面夹角) 时，传统 Sarma 法计算经常无法收敛。郑颖人^[12] 等将条块侧面强度折减系数调整为 $F_s / \cos \sigma_i$ ，这种改进不仅满足反倾边坡稳定性分析的合理性要求，同时能够保证迭代计算的稳定收敛。

2.3 拉破坏区的判定

强反倾区岩体结构破碎存在众多节理，根据实际破坏模式在其顶部设置一拉力缝，采用土力学中计算拉力缝高度 h_t 的公式：

$$h_t = \frac{2c}{\gamma} \tan \left(45^\circ + \frac{\varphi}{2} \right) \quad (3)$$

式中： γ 为岩土体容重。由于岩质边坡在顶部破坏的形式非常复杂，上式不一定精准，但在尚无更好的方法之前仍是非常合理的方案。

如图4所示， W_i 为条块自重， Q_i 、 θ_i 为条块顶部受到外荷和其与竖直面的夹角， N_i 、 U_i 、 S_i 为条块底面受到的反力、孔隙水压力和剪切力， E_i 、 P_{wi} 、 T_i 为条块受到下侧岩层的推力、孔隙水水压力和剪切力， E_{i+1} 、 P_{wi+1} 、 T_{i+1} 为条块受到上侧岩层的推力、孔隙水水压力和剪切力。所有饱水条块底面及侧面均有孔隙水压力，面上有效应力分别为 $N_i - U_i$ 、 $E_i - P_{wi}$ 。

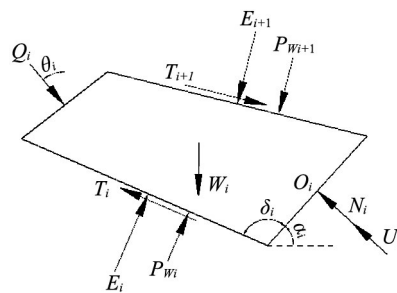


图4 力学分析图

Fig.4 Mechanical Analysis Diagram

建立水平和竖直方向的静力平衡方程：

$$N_i \cos \alpha_i + S_i \sin \alpha_i + T_i \sin(\delta_i + \alpha_i) - T_{i+1} \sin(\delta_{i+1} + \alpha_{i+1}) - E_i \cos(\delta_i + \alpha_i) + E_{i+1} \cos(\delta_{i+1} + \alpha_{i+1}) - W_i - Q_i \cos \delta_i = 0 \quad (4)$$

$$S_i \cos \alpha_i - N_i \sin \alpha_i + E_i \sin(\delta_i + \alpha_i) - E_{i+1} \sin(\delta_{i+1} + \alpha_{i+1}) + T_i \cos(\delta_i + \alpha_i) - T_{i+1} \cos(\delta_{i+1} + \alpha_{i+1}) - K_c W_i + Q_i \sin \delta_i = 0 \quad (5)$$

经过复杂的三角变换解得 E_{i+1} 与 E_i 的递推式为：

$$E_{i+1} = a_i - p_i K_c + E_i e_i \quad (6)$$

式中：

$$a_i = [W_i \sin(\varphi_i - \alpha_i) + c_i b_i \cos \varphi_i - U_i \sin \varphi_i +$$

$$R_i \cos(\delta_i + \varphi_i) - R_{i+1} \cos \eta_i + Q_i \sin(\varphi_i - \alpha_i + \theta_i) / G_i$$

$$p_i = [W_i \cos(\varphi_i - \alpha_i)] / G_i$$

$$e_i = [\tan \varphi'_i \cos \delta_i \cos(\delta_i + \varphi_i) + \sin(\delta_i + \varphi_i)] / G_i$$

$$\eta_i = \delta_{i+1} + \alpha_{i+1} - \alpha_i + \varphi_i$$

$$R_i = (c'_i d_i - P_{wi} \tan \varphi'_i) \cos \delta_i$$

$$G_i = \tan \varphi'_{i+1} \cos \delta_{i+1} \cos \eta_i + \sin \eta_i$$

对于循环式 (6) 有

$$\begin{aligned} E_{n+1} &= a_n - p_n K_c + (a_{n-1} - p_{n-1} K_c + E_{n-1} e_{n-1}) e_n \\ &= (a_n + a_{n-1} e_n + \cdots + a_1 e_n e_{n-1} \cdots e_2) - K_c (p_n + \\ & p_{n-1} e_n + \cdots + p_1 e_n e_{n-1} \cdots e_2) + E_1 e_n e_{n-1} \cdots e_2 \end{aligned} \quad (7)$$

在坡顶无外荷载的情况下, 则 $E_{i+1} = E_1 = 0$, 则

$$K_c = \frac{a_n + a_{n-1} e_n + \cdots + a_1 e_n e_{n-1} \cdots e_2}{p_n + p_{n-1} e_n + \cdots + p_1 e_n e_{n-1} \cdots e_2} \quad (8)$$

式中 a_i 、 p_i 、 e_i 、 η_i 、 R_i 、 G_i 为系数, K_c 为临界加速度系数, F_s 为边坡稳定系数。

3 工程实例

3.1 工况概况

澜沧江苗尾水电站 QD14 倾倒变形体位于三颗石河左岸, 左岸坡脚高程约 1 307 m, QD14 强倾倒变形体发育于高程 1 340 ~ 1 520 m (图 5)。地层为侏罗系花开左组 (J₂h₂) 紫红、灰绿色板岩夹粉砂岩、细砂岩, 砂板比约 1 : 3。坡体表面岩体呈强风化、

散体状结构, 倾倒变形发育强烈, 变形深度 10 ~ 20 m, 强倾倒岩层产状约 N0 ~ 10° W, NE ∠ 28° ~ 35°, 内发育一组陡倾向坡外的节理, 产状为 N17° E, NW ∠ 75°, 间距 15 ~ 20 cm。该倾倒变形体前期经常发生崩塌, 前缘左岸老公路上可见大量崩塌堆积碎块石, 水库蓄水至 1 364 m, QD14 被淹没约 25 m, 以冲沟为界, 上游侧坡体发生整体下滑, 滑动面近弧形, 滑体平均厚度 15 m, 垂直滑动距离约 20 m, 后缘可见新鲜滑动面裸露, 坡度约 75° (图 6)。

3.2 改进 Sarma 法求解

依据 QD14 倾倒变形体地质概化模型 (图 7)

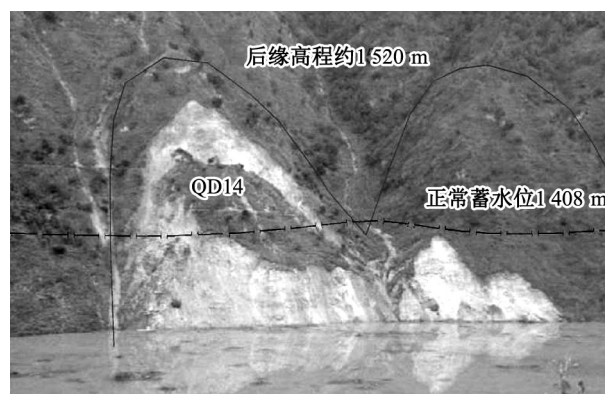


图 6 QD14 倾倒变形体 (库水位约 1 364 m)

Fig.6 QD14 Toppling Deformation Body (Reservoir Water Level is About 1 364 m)

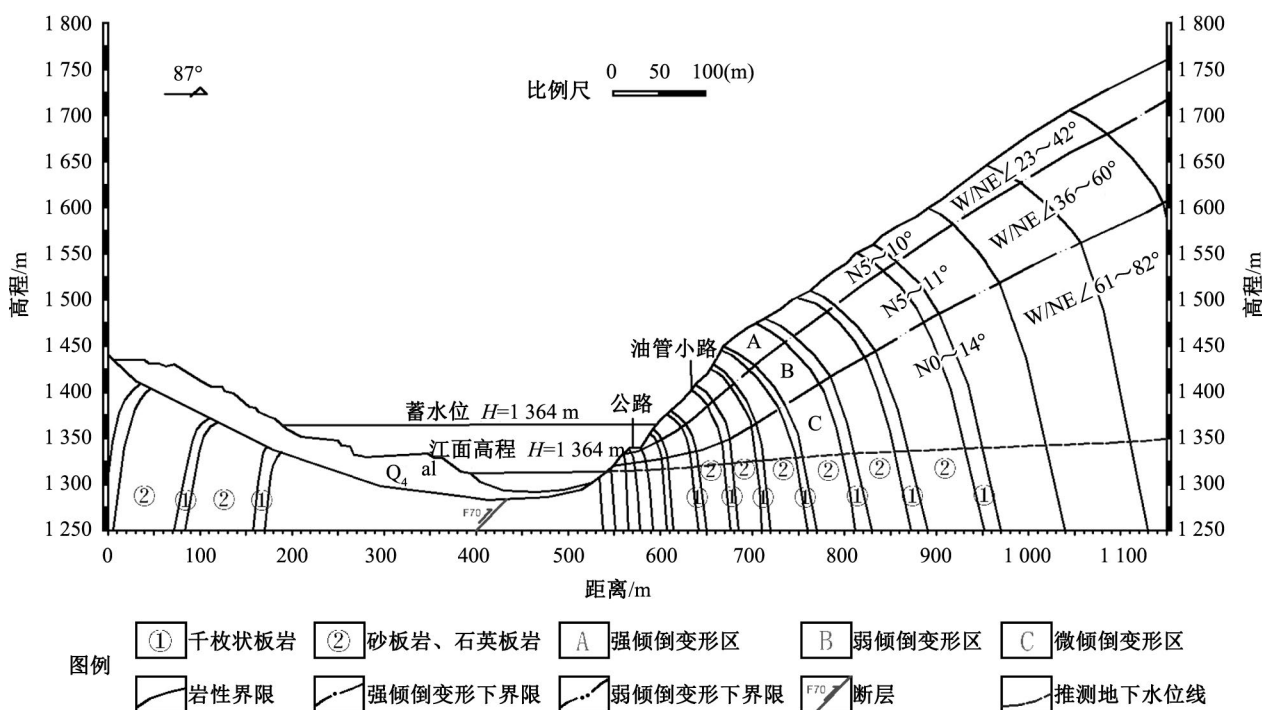


图 5 QD14 倾倒变形体岸坡工程地质剖面图

Fig.5 Engineering Geological Profile of QD14 Toppling Deformation Body Bank Slope

进行稳定性计算,滑动面内切强、弱倾倒区分界面,厚度约15~20 m,滑坡前后缘高程为1340、1520 m,条块厚度约15 m,倾角15°。条块滑面及侧面力学参数见表1,依据式(3)计算得拉力缝高度 h_t 为13.6 m,强倾层岩体 $\alpha_f=0.73$ 。

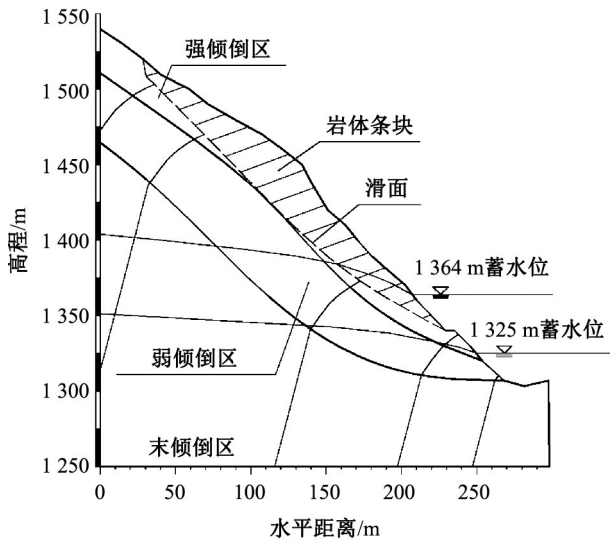


图7 QD14 倾倒变形体岸坡地质概化模型
Fig.7 Geochemical Model of QD14 Toppling Deformation Body

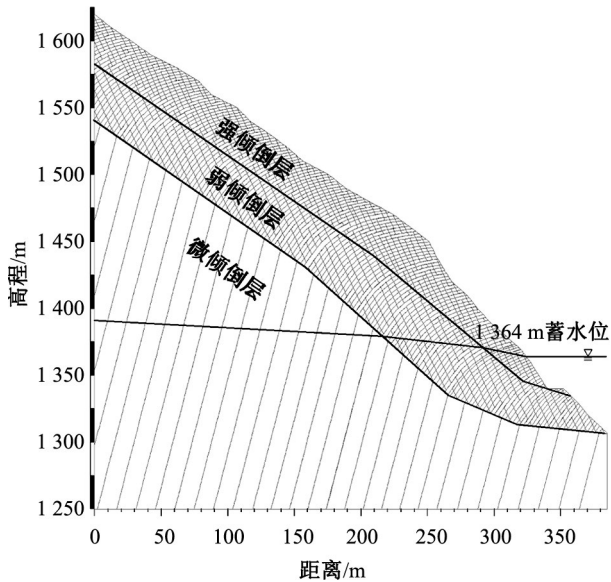


图8 数值计算模型
Fig.8 Numerical Computation Model

运用改进 Sarma 法计算1325、1364 m 蓄水位下岸坡稳定系数为1.22、0.96,蓄水前边坡处于稳定状态,蓄水后为失稳状态,蓄水前后 F_s 降低了0.26且小于1,计算结果与实际情况相符,证明了该方法的合理性与准确性。

3.3 数值模拟校核

采用离散元计算软件 UDEC 模拟分析苗尾库区蓄水位1364 m时QD14 倾倒变形体的稳定性,计算模型见图8,力学参数见表1,边坡总位移云图如图9所示。

图9显示,苗尾水电站蓄水至库水位1364 m时,在边坡内部出现了一条上拉下剪式破坏的滑坡带,滑面形态与前文分析的三段式滑面吻合度非常高。滑坡后缘高程约1490 m,拉力缝陡直高约17 m,前缘于高程1340 m 老公路侧临空面处剪出,滑坡边界大致位于强、弱倾倒层交界处,滑坡体最大位移量3.5 m。蓄水后饱和岩体材料强度降低,节理面充水致使锁固段抗滑力不足,这时上部岩体由于失去下部岩层的支撑作用,在自重作用下发生剪切破坏,滑坡后缘处产生一张裂缝构成滑坡壁。倾倒变形体位移分异面明显,处于非稳定状态,同时滑

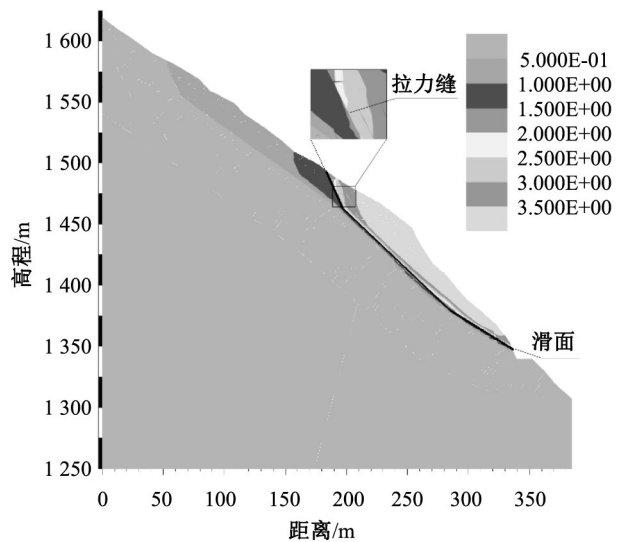


图9 总位移云图
Fig.9 Total Displacement Nephogram

表1 边坡物理力学参数

Tab.1 Physical and Mechanical Parameters of Slope

地层	天然容重 /(kN·m ⁻³)	饱和容重 /(kN·m ⁻³)	变形模量 E/GPa	泊松比 μ	抗剪强度(天然)		抗剪强度(饱和)	
					c'/MPa	$\text{Phi}'/^{\circ}$	c'/MPa	$\text{Phi}'/^{\circ}$
强倾倒层	21	22.5	0.4	0.32	0.11	20	0.08	15
弱倾倒层	23	24	1	0.30	0.34	27	0.25	22
微倾倒层	26	26.5	4	0.25	0.7	45	0.59	38

面形态与前述一致,验证了上文库区蓄水诱发倾侧-溃屈和倾侧-松动型变形体失稳的破坏模式,以及改进 Sarma 法的适用性。

4 参数敏感性分析

以苗尾库区软硬互层反倾边坡为算例,研究不同砂板比、岩层倾角和边坡自然坡角下蓄水位对倾侧变形体稳定性的影响。统计苗尾库区倾侧变形岩体发育数据,岩性砂板比范围为 $1:3 \sim 3:1$,岩层倾角范围 $12^\circ \sim 40^\circ$,自然坡角范围 $19^\circ \sim 48^\circ$,以此确定各自变量的范围。根据室内试验的结果,软岩在浸水 28 d 后强度软化率可达 52.81%,硬岩在浸水 28 d 后强度软化率为 25.51%,砂板比决定饱水材料强度折减系数 α_f ,经测定 α_f 变化幅度为 $0.4 \sim 1$ 。将改进 Sarma 法编制成 FORTRAN 程序计算倾侧变形体稳定系数,计算模型图如图 10,坡脚蓄水深度与滑坡高之比记为 D 。

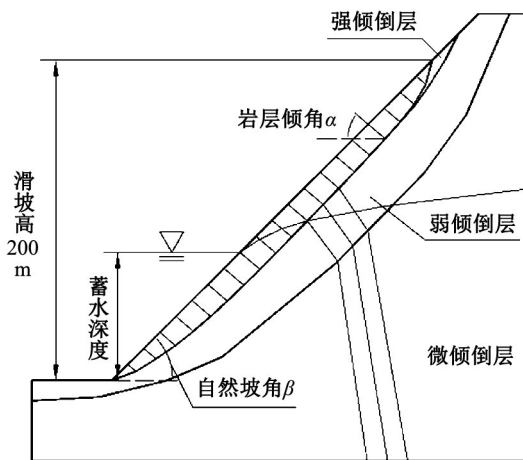


图 10 计算模型图

Fig.10 Computational Model

4.1 蓄水位与滑坡高比 D 对 F_s 的影响

对不同组合条件下边坡稳定系数 F_s 进行数据统计分析,不同岩层倾角和坡角的岸坡随蓄水位与滑坡高比 D 的变化表现出相似规律。以岩层倾角 $\alpha=20^\circ$ 、坡角 $\beta=30^\circ$ 为例(图 11),在不同 α_f 条件下,边坡稳定性随蓄水位上升产生分异性的变化,总体以 $\alpha_f=0.7$ 为界,当 $\alpha_f \geq 0.7$ 时 F_s 随 D 增大先减小后变大,极值点在 $0.1 \sim 0.2$ 之间;当 $\alpha_f < 0.7$ 时 F_s 随 D 增大非线性减小。其本质是当 α_f 较大时,蓄水后下部岩体滑面上有效应力减小导致抗剪力减小, F_s

随之降低,但随 D 越来越大时库水的压坡作用更明显, F_s 随之又增高;当 α_f 较小时,锁固段饱和岩体及节理的抗剪强度大幅降低,饱和区越大则 F_s 越低。

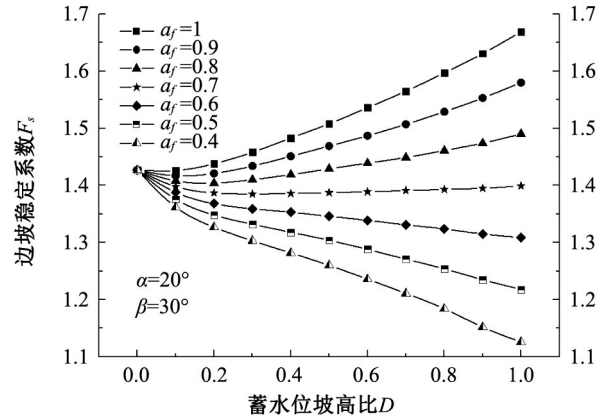


图 11 不同 α_f 下 D - F_s 关系曲线 ($\alpha=20^\circ$, $\beta=30^\circ$)

Fig.11 D - F_s Curve under Different α_f

4.2 岩层倾角 α 对 F_s 的影响

以 $\beta=30^\circ$ 为例,不同蓄水位坡高比 D 下边坡稳定系数 F_s 与岩层倾角关系曲线如图 12 所示,岩层倾角越陡边坡越加稳定,但是 F_s 变化幅度小,岩层倾角没有蓄水位对边坡稳定性的影响显著。总体来说岩层倾角对边坡稳定的影响比较小,这与陈从新^[4]等得出的结论具有一致性。强反倾变形体近坡表岩层倾角多小于 40° ,岩层倾角 α 的改变引起岩体自重及上部岩体传来的推力在竖直方向分力的变化非常小,此时岩层破坏的主控条件不是岩层倾角而是底滑面倾角。

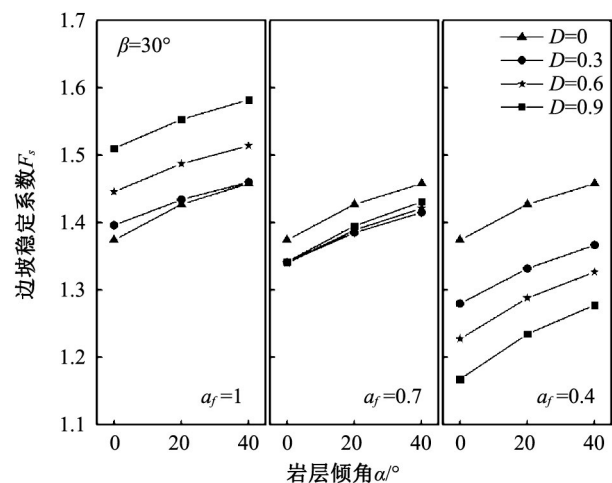


图 12 不同 D 下 α - F_s 关系曲线 ($\beta=30^\circ$)

Fig.12 α - F_s Curve under Different D

4.3 自然坡角 β 对 F_s 的影响

以 $\alpha=20^\circ$ 为例,不同蓄水位坡高比 D 下边坡稳

定系数 F_s 与边坡自然坡角关系曲线如图 13 所示, 自然坡角越陡边坡越不稳定, 且 β 对 F_s 的影响非常大, 与蓄水位相比自然坡角成为了强倾倒变形体稳定性的主控因素。自然坡角决定了强、弱倾倒区分界面的倾角, 同时决定了滑面的大致倾角范围, 自然坡角越大一般滑动面倾角也越大, 此时岩体条块底滑面受到的反力越小, 岩层底滑面处抗剪性能大大降低, 向下部传递的推力急剧增大, 导致边坡整体稳定性降低。

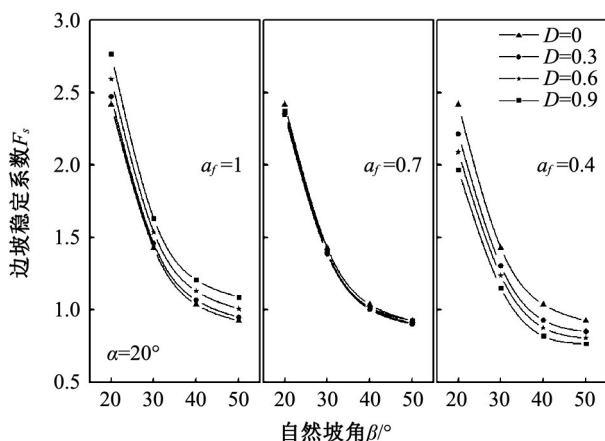


图 13 不同 D 下 β - F_s 关系曲线 ($\alpha=20^\circ$)

Fig.13 β - F_s Curve under Different D

5 结论

1) 倾倒 - 溃屈和倾倒 - 松动变形体多呈“上拉下剪”式破坏, 由坡脚向上可分为压剪段、剪切段和拉张段, 库区蓄水后坡脚锁固段常失去抗剪能力导致边坡失稳。

2) 强倾倒变形体的滑动面具有明显分段性, 上陡而下缓呈三折线段, 顶部常见张裂缝。滑动面倾角与自然坡角关系紧密。

3) 砂板比对于边坡蓄水后的稳定性具有重大影响, 软岩较多的边坡蓄水后稳定性将大大降低。

参考文献:

- [1] GOODMAN R E, BRAY J W. Toppling of Rock Slopes[C]// ASCE. Proceedings of the Specialty Conference on Rock Engineering for Foundations and Slopes. Reston: ASCE, 1976: 201-234.
- [2] 陈祖煜, 蔡云鹏, 王玉杰, 等. 边坡倾倒稳定分析 Goodman-Bray 法: 改进、测试与应用 [J]. 中国公路学报, 2018, 31(2): 30-38.
- [3] 郑允, 陈从新, 刘秀敏, 等. 层状反倾边坡弯曲倾倒破坏计算方法探讨 [J]. 岩石力学与工程学报, 2015, 34(S2): 4252-4261.
- [4] 陈从新, 郑允, 孙朝焱. 岩质反倾边坡弯曲倾倒破坏分析方法研究 [J]. 岩石力学与工程学报, 2016, 35(11): 2174-2187.
- [5] 卢海峰, 刘泉声, 陈从新. 反倾岩质边坡悬臂梁极限平衡模型的改进 [J]. 岩土力学, 2012, 33(2): 577-584.
- [6] 张海娜, 陈从新, 郑允, 等. 坡顶荷载作用下岩质边坡弯曲倾倒破坏分析 [J]. 岩土力学, 2019(8): 1-10.
- [7] 张海娜, 陈从新, 郑允, 等. 地震作用下的层状岩质边坡块状 - 弯曲倾倒解析分析 [J]. 中国公路学报, 2018, 31(2): 75-85.
- [8] 何怡, 陈学军, 苏丽娜. 反倾岩质边坡块状倾倒破坏模式研究 [J]. 矿业研究与开发, 2016, 36(12): 51-55.
- [9] AMINI M, MAJDI A, VESHADI M A. Stability analysis of Rock Slopes against Block Flexure Toppling Failure[J]. Rock Mechanics and Rock Engineering, 2012, 45(4): 519-532.
- [10] SARMA S K. Stability Analysis of Embankments and Slopes[J]. Geotechnique, 1979, 105(12): 1511-1524.
- [11] 熊将, 王涛, 盛谦. 库区边坡稳定性计算的改进 Sarma 法 [J]. 岩土力学, 2006(2): 323-326.
- [12] 郑颖人, 时卫民, 杨明成. 不平衡推力法与 Sarma 法的讨论 [J]. 岩石力学与工程学报, 2004(17): 3030-3036.

(责任编辑 王利君)