

安康水电站尾水边坡2号复合滑坡体稳定分析

朱岳明¹, 孙统立¹, 吴健²

(1. 河海大学水利水电工程学院, 江苏 南京 210098; 2. 淮河水利委员会建设局, 安徽 蚌埠 233001)

摘要:应用有限元数值计算模型和刚体极限平衡稳定分析方法, 考虑了安康水电站尾水边坡2号复合滑坡体岩体主要断层的结构面、混凝土抗滑桩、渗流、材料非线性以及地震惯性力等因素的影响, 对该边坡体中3个典型可能滑裂面在有、无抗滑桩2种情况下的3种荷载组合工况的稳定安全性进行了计算分析。结果表明, 在目前状态下该复合滑坡体是稳定的, 但仍然需要加强对该滑坡体的日常安全监测和分析工作。

关键词:有限单元法; 岩体裂隙结构面; 边坡稳定; 抗滑桩; 渗流

中图分类号: TV741

文献标识码: A

文章编号: 1006-7647(2004)04-0008-04

1 工程概况

安康水电站位于汉江上游安康市以西18 km处, 装机容量为80万kW, 年发电量28亿kW·h。该工程地质条件极其复杂, 坝北区以震旦纪千枚岩为主, 岩石不耐风化, 岩性软弱。两岸风化深度达30~60 m, 边坡高而不稳定, 工程区具有10多个滑坡群体, 其中最大的滑坡体有22万m³。坝基断面节理发育, 有软弱夹层。

该电站在设计 and 施工过程中曾遇到过一系列复杂的工程技术问题。其中最主要的是与坝址区地质条件有关的坝基深层抗滑稳定和两岸岩体高边坡稳定的问题。设计人员在深入调查滑坡机理的基础上, 提出并落实了多种边坡综合治理措施, 其中以设置大型抗滑桩和清方减载为主, 辅以局部采用锚筋桩和锚杆加固, 设挡土墙, 合理开挖边坡, 坡面保护和排水减压等辅助措施。

大坝右岸2号尾水边坡位于大坝下游乱草沟与无名沟之间, 坝址几条大的断层F₁₈, F₁₀, F₈₁, F₂₀等在这里交汇(图1), 岩体受到切割, 较为破碎, 且降雨入渗和地下水活动强烈。在工程施工期, 曾经有边坡的局部区滑动而造成上部铁路进料线桥台的倾斜, 还影响下部永久建筑物的施工。

据工程建成后所获得的边坡现场多年观测资料, 2号边坡体的位移变化规律仍不是很明显, 但是也无明显的失稳变化倾向。为了进一步论证和力争

弄清该边坡的实际稳定特性和安全性, 笔者运用有限单元法对该裂隙岩质边坡体的渗流特性和应力与变形特性进行了计算分析, 进而对不同计算工况条件下的边坡体稳定性进行了综合评估与评判。

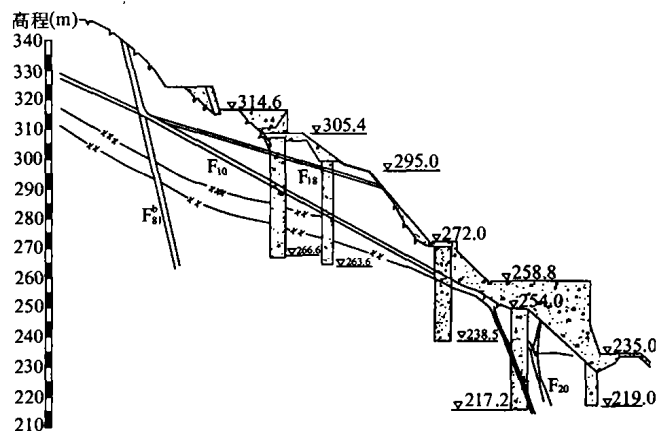


图1 2号滑坡体典型剖面

2 计算方法

2.1 岩体边坡应力与变形计算

针对岩体边坡稳定问题, 应该采用非线性弹塑性材料模型, 以便能够反映岩体材料可能出现的剪切破坏和张拉破坏, 以及发生破坏时的应力转移特性。其中弹塑性状态应力应变关系为

$$\Delta\sigma = D_{ep}\Delta\varepsilon = (D - D_p)\Delta\varepsilon \quad (1)$$

式中: $\Delta\sigma$, $\Delta\varepsilon$ 分别为应力、应变张量增量; D 为弹性矩阵; D_p 为塑性矩阵; D_{ep} 为弹塑性矩阵。

基金项目: 教育部骨干教师资助项目(教技司 65-10); 科技部中奥国际合作资助项目(2001-VI.B.1)

作者简介: 朱岳明(1958—), 男, 浙江长兴人, 教授, 从事水工结构工程研究。

Drucker-Prager 准则考虑了中间主应力的影响,理论上较合理,并且其屈服面光滑,应用比较方便,因而本文也采用了如式(2)所示的该准则。

$$F = \sqrt{J_2} + \alpha I_1 - k = 0 \quad (2)$$

式中: F 为屈服函数; J_2 为偏应力张量第二不变量; I_1 为应力张量第一不变量; α 和 k 为材料参数,与岩质材料的强度参数 c 和 φ 有关。

在复杂应力状态下岩体可能的破坏形式有:受拉破裂、脆性剪切破坏和塑性破坏。为了突出岩体中这些裂隙结构面的存在与作用,在本文的有限单元法计算中,采用了 8 结点结构面单元,以模拟边坡岩体中各个主要结构面的变形、滑动和张裂特性。

沿层面建立一局部坐标系 $O'x'y'z'$,使 z' 沿层面法向, $x'y'$ 在层面内。局部坐标系 $O'x'y'z'$ 与整体坐标系 $Oxyz$ 之间的几何转换矩阵为 T_c ,它由裂隙结构面的走向和倾角来确定^[1]。层面应力与层面上、下盘相对位移之间的关系可按弹塑性理论建立,根据 Mohr-Coulomb 准则来判断层面是否滑动,这里结构面的剪切屈服是一种破坏模式,判别准则为

$$F = \sqrt{\tau_{z'x'}^2 + \tau_{z'y'}^2} + f\sigma_{z'} - c = 0 \quad (3)$$

结构面的拉裂是另一种破坏模式,判别准则为

$$F' = \sigma_{z'} - f_i = 0 \quad (4)$$

式中: $\tau_{z'x'}$, $\tau_{z'y'}$, $\sigma_{z'}$ 分别为结构面单元切向应力和法向应力; c 和 f 为材料强度参数; f_i 为结构面抗拉强度,通常不考虑连通性好的岩体结构面的抗拉强度; F 和 F' 分别为屈服函数。假定一旦结构面局部区发生拉裂破坏,结构面局部区的法向和切向抗力强度将完全丧失,计算中必须通过修改材料矩阵来模拟这一特性,以提高计算结果的精度。

2.2 边坡岩体渗流计算

众所周知,边坡失稳往往伴随着降雨过程的发生,特别是历时长、强度大的暴雨更是经常直接成为边坡失稳破坏的主要诱导因素。尽管在 2 号滑坡体设计时布置了一些坡面防渗和坡底排水减压的渗控措施,但在降雨过程中,坡顶和其后地面降雨入渗的雨水还是会部分渗入边坡体内,对边坡稳定造成不利影响,因此在这次边坡稳定计算分析中除了需要模拟防渗体阻渗行为外,还需考虑降雨入渗非稳定渗透荷载的不利影响。但由于工程资料不全和为工程安全起见,本文没有模拟坡脚排水设施的渗控行为,也没有考虑降雨入渗对岩体 c , φ 等强度参数的弱化作用。

降雨入渗实质上是水分在土壤饱气带中的运动,是一个涉及两相流的过程,即水在下渗过程中驱替空气的过程。根据饱和-非饱和降雨入渗渗流场计算的有限单元法^[2],式(5)为非稳定饱和-非饱和地

下水运动的控制微分方程,式(6)~(11)为初始条件和边界条件。

$$\frac{\partial}{\partial x_i} \left[k_{ij}^s k_r(h_c) \frac{\partial h_c}{\partial x_j} + k_{i3}^s k_r(h_c) \right] + S = [C(h_c) + \beta S_s] \frac{\partial h_c}{\partial t} \quad (5)$$

其中: h_c 为压力水头; t 为时间; x_i, x_j 为坐标($i, j = 1, 2, 3$); S 为源汇项; C 为容水度, $C = \frac{\partial \theta}{\partial h_c}$, θ 为体积含水率,在正压区 $C = 0$; β 为选择系数,在非饱和区等于 0,在饱和区等于 1; k_{ij}^s 为饱和渗透系数张量; k_r 为相对透水率,在非饱和区 $0 \leq k_r < 1$,在饱和区 $k_r = 1$; S_s 为饱和土体弹性贮水率,对非饱和土体, $S_s = 0$ 。

初始条件:

$$h_c(x_i, 0) = h_c(x_i, t_0) \quad (6)$$

边界条件:

$$h_c(x_i, t) \Big|_{\Gamma_1} = h_{c1}(x_i, t) \quad (7)$$

$$- \left[k_{ij}^s k_r(h_c) \frac{\partial h_c}{\partial x_j} + k_{i3}^s k_r(h_c) \right] n_i \Big|_{\Gamma_2} = q_n \quad (8)$$

$$- \left[k_{ij}^s k_r(h_c) \frac{\partial h_c}{\partial x_j} + k_{i3}^s k_r(h_c) \right] n_i \Big|_{\Gamma_3} \geq 0, \quad \text{且 } h_c \Big|_{\Gamma_3} = 0 \quad (9)$$

$$- \left[k_{ij}^s k_r(h_c) \frac{\partial h_c}{\partial x_j} + k_{i3}^s k_r(h_c) \right] n_i \Big|_{\Gamma_4} = q_r \quad (10)$$

$$- \left[k_{ij}^s k_r(h_c) \frac{\partial h_c}{\partial x_j} + k_{i3}^s k_r(h_c) \right] n_i \Big|_{\Gamma_5} = q_\theta \quad (11)$$

式中: q_n, q_r, q_θ 为法向流量,以外法线方向为正; n_i 为外法线方向余弦; t_0 为初始时刻; Γ_1 为水头边界; Γ_2 为流量边界; Γ_3 为饱和逸出面边界; Γ_4 为降雨入渗面边界; Γ_5 为非饱和入渗或逸出面边界。

但在实际工程的渗流场中,自由面的位置、逸出面的大小及实际渗流域的大小事先是未知的,上述渗流问题是一个颇为复杂的材料和边界双重非线性问题,需迭代求解^[2]。

2.3 边坡稳定计算方法

在工程应用中,目前仍然广泛采用按刚体极限平衡法来确定边坡的稳定安全系数,以此作为评价和判断边坡是否稳定的依据。这种方法在二维边坡问题中已经得到了广泛、成功的应用,具有丰富的经验。在三维边坡稳定问题中,目前还没有一种普遍适用且理论上严密的边坡稳定计算方法。通常先基于复杂和尽可能精度高的非线性力学模型和理论,用有限单元法对边坡进行三维整体变形和受力状态的仿真分析,包括所有可能滑裂面上的变形和应力情况;再按某种滑裂面稳定安全系数计算方法,计算出滑裂面上各点的安全系数,或整体安全系数,或者以

屈服区范围大小来评估边坡的稳定性. 由于缺少统一的标准, 将有限单元法计算的结果直接作为稳定性评判依据还存在一定的困难, 如果将抗剪强度参数缩小为原来的若干分之一, 直接计算临界状态, 则在数值计算上也会存在一定的困难, 失稳时会使通常的求解方法不收敛. 目前较多采用的是, 有了有限单元法的应力计算结果后, 计算出滑裂面上等效的下滑力和阻滑力, 然后再按传统的刚体极限平衡法, 求出各个相应的稳定安全系数, 其中最小者即作为该边坡的稳定安全系数, 作为边坡稳定性综合评判的依据.

在已知滑裂面和受力状态的情况下, 可按式(12)计算滑裂面所经过各单元的下滑力和阻滑力, 以及整个滑裂面上的下滑力和阻滑力, 稳定安全系数 K 就定义为阻滑力和下滑力的比值. 一般需要采用数学优化算法, 找出边坡中最小安全系数的滑裂面和滑动方向.

$$K = \frac{\sum_i (c - \sigma_z f)_i A_i \cos \alpha_i}{\sum_i A_i \tau_i \cos \beta_i} \quad (12)$$

$$\tau_i = \sqrt{\tau_{x'x'}^2 + \tau_{y'y'}^2}$$

式中: $\sum_i$ 表示对滑裂面所经过各单元求和; A_i 为滑裂面经过第 i 个单元的面积; c_i 和 f_i 为该单元的抗剪强度参数; α_i 为该单元点运动方向与滑动方向的夹角; β_i 为该单元剪应力方向与滑移方向的夹角; $\tau_{x'x'}$, $\tau_{y'y'}$ 和 σ_z 分别为该单元切向应力和法向应力.

式(12)也适用于二维问题, 当滑裂面为平面或圆弧面时, 式中 $\alpha_i = \beta_i = 0$. 若滑裂面为折面或非圆弧面, 可以采用优化方法确定滑移方向^[3].

上述方法考虑了边坡滑裂面上实际应力分布对稳定的影响, 以此为判据, 参照相应规范, 就可评定边坡的安全稳定性.

3 2号边坡体的稳定分析^①

经过对安康2号边坡体的工程地质情况和增稳加固措施的分析, 确定了数值计算模型. 其中对该边坡体稳定性影响最大的断层是 F_{81}^b , F_{18} , F_{10} 和 F_{20} (图1), 而 F_{18} 和 F_{10} 为缓倾角断层, 抗剪强度参数又较低, 构成可能的主滑裂面, F_{81}^b 和 F_{20} 为陡倾角断层, 对边坡主要起切割作用. 此外, 沿 F_{10} 破碎影响带和三甲线下侧, 也需作为一个主滑裂面进行校核. 该滑裂面上的抗剪强度参数高于断层面上的, 但其位置较深, 抗滑桩的嵌固作用相对较弱. 因此, 在有限元网格中布置了3层结构面单元, 分别模拟抗滑桩

嵌固段中沿浅中层、中层和深层的可能滑动. 图2为2号滑坡体三维有限元计算的单元网格, 网格中包含了50多根混凝土抗滑桩, 共有3644个空间六面8结点等参单元和4453个结点.

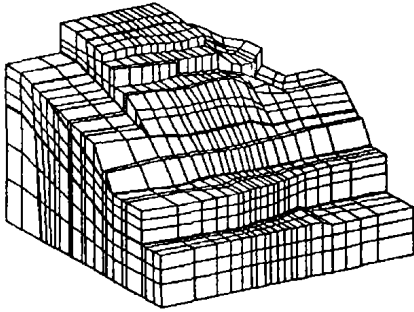


图2 2号滑坡体三维有限元网格

在边坡稳定计算分析中, 分别对有抗滑桩和无抗滑桩2种情况各按下列3种荷载工况计算了边坡体中的位移和应力, 以及上述主滑裂面上的安全系数. 工况1、工况2和工况3的荷载组合情况分别为: 自重, 自重+渗流作用, 自重+渗流作用+水平地震惯性力. 其中地震惯性力按文献[4]进行计算, 当作体积力加在滑坡体上. 图3至图6给出了工况3在有、无抗滑桩2种情况下, 2号滑坡体典型剖面上的位移和主应力分布情况, 其中水平位移以指向坡内方向为正, 应力以拉应力为正.

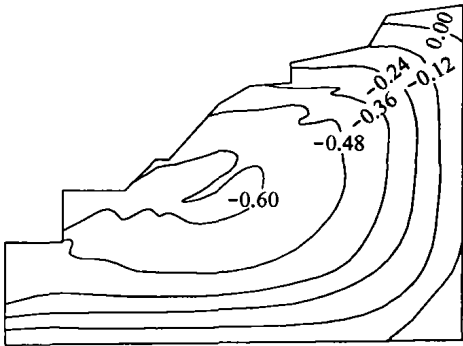


图3 工况3有抗滑桩时 x 向位移分布(单位: cm)

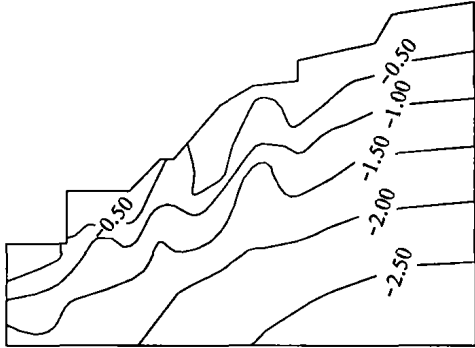


图4 工况3有抗滑桩时 σ_3 分布(单位: MPa)

表1列出了考虑和不考虑边坡体中抗滑桩作用时在上述3种不同荷载组合工况条件下3个典型滑

①朱岳明, 黄文雄, 等. 安康水电站右岸尾水边坡2#复合滑坡体的稳定计算分析. 河海大学, 1995.

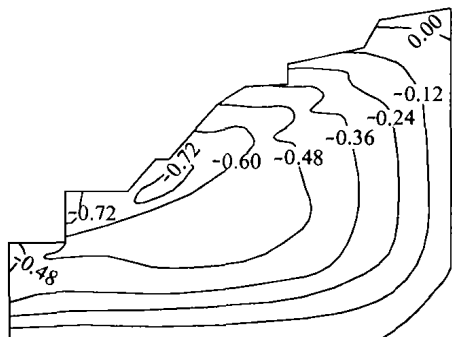


图5 工况3无抗滑桩时 x 向位移分布(单位:cm)

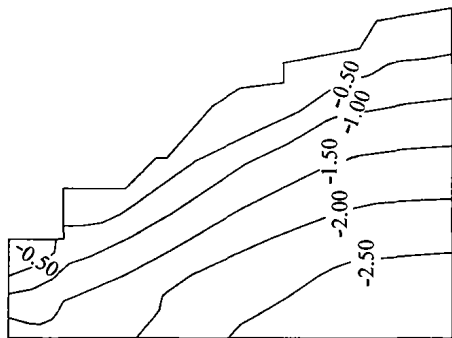


图6 工况3无抗滑桩时 σ_3 分布(单位:MPa)

裂面上的抗滑稳定安全系数的大小.在有桩的情况下,计算滑裂面下滑力和阻滑力时,没有计入桩体单元本身对下滑力和阻滑力的贡献,因为笔者认为桩体本身抗剪强度很高,桩体失效通常不是由桩体剪切强度所控制,而是由周围岩体的抗压或抗剪强度所控制的;另外,不计入滑裂面上桩体单元的下滑力和阻滑力还可使表1中的结果相互间更具有可比性.

表1 2号滑坡体抗滑稳定安全系数

滑裂面	抗滑稳定安全系数					
	考虑抗滑桩			不考虑抗滑桩		
	工况1	工况2	工况3	工况1	工况2	工况3
1	1.331	1.317	1.211	1.161	1.125	1.031
2	1.250	1.176	1.081	1.067	0.988	0.920
3	1.558	1.259	1.191	1.526	1.233	1.166

综合边坡体中的位移和应力计算成果,以及表1抗滑安全系数的大小,可得边坡的抗滑稳定安全性分析结论如下:①各级荷载下的位移和应力具有明显的规律.自重荷载下,铅直位移靠边坡内侧较大,水平位移则坡角较大.②渗流荷载和水平地震惯性力使水平位移明显增大,对边坡的稳定性极为不利.③渗流荷载使主压应力减小,渗流对边坡稳定性的影响不仅在于产生顺坡向的渗透压力,还在于使有效压应力减小.④有抗滑桩和无抗滑桩2种情况相比,后者位移明显变大,安全系数变小.⑤在3个典型滑裂面上,滑面2的抗剪强度最低,滑面1次之,滑面3最高,滑面2的抗滑安全系数最低(表1).

按照文献[5]对坝坡抗滑稳定性的有关规定,安全系数在正常条件下应达到1.20,在非常运用条件

(I)下应达到1.10,在非常运用条件(II)下应达到1.05.工况1和工况3可分别对照正常条件和非常运用条件(II),3个滑裂面的抗滑安全系数都大于规范要求值.工况2滑裂面2的抗滑安全系数最小,为1.176,若套用非常运用条件(I),则能满足稳定条件;若套用正常运用条件,则该安全系数偏小.但考虑到下述一些因素,笔者认为滑裂面2目前仍然是安全的.这些因素为:①渗流场计算时是按最危险情况考虑的,认为暴雨使得边坡顶部地面有积水,并且由于缺少资料,未考虑排水设施作用;②稳定计算中未考虑边坡中的锚筋桩和锚杆等加固措施的作用,偏于保守,并且在计算滑裂面抗滑稳定系数时,也未计入抗滑桩桩体本身的抗剪强度,这也是偏于保守的.

4 结 语

本文先用非线性有限单元法对安康水电站大坝下游右岸岩体尾水边坡2号滑坡体进行三维整体结构计算,得到边坡体中的变形和应力状态后,再根据滑坡体的具体地质情况以及3种典型荷载工况和3个可能滑裂面,分别在考虑和不考虑抗滑桩的情况下进行了边坡稳定安全系数的计算分析,主要结论有:

a. 多种工况和多个滑裂面的计算结果表明,2号滑坡体在目前情况下是稳定的.

b. 若在边坡体中不设抗滑桩,则边坡的稳定安全系数偏小,因此抗滑桩的设计布置是很合适的,起到显著的边坡稳控作用.

c. 鉴于该边坡的地质条件复杂和抗滑稳定安全储备并不很高,特别是滑裂面2的抗滑安全系数偏小,且通常边坡失稳几乎都与降雨入渗有关,建议仍然要坚持对该边坡的位移进行监测,并及时进行分析论证.

d. 在上述边坡稳定分析的渗流影响作用中,没有考虑渗透水流对岩体特别是对岩体中裂隙结构面抗剪强度参数的影响,要加强边坡体的渗控作用,特别是排水降压渗控设施的健全和其排水畅通性,防止长时间暴雨期间造成边坡内地下水位过高.

参考文献:

- [1] Wittke W. Felsmechanik—Grundlage fuer wirtschaftlichen Felsbau im Fels[M]. Berlin: Springer Verlag, 1986.
- [2] 朱岳明, 龚道勇. 三维饱和-非饱和渗流场求解及其逸出面边界条件处理[J]. 水科学进展, 2003, 14(1): 67~71.
- [3] 邵国建, 卓家寿, 章青. 岩体稳定性分析与评判准则研究[J]. 岩石力学与工程学报, 2003, 22(5): 691~696.
- [4] SDJ10-78, 水工建筑物抗震设计规范[S].
- [5] SDJ12-84, 碾压式土石坝设计规范[S].

(收稿日期:2003-11-04 编辑:骆超)