

DOI: 10.16285/j.rsm.2015.05.030

基于离散元的重力坝多滑面深层抗滑稳定分析

杨利福^{1,2}, 常晓林^{1,2}, 周 伟^{1,2}, 程勇刚^{1,2}, 马 刚^{1,2}

(1. 武汉大学 水资源与水电工程科学国家重点实验室, 湖北 武汉 430072; 2. 武汉大学 水工岩石力学教育部重点实验室, 湖北 武汉 430072)

摘 要: 重力坝的深层抗滑稳定分析多采用刚体极限平衡法和非线性有限元法, 但刚体极限平衡法不能反映坝基岩体渐进失稳过程和破坏的力学机制, 非线性有限元法模拟岩体不连续效率低, 且还未有统一的失稳判据。基于离散块体边界应力计算结果, 提出重力坝坝基多滑面抗滑稳定安全系数计算公式, 并探讨了以坝体-坝基系统能量突变作为坝基失稳判据的物理意义。通过与非线性有限单元法、刚体极限平衡法计算结果的比较, 验证了所提方法及判据的可靠性及合理性。结合向家坝水电站重力坝泄 12[#]坝段进行计算分析, 结果表明: 基于离散元强度储备系数法搜索的坝基失稳通道由坝基岩体屈服区和结构面滑移带组成, 所提计算方法与判据适用于实际工程的坝基深层抗滑稳定计算分析, 且计算结果偏安全。

关 键 词: 离散元; 重力坝; 多滑面; 安全系数; 失稳判据; 能量突变

中图分类号: TU 457

文献标识码: A

文章编号: 1000-7598 (2015) 05-1463-09

Deep anti-sliding stability analysis of gravity dam with multiple sliding planes based on distinct element method

YANG Li-fu^{1,2}, CHANG Xiao-lin^{1,2}, ZHOU Wei^{1,2}, CHENG Yong-gang^{1,2}, MA Gang^{1,2}

(1. State Key Laboratory of Water Resources and Hydropower Engineering Science, Wuhan University, Wuhan, Hubei 430072, China;

2. Key Laboratory of Rock Mechanics in Hydraulic Structural Engineering of Education Ministry, Wuhan University, Wuhan, Hubei 430072, China)

Abstract: Although the limit equilibrium method for rigid bodies and the nonlinear finite element method are commonly used to analyze the deep anti-sliding stability of gravity dams, the limit equilibrium method does not capture the feature of progressive failure of gravity dam, and the nonlinear finite element method cannot effectively simulate the behavior of discontinuous rock masses. In addition, a unified failure criterion has yet to be developed for the finite element analysis. Using the calculated boundary stresses based on the discrete block method, a formulation is derived for calculating the factor of safety with regard to the deep anti-sliding stability of gravity dams with multiple sliding planes, and the physical meaning of the dam foundation failure criterion based on the energy mutation of the dam-foundation system is clarified. By comparing the calculated results of the finite element method and the limit equilibrium method, the proposed method and criterion are validated. A case study is performed on the 12th section of Xiangjiaba Gravity Dam, and the results indicate that the instability zone of dam foundation is composed of a yield zone of rock mass foundation and a sliding zone of structural planes. This implies that the proposed method and criterion is capable of addressing the deep anti-sliding stability of gravity dams, and yielding a reasonable factor of safety for dam design.

Keywords: distinct element method; gravity dam; multiple sliding surfaces; safety factor; failure criterion; energy mutation

1 引 言

《混凝土重力坝设计规范》(DL 5108—1999)^[1]和 (SL 319—2005)^[2]规定: 当坝基岩体内存在软弱结构面缓倾角裂隙及坝下游经冲刷形成临空面等情况时需核算深层抗滑稳定, 并有必要的安全储备。重力坝的深层抗滑稳定分析采用刚体极限平衡分析

方法和非线性有限元法。

刚体极限平衡法因其概念清晰、简单实用且积累了丰富的工程经验而被规范推荐使用, 但规范规定只适用于单滑面和双滑面情况, 且计算过程要假定块体条间力倾角, 而安全系数受该倾角的影响较大。为此, 陈祖煜等^[3]提出重力坝深层抗滑稳定 SARMA 法; 陈际唐等^[4]改进了坝基深层抗滑稳定

收稿日期: 2013-12-26

基金项目: 国家自然科学基金资助项目 (No. 51179139)。

第一作者简介: 杨利福, 男, 1987 年生, 博士研究生, 主要从事高坝结构数值仿真方面的研究工作。E-mail: yanglif0598@163.com

通讯作者: 周伟, 男, 1975 年生, 教授, 博士生导师, 主要从事高坝结构数值仿真方面的教学与研究。E-mail: zw_mxx@163.com

刚体极限平衡法；孙建生等^[5]提出基于分项系数的三滑裂面相等可靠余度重力坝深层抗滑稳定计算方法；孙冠华等^[6]给出了重力坝双滑面抗滑稳定分析中抗力角的建议取值。但上述改进都是基于刚体极限平衡法，该方法只考虑力的平衡，没有考虑变形协调条件和材料本构关系，只能给出整体抗滑稳定安全系数。因此，刚体极限平衡法只提供了一个在极限状态下满足静力平衡的解，不能反映坝基岩体渐进失稳的过程和破坏的力学机制。

非线性有限元法可以求得坝基、软弱结构面的受力、破坏情况以及坝基的渐进破坏过程，能够自动搜索滑动面，但计算结果存在网格依赖性，滑移通道内存在应变局部化现象，目前还未有统一的、普遍认可的失稳判据，安全系数难以准确确定^[7-9]。此外，由于坝基内的岩体存在大量不同方向、规模、产状和特性的不连续性结构面（如层面、片理、节理、软弱夹层、断层破碎带等），在外来因素作用下，这些结构面往往会产生不同程度的张开、滑移等不连续变形，而非线性有限元法所构造的位移模式是协调的，尽管可以在有限元中设置各种接触单元，以模拟不连续变形，但对于实际工程，接触单元参数难以确定，接触单元数目过多也将导致数值方程组有一定程度的病态，致使数值计算不稳定^[10]。

离散单元法以力与位移关系及牛顿第二定律为基本方程，采用动态松弛法将非线性静力问题转化为动力问题，即对临界阻尼方程进行逐步积分。为了获得准静态解，离散单元法采用质量阻尼和刚度阻尼来吸收系统动能，当阻尼系数取值稍小于某一临界阻尼时，系统的振动将以最快速度消失，同时收敛于静态值^[11]。此外，离散单元法基于非连续介质的变形理论，将节理、裂隙、断层等构造面和不同材料分区的界面等作为块体的边界，块体与块体之间用法向及切向弹簧连接，并允许块体产生大位移变形和旋转。块体与块体之间的接触力能精确地满足平衡条件；块体内部可被再次细化成有限差分单元网格，并且每一个单元都根据规定的线性或者非线性应力-应变规律响应^[12]，因此，块体之间的力学平衡关系与刚体极限平衡法相似，块体内部又兼有有限元的一些特点。

目前，在重力坝坝基抗滑稳定分析中考虑坝基岩体不连续性的一般方法有界面元法和离散元法。如 Zhou 等^[13]采用各向异性薄层单元和无厚度接触摩擦单元来模拟坝基软弱夹层和节理及裂隙；王义锋等^[10]在有限元基础上引入界面元研究了向家坝重力坝深层抗滑稳定问题；Su 等^[14]采用 DDA

(discontinuous deformation analysis) 法研究了长江三峡大坝左岸 3[#]坝段的深层抗滑稳定；张国新等^[12]进行过 DDA 和有限元用于深层抗滑稳定的比较；王辉等^[15]通过离散元商业软件 UDEC 研究了流-固耦合对重力坝深层抗滑稳定安全系数的影响。上述研究的重点主要是借助界面元法或者离散元法研究坝基抗滑稳定安全系数，未对大坝失稳机制、失稳判据、渐进破坏模式进一步研究。本文基于离散块体边界应力计算结果提出了适用于多滑面的安全系数计算公式，并探讨以坝体-坝基系统能量作为离散元强度折减法失稳判据的物理意义，通过算例验证了本文所提方法的可靠性及合理性，并将其运用于向家坝重力坝泄 12[#]坝段。计算结果表明，与传统有限元法及刚体极限平衡法所得结果一致。

2 安全系数计算公式

规范^[1-2]不考虑滑面上的应力分布情况，根据刚体极限平衡法将坝体及其下部滑动块体隔离出来（图 1）计算坝基抗滑稳定安全系数。但由于刚体极限平衡法没有考虑坝基岩体的应力-应变关系，它所对应的工作状态是虚拟的，求出的底滑面和刚体界面间的力不能代表滑移体产生滑移变形时真实存在的力，也无法分析失稳的发生和发展过程，更无法考虑变形对深层抗滑稳定的影响，所求出的安全系数只能得到一个近似的整体安全度的概念^[16]。

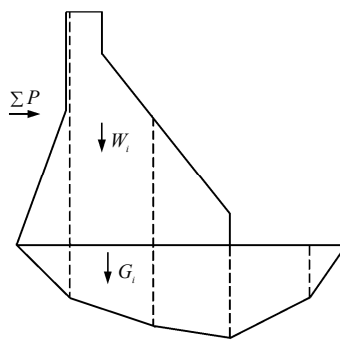


图 1 多滑面示意图

Fig.1 Schematic diagram of multiple sliding planes

规范^[1-2]推荐的安全系数计算公式只适用于单滑面和双滑面情况，且计算过程中需要假定块体条间力倾角。为解决上述不足，本文根据离散元计算的滑块界面应力结果提出多滑面抗剪断强度安全系数计算公式为

$$K = \frac{\sum_{i=1}^n \int_{l_i} f_i \sigma'_n dl + \sum_{i=1}^n c_i l_i}{\sum_{i=1}^n \int_{l_i} \tau dl} \quad (1)$$

式中： f_i 、 c_i 分别为滑面 i 的摩擦系数、黏聚力； σ'_n 、 τ 分别为滑面上的法向有效应力、切向应力， $\sigma'_n = \sigma_n - p$ ， σ_n 、 p 分别为法向应力、孔隙水压力； n 为滑面数，当 $n=2$ 时，式（1）退化为双滑面情况。

3 失稳判据

基于非线性有限元法的系统整体失稳判据主要有4个：塑性屈服区贯通法、位移突变法、有限元迭代不收敛、能量法。栾茂田等^[17]认为，用计算的收敛性作为判别标准不具有一般的广泛性，其适用性还有待进一步探讨，建议采用塑性应变作为失稳的标准；赵尚毅等^[18]认为，用滑动面上的屈服区是否贯通作为判别标准，不具备充分性，屈服区贯通是破坏的必要条件，并不是充分条件；葛修润^[19]、刘金龙^[20]等建议，联合采用特殊点处位移是否突变和塑性区是否贯通作为依据。目前，关于有限元法失稳判据还没有得出统一的结论。

离散元法基于不连续介质的变形理论，能够模拟块体之间的接触和分离，当系统在外荷载作用下不能保持平衡时，将通过块体分离或相互滑动（丧失完整性）来耗散能量。因此，通过块体系统的能量变化来判断系统是否失稳具有一定的物理意义。

在材料强度降低过程中，块体边界应力重分布，块体位置更新，作用在边界上的荷载对块体做功，这部分功称为边界功。当系统失稳时，块体位移急剧增长，边界功进入质变阶段，其计算公式为

$$W = \sum_{i=1}^{ngp} (F_{xi}u_{xi} + F_{yi}u_{yi}) \quad (2)$$

式中： W 为边界功； ngp 为边界节点数； F_{xi} 、 F_{yi} 分别为作用在边界节点 i 上 x 、 y 方向的力； u_{xi} 、 u_{yi} 为边界节点 i 的 x 、 y 方向位移。

当系统处于平衡状态时，势能总是取最小值才能保证系统的稳定，在岩体和结构面强度降低过程中，当结构面无法提供维持块体稳定的力时，块体将势能转换为动能，并开始向势能最低处运动。此时，块体之间产生滑动，块体间的摩擦功急剧增加，系统势能也急剧变化，且有

$$\Delta U_b = \sum_{i=1}^{ngp} m_i (g_x \cdot \Delta u_{xi} + g_y \cdot \Delta u_{yi}) \quad (3)$$

式中： ΔU_b 为系统势能增量； m_i 为节点 i 的质量； g_x 、 g_y 分别为 x 、 y 向加速度，对于静力问题， g_y 为重力加速度， $g_x = 0$ ； Δu_{xi} 、 Δu_{yi} 分别为节点 i 在

初始平衡状态下至另一平衡状态下的 x 、 y 方向位移，即2个平衡状态下的位移差，本文选取降强前的稳定状态为初始状态。当 $f_{si} \geq f_{si\max}$ 时，节理面错动并产生摩擦功：

$$U_f = \sum_{t=1}^{nstep} \sum_{i=1}^{njoint} \frac{1}{2} (f_{si} + f'_{si}) \Delta u'_{si} \quad (4)$$

式中： U_f 为系统摩擦功； $nstep$ 、 $njoint$ 分别为总计算步、总接触数； f'_{si} 、 f_{si} 分别为前一计算步、当前计算步的切向接触力； $\Delta u'_{si}$ 为接触对上切向位移增量； $f_{si\max}$ 为最大允许切应力， $f_{si\max} = f_{ni} \tan \varphi_i + c_i$ ， f_{ni} 为法向应力； φ_i 、 c_i 为接触对的内摩擦角和黏聚力。

关键点位移发展规律不仅与渐进破坏模拟方法（超载法、强度储备系数法）有关，而且与坝基失稳的破坏模式有关。另外，位移突变的关键点不容易找到，不同关键点位移突变也不一定同步。因此，位移突变法不一定能够准确获得坝基系统的安全系数^[17]。由式（2）～（4）可知，能量突变法是以块体或者结构面的位移为基础，考虑了系统所有点（包括关键点）的位移变化情况，并具有明确的物理意义，可以有效地解决位移突变法的不足。

4 算例

为检验所提的方法及判据的可靠性及合理性，本文在商业离散元软件 UDEC 平台上通过 Fish 语言将式（1）～（4）编制成相应程序，采用文献[15]中的计算模型、计算参数及工况，考虑结构面水压力作用后进行了强度折减（等比例降强）计算分析，同时选取了6个关键点对位移发展进行观测，关键点位置如图2所示。

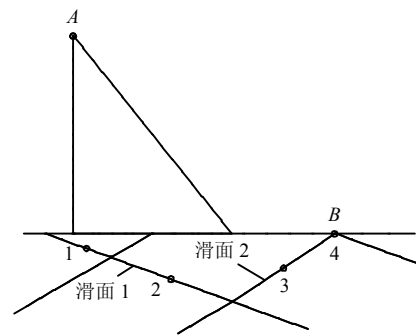


图2 关键点位置图

Fig.2 Locations of key points

图3、4分别为坝体及结构面关键点位移发展图。从图中可知，在坝基岩体及结构面强度参数等

比例折减过程中, 关键点 A 、 B 的位移分别在 $K = 2.68$ 、 $K = 2.38$ 开始加剧变化; 但接触面关键点 3、4 切向位移在 $K = 2.32$ 时, 急剧增长, 法向位移无明显变化。各关键点位移变化并没有统一规律, 考虑到点 B 为关键点 3、4 所在滑面 2 的出露点, 关键点 3、4 的切向位移突变后, 点 B 位移变化速率在 $K < 2.38$ 时无明显变化, 因此, 若以关键点位移突变为判据, 则认为安全系数介于 $2.38 \sim 2.68$ 。

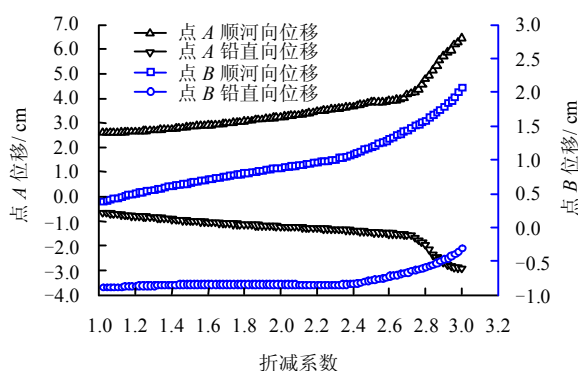


图3 坝体关键点位移曲线
Fig.3 Displacement curves at key points

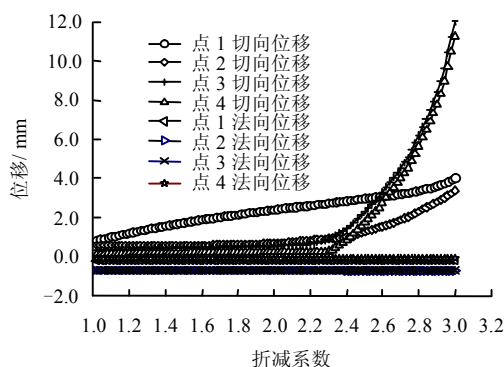


图4 结构面关键点位移曲线
Fig.4 Displacement curves at some key points on the structure planes

图 5 为大坝-坝基系统在降强过程中能量发展图。与位移发展曲线相比, 坝基-坝体系统不同能量曲线变化规律较为一致, 势能增量、边界功及摩擦功曲线均在 $K = 2.70$ 时产生拐点, 因此, 若以能量突变作为失稳判据, 则认为安全系数为 2.70。

图 6 为坝体蓄水后, 滑面 1 及滑面 2 上应力及孔隙水压力分布图。基于离散块体边界应力结果, 根据式 (1) 计算的安全系数 $K = 2.63$ 。从图中可知, 法向应力及孔隙水压力沿滑面 1、2 基本呈线性分布, 与《混凝土重力坝设计规范》(SL 319—2005) [2] 关于坝底面扬压力分布规定一致, 但规范未考虑滑

动面上的应力分布, 离散元计算结果可作为上述不足的补充。若以屈服区贯通作为判据, 则坝基-坝体在 $K = 2.70$ 时失稳, 其失稳模式为: 坝体及其下部岩体沿滑面 1 滑移带、滑面 2 附近岩体大面积屈服而丧失承载力, 如图 7 所示。

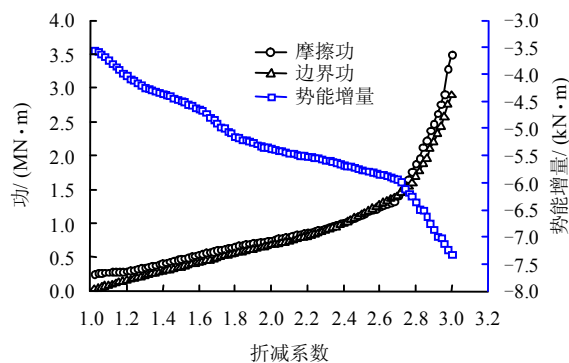


图5 能量发展图
Fig.5 Energy development curves

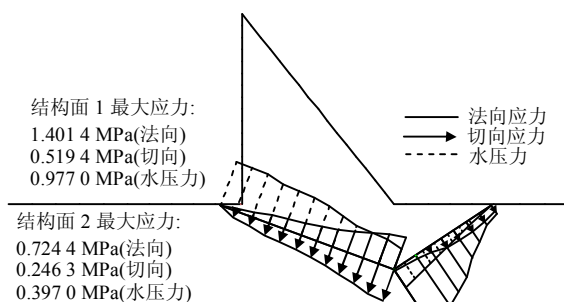


图6 滑面应力及孔隙水压力分布
Fig.6 Distribution of water pressure and stress on sliding surface

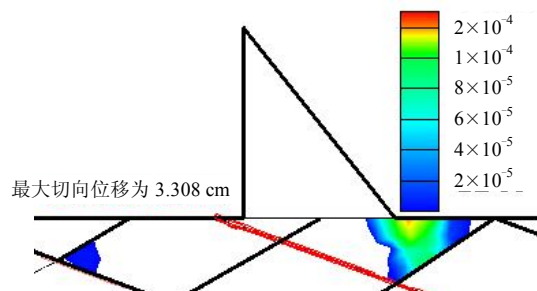


图7 $K=2.72$ 时结构面滑移带及坝基屈服区分布图
Fig.7 Sliding zones of structural planes and yield zone distribution in dam foundation at $K=2.72$

表 1 为采用离散元商业软件 UDEC 以不同计算方法所得的安全系数。从表中可知, 以能量突变作为失稳判据而得的安全系数与其他方法较为相近, 说明本文所提的失稳判据及计算方法是合理的, 计算结果是可靠的。基于离散块体边界应力结果, 根

据式(1)计算的安全系数比文献[15]等 K 法小 0.12, 这主要是由于文献[15]假设滑面 2 的扬压力为 0, 且等 K 法假设滑面的法向应力是均匀分布。

表 1 不同方法所得的安全系数
Table 1 Safety factors obtained with different methods

计算方法	安全系数	备注
强度储备系数法	2.74 ^[12]	判据: 计算不收敛
	2.38~2.68	判据: 关键点位移突变
	2.72	判据: 屈服区贯通
	2.70	判据: 能量突变
式 (1)	2.63	
等 K 法	2.75 ^[12]	假设滑面 2 无扬压力

5 工程应用

向家坝水电站是金沙江梯级开发中的最末一个梯级电站, 水电站装机容量为 6 000 MW, 是我国西电东输的骨干电源点之一。向家坝水电站为一大(1)型工程, 拦河大坝为 I 级建筑物, 拦河大坝采用常态混凝土实体重力坝, 最大坝高为 162 m。坝址位于向家坝峡谷河段出口处, 两岸地形整齐, 无大型冲沟切割, 河谷形态呈左缓、右陡的不对称的 U 型, 底宽为 500 m 左右。

5.1 计算模型及参数

向家坝泄 12[#]坝段坝高 142 m, 建基面高程为 240.0 m, 正常蓄水位工况下上游水位为 380.0 m, 下游水位为 265.8 m, 坝前淤沙高程为 310.0 m。坝基岩体及结构面分别采用 Mohr-Coulomb 材料、Mohr-Coulomb 接触模型来模拟, 材料参数见表 2、3, 计算模型上、下游及地基取 3 倍坝高(见图 8)。考虑水库正常蓄水工况, 计算分析分 3 个阶段进行: ①施加自重应力; ②施加水荷载及淤沙压力, 并考虑渗流特性; ③利用 UDEC 的 Fish 程序等比例同步降低坝基岩体及结构面强度, 计算坝基抗滑稳定安全系数。

表 2 岩块物理力学参数^[21-24]
Table 2 Physical and mechanical parameters for rock blocks^[21-24]

类别	重度 /(kN/m ³)	弹性模量 /GPa	摩擦系数	黏聚力 /MPa	泊松比
Ⅱ~Ⅲ ₁ 类	26.0	9.00	1.125	1.250	0.235
Ⅲ ₁ 类	26.0	7.25	0.990	1.000	0.250
Ⅲ ₂ 类	26.0	4.50	0.865	0.800	0.280
Ⅳ类	26.0	3.50	0.650	0.450	0.300
Ⅳ~Ⅴ类	26.0	1.85	0.500	0.300	0.350
Ⅴ类	26.0	1.65	0.450	0.200	0.370
软弱夹层	23.0	1.28	0.395	0.115	0.400

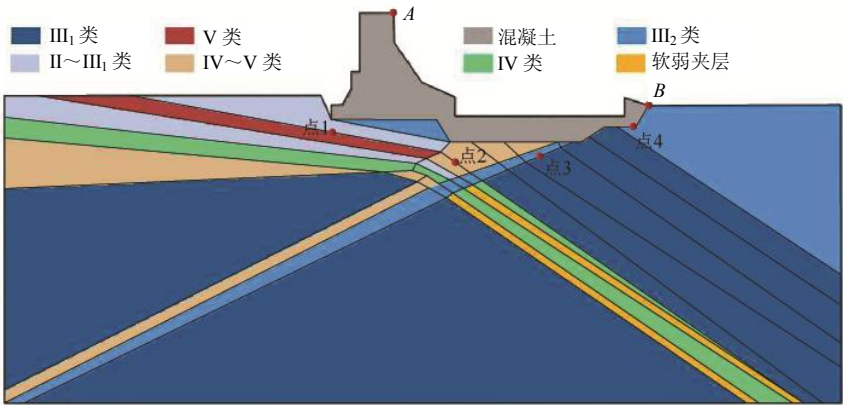


图 8 计算模型及关键点分布图
Fig.8 Calculation model and key point distribution

表 3 结构面物理力学参数^[21-24]
Table 3 Physical and mechanical parameters for structure planes^[21-24]

接触面类别	法向刚度 / (GPa/m)	切向刚度 / (GPa/m)	摩擦系数	黏聚力 / MPa	渗透因子 / (MPa ⁻¹ · s ⁻¹)	初始隙宽 / mm	残余隙宽 / mm	
建基面	2.50	2.00	0.60	0.80	1.0×10 ⁴	0.5	0.05	
Ⅴ类	Ⅱ～Ⅲ ₁ 类	1.81	0.92	0.44	0.15	3.0×10 ⁸	1.0	0.10
	Ⅲ ₂ 类	1.81	0.92	0.41	0.14	3.0×10 ⁸	1.0	0.10
	Ⅳ～Ⅴ类	1.81	0.92	0.40	0.12	5.0×10 ⁸	1.0	0.10
	Ⅱ～Ⅲ ₁ 类	2.32	0.73	0.35	0.10	3.0×10 ⁸	1.0	0.10
Ⅳ类	Ⅳ～Ⅴ类	2.32	0.73	0.30	0.10	3.0×10 ⁸	1.0	0.10
	软弱夹层	1.81	0.92	0.37	0.07	5.0×10 ⁸	1.5	0.15

注：其他结构面接触面刚度按照文献[12]中公式计算，其余参数按照表 3 取大值。

5.2 计算结果分析

图 9 为坝体关键点的位移发展图。当 $K < 2.0$ 时, 坝体关键点位移基本不变, 当强度折减系数 K 为 2.72~2.74 时, 关键点位移发展趋势曲线出现明显的拐点; 结构面关键点 1 的切向位移在 $K = 2.08$ 时开始加剧变化, 当 K 为 2.70~2.72 时, 结构面上 4 个关键点切向位移曲线都出现拐点, 见图 10(a); 但结构面上各关键点法向位移曲线拐点较为分散, 见图 10(b)。因此, 以关键点位移曲线突变作为判据则安全系数 K 为 2.70~2.74。

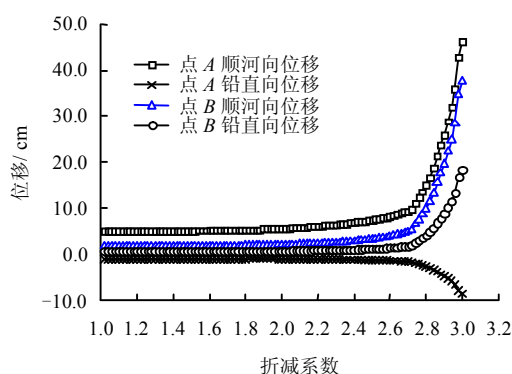
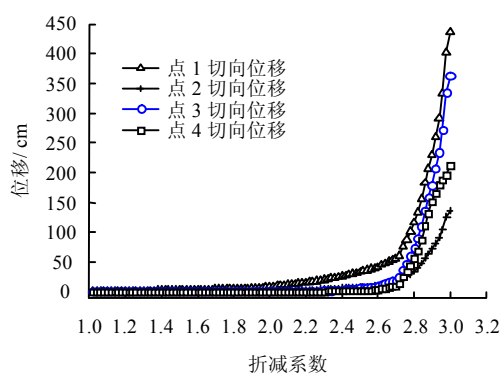


图 9 泄 12[#]坝段坝体关键点位移曲线

Fig.9 Displacement curves at some key points at 12th section dam



(a) 切向

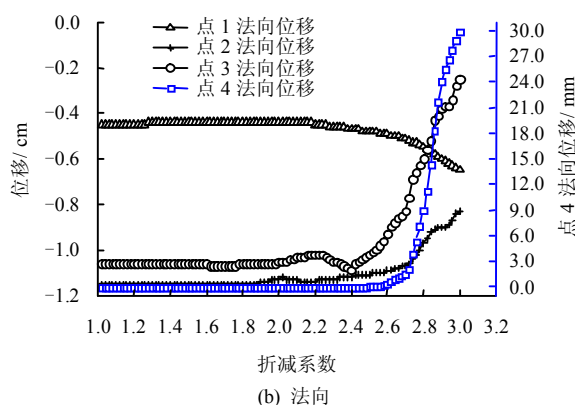


图 10 泄 12[#]坝段结构面关键点位移曲线

Fig.10 Displacement curves at some key points on structure plane at 12th section dam

图 11 为 $K = 2.78$ 时塑性区及滑移带分布图(红色线条粗细表示滑移量大小), 此时坝踵出现拉剪屈服, 下游侧坝基岩体大面积屈服, 基岩抗力体破坏。在上游水推力作用下, 坝体及其下方 II~III₁ 类岩体发生滑移, 因此, 若以屈服区贯通为判据认为安全系数 $K = 2.78$ 。离散元计算的失稳破坏模式及安全系数与有限元计算结果(见图 12)一致, 基于离散元的大坝失稳机制为: 坝基下游侧底部岩体大面积屈服, 尾岩抗力体破坏, 坝体及其下部岩体沿 V 类、III₂ 类岩层界面滑出(见图 13), 失稳通道由滑移带和屈服区组成。

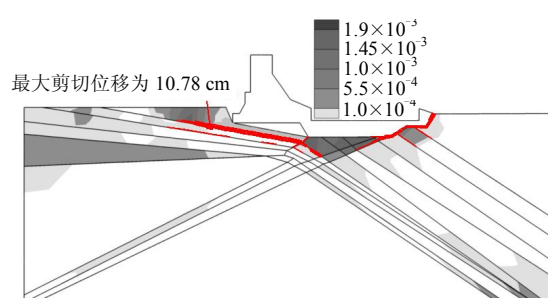


图 11 $K=2.78$ 时泄 12[#]坝段滑移带及坝基塑性区分布图

Fig.11 Sliding zone of structure plane and yield zone distribution in foundation of 12th section dam at $K=2.78$

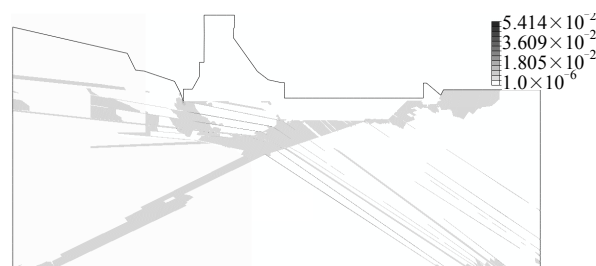


图 12 有限元计算大坝失稳 ($K=2.80$) 时屈服区分布图^[22]

Fig.12 Yield zone distribution when dam losing stability ($K=2.80$)^[22] by FEM

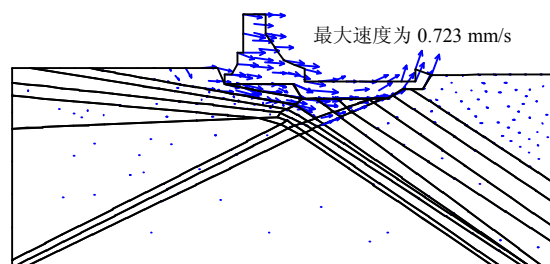


图 13 $K=2.78$ 时泄 12[#]坝段大坝速度矢量图

Fig.13 Velocity vector of 12th section dam at $K=2.78$

根据上述分析所得大坝失稳滑移通道可确定大坝坝基稳定控制性结构面, 该结构面在正常蓄水工况下的应力分布情况见图 14, 根据式 (1) 可得

$K = 2.64$ 。图 15 为大坝-坝基系统在降强过程中不同能量曲线变化图。当 $K < 2.0$ 时, 系统能量变化很小, 此时系统是稳定的; 当 K 介于 $2.0 \sim 2.72$ 时, 边界功和摩擦功逐渐增大, 此时, 块体位置不断调整, 这与坝体及结构面关键点位移发展 (图 9、10) 规律一致, 说明此时系统正由稳定状态向不稳定状态过渡; 当 $K = 2.72$ 时, 系统摩擦消耗的能量及边界功出现明显拐点。此后, 块体间滑动剧烈 (见图 13), 系统处于不稳定状态。因此, 若以能量突变作为失稳判据, 则认为安全系数 $K = 2.72$ 。

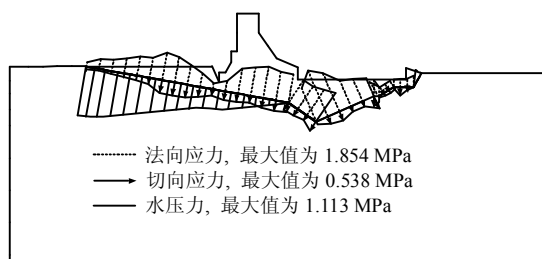


图 14 泄 12[#]坝段滑面应力及孔隙水压力分布
Fig.14 Distribution of water pressure and stress in sliding plane at 12th section dam

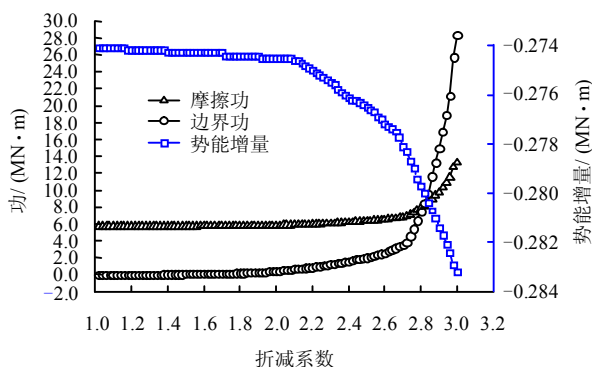


图 15 泄 12[#]坝段能量发展图
Fig.15 Energy development curves at 12th section dam

5.3 计算结果讨论

表 4 为对泄 12[#]坝段采用不同计算方法计算所得的安全系数。从表中可知, 不同的计算方法、失稳判据等对安全系数有一定影响。离散元计算所得的失稳模式与文献[22]相似, 以系统能量突变作为坝基渐进失稳判据, 不仅计算结果与文献[22—24]结果较为接近, 且具有一定物理意义, 同时能够有效地回避位移突变表征点选取困难、突变不同步等问题, 可以作为坝基失稳多元判据之一。

根据本文计算所得的滑动面滑裂及滑出位置和计算参数, 利用 GeoStudio 商业软件重新计算所得的安全系数 $K = 2.79$ (见图 16), 与式 (1) 计算的安全系数相差 0.15, 结果较为一致, 因此, 按式

(1) 计算重力坝抗滑稳定安全系数是可行的, 且结果偏于安全。

表 4 泄 12[#]坝段抗滑稳定计算结果对比

Table 4 Comparison of the calculated results at 12th section dam with the results of the literatures

方法	安全系数	计算方法	失稳判据	备注
文献[22]	2.80	有限元	屈服区贯通	M-C 准则
文献[23]	3.10	有限元	位移突变及屈服区贯通	扩展锥 D-P 准则
文献[24]	2.60	有限元	屈服区贯通	D-P 内切圆准则
GeoStudio	2.79	刚体极限平衡法		Morgenstern-Price 法
本文	2.70~2.74		位移突变	
本文	2.78	离散元	屈服区贯通	M-C 准则
本文	2.72		能量突变	
本文	2.64	式 (1)		

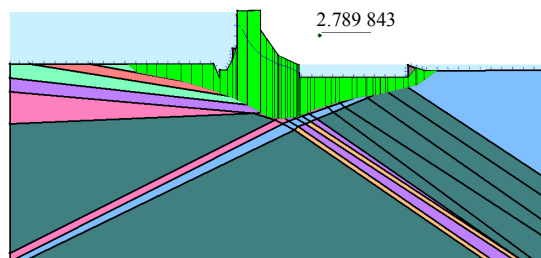


图 16 泄 12[#]坝段坝基潜在滑动面及安全系数
Fig.16 Potential sliding planes and safety factor of dam base at 12th section dam

6 结 论

(1) 基于离散块体边界应力结果, 按式 (1) 计算坝基深层抗滑稳定安全系数与有限元法、刚体极限平衡法计算结果较为一致, 说明将上述方法应用于重力坝坝基深层抗滑稳定分析是可行的。

(2) 以系统能量突变作为坝基渐进破坏失稳多元判据之一是可行性的, 且结果是可靠的; 坝基系统的能量变化是坝基系统整体位移变化的综合反映, 从能量曲线来判断突变比较直观, 不仅能够有效地回避位移突变表征点选取困难、突变不同步等问题, 还具有一定物理意义。

(3) 计算结果显示, 基于离散元的强度储备系数法自动搜索的坝基失稳模式与有限元搜索的破坏模式一致, 但离散单元法搜索的坝基失稳通道由屈服区和滑移带组成, 有助于更详尽地分析坝基失稳机制。

(4) 按式 (1) 计算的向家坝重力坝泄 12[#]坝段抗滑稳定安全系数 $K = 2.64$, 以系统能量突变为判据得到的安全系数 $K = 2.72$, 计算结果与其他计算方法相近, 不同计算方法的坝基岩体屈服区分布及

滑动面一致,验证了离散单元法及其本文所提计算方法和判据的可靠性及合理性,以及在实际工程坝基深层抗滑稳定分析中的适用性。

参考文献

- [1] 中华人民共和国国家经济贸易委员会. GB/DL 5108—1999 混凝土重力坝设计规范[S]. 上海: 上海科学普及出版社, 2000.
- [2] 中华人民共和国水利部. GB/ SL319—2005 混凝土重力坝设计规范[S]. 北京: 中国水利水电出版社, 2005.
- [3] 陈祖煜. 岩质边坡稳定分析——原理·方法·程序[M]. 北京: 中国水利水电出版社, 2003.
- [4] 陈际唐, 游万敏. 关于坝基深层抗滑稳定刚体极限平衡法的改进[J]. 水利学报, 2011, 42(8): 963—969.
CHEN Ji-tang, YOU Wan-min. Improved rigid body limit equilibrium method for analysis of dam foundation stability against deep sliding[J]. **Journal of Hydraulic Engineering**, 2011, 42(8): 963—969.
- [5] 孙建生, 侯爱民. 基于分项系数的三滑裂面相等可靠余度重力坝深层抗滑稳定计算方法[J]. 水利学报, 2013, 44(3): 367—372.
SUN Jian-sheng, HOU Ai-min. The calculation method for stability against deep sliding with three sliding planes under the same reliability-surplus of gravity dam based on partial factor[J]. **Journal of Hydraulic Engineering**, 2013, 44(3): 367—372.
- [6] 孙冠华, 郑宏, 童伟. 重力坝双滑面抗滑稳定分析中抗力角的取值建议[J]. 水力发电学报, 2011, 30(3): 164—168.
SUN Guan-hua, ZHENG Hong, TONG Wei. Suggestion on resisting force angle specified in the gravity dam design code for wedge stability analysis[J]. **Journal of Hydroelectric Engineering**, 2011, 30(3): 164—168.
- [7] 尹晓楠, 张国新. DDA 用于重力坝深层抗滑稳定的接触刚度取值[J]. 中国水利水电科学研究院学报, 2012, 10(4): 294—300.
YIN Xiao-nan, ZHANG Guo-xin. The contact stiffness bounds when DDA is applied to the analysis of the gravity dam stability[J]. **Journal of China Institute of Water Resources and Hydropower Research**, 2012, 10(4): 294—300.
- [8] 马刚, 常晓林, 周伟, 等. 基于 Cosserat 理论的重力坝深层抗滑稳定分析[J]. 岩土力学, 2012, 33(5): 1505—1512.
MA Gang, CHANG Xiao-lin, ZHOU Wei, et al. Deep anti-sliding stability analysis of gravity dam based on Cosserat continuum theory[J]. **Rock and Soil Mechanics**, 2012, 33(5): 1505—1512.
- [9] 周元辅, 邓建辉, 崔玉龙, 等. 基于强度折减法的三维边坡失稳判据[J]. 岩土力学, 2014, 35(5): 1430—1437.
ZHOU Yuan-fu, DENG Jian-hui, CUI Yu-long, et al. Instability criterion of three-dimensional slope based on strength reduction method[J]. **Rock and Soil Mechanics**, 2014, 35(5): 1430—1437.
- [10] 王义锋, 章青. 基于界面元法的向家坝重力坝深层抗滑稳定分析[J]. 岩土力学, 2009, 30(9): 2691—2696.
WANG Yi-feng, ZHANG Qing. Analysis of anti-sliding stability in deep foundation of Xiangjiaba Gravity Dam based on interface element method[J]. **Rock and Soil Mechanics**, 2009, 30(9): 2691—2696.
- [11] 王泳嘉, 邢纪波. 离散单元法及其在岩土力学中的应用[M]. 沈阳: 东北工学院出版社, 1991.
- [12] 张国新, 金峰. 重力坝抗滑稳定分析中 DDA 与有限元方法的比较[J]. 水力发电学报, 2004, 23(1): 10—14.
ZHANG Guo-xin, JIN Feng. Comparison of stability of gravity dams by discontinuous deformation analysis and finite element method[J]. **Journal of Hydroelectric Engineering**, 2004, 23(1): 10—14.
- [13] ZHOU WEI, CHANG XIAOLIN, ZHOU CHUANG BING, et al. Failure analysis of high-concrete gravity dam based on strength reserve factor method[J]. **Computers and Geotechnics**, 2008, 35(4): 627—636.
- [14] SU HUAIZHI, HU JIANG, LI JINYOU, et al. Deep stability evaluation of high-gravity dam under combining action of powerhouse and dam[J]. **International Journal of Geomechanics**, 2013, 13(3): 257—272.
- [15] 王辉, 常晓林, 周伟, 等. 基于流固耦合的重力坝深层抗滑稳定离散元分析[J]. 四川大学学报(工程科学版), 2010, 40(1): 48—53.
WANG Hui, CHANG Xiao-lin, ZHOU Wei, et al. Distinct element method for analyzing the stability of gravity dam against deep sliding based on fluid-solid coupling[J]. **Journal of Sichuan University (Engineering Science Edition)**, 2010, 40(1): 48—53.
- [16] 王先军. 基于非线性有限元法重力坝深层抗滑稳定分析的几个关键问题研究[D]. 武汉: 武汉大学, 2007.
- [17] 栾茂田, 武亚军, 年廷凯. 强度折减有限元法中边坡失稳的塑性区判据及其应用[J]. 防灾减灾工程学报, 2003, 23(3): 1—8.