

DOI :10.3876/j.issn.1000-1980.2012.05.013

基于突变理论的拱坝整体安全度分析

王少伟¹, 夏 辉², 崔英杰¹, 任 娇¹

(1. 河海大学水利水电学院, 江苏 南京 210098; 2. 江苏省水利勘测设计研究院有限公司, 江苏 扬州 225009)

摘要:将尖点突变理论引入拱坝-地基系统整体安全度分析中,建立拱坝-地基系统的尖点突变模型失稳判据。将系统稳定状态归结为一个可定量计算的判别式,实现拱坝整体安全度的量化分析。结合某碾压混凝土拱坝数值仿真分析模型,通过三维非线性有限元计算坝体位移场,基于典型点位移尖点突变模型失稳判据得到该拱坝的整体安全度为 3.5,且评判结果与塑性屈服区贯通准则相一致。

关键词:拱坝 整体安全度 失稳判据 尖点突变模型 超载系数

中图分类号:TV642.4 **文献标志码:**A **文章编号:**1000-1980(2012)05-0544-05

Analysis of global safety degree of arch dam based on catastrophe theory

WANG Shaowei¹, XIA Hui², CUI Yingjie¹, REN Jiao¹

(1. College of Water Conservancy and Hydropower Engineering, Hohai University, Nanjing 210098, China;
2. Jiangsu Surveying and Design Institute of Water Resources Co., Ltd., Yangzhou 225009, China)

Abstract: The cusp catastrophe theory was introduced to the evaluation of the global safety of a system of an arch dam and its foundation, and the relevant instability criterion, which was used to represent the system's state of stability through quantitative calculation, was established. Based on the displacement field of a RCC arch dam simulated by a three-dimensional nonlinear FEM model, the global safety degree of this arch dam was 3.5 according to the instability criterion of the cusp catastrophe model of displacement, and the evaluation result was in agreement with the transfixion criterion of the plastic yield area.

Key words: arch dam; global safety degree; instability criterion; cusp catastrophe model; overload coefficient

拱坝作为一种经济且独有超载能力和应力自调节的坝型,越来越受到国内外坝工界的青睐。随着国家西电东输工程的实施,我国西部地区一大批高拱坝已开建或正在筹建,如小湾拱坝(坝高 292 m)、溪洛渡拱坝(坝高 278 m)、锦屏拱坝(坝高 305 m)、构皮滩拱坝(坝高 232 m)、白鹤滩拱坝(277 m)。西部地区特殊的深山峡谷既为拱坝建设创造了有利的地形条件,但西部地区地质构造复杂、地震频繁且地震烈度高的特点时刻威胁着拱坝的安全。这些高坝大库一旦溃决,后果特别严重。1959 年法国 Malpasset 拱坝因坝体连同坝基发生深层滑动而溃决,导致 500 多人死亡和重大经济损失^[1]。因此,研究复杂地形、地质条件下拱坝的整体安全度,掌握拱坝-地基系统安全稳定状况意义重大。

目前国内研究拱坝-地基系统整体安全度大多基于稳定性理论^[2],并取得了大量有意义的成果^[3-6]。结合拱坝的受力工作原理,稳定性理论将拱坝的整体破坏归结为稳定性问题,并将拱坝的安全度作为衡量拱坝稳定安全性的指标。目前研究拱坝整体安全度的方法主要有超载法、强度储备法以及综合法,通过超载或者降低材料强度,并利用收敛性判据或突变性判据^[2],判断拱坝-地基系统失稳时的极限平衡状态,此时超载的倍数或者材料强度降低的倍数即为拱坝-地基系统的整体安全度。

整体安全度评价大多基于有限元计算所得的应力场和位移场,并利用收敛性和突变性作为失稳判据。

收稿日期:2011-11-04

基金项目:国家自然科学基金(51139001, 51179066, 51079046);河海大学水文水资源与水利工程科学国家重点实验室专项基金(2010585212)

作者简介:王少伟(1988—),男,陕西安康人,博士研究生,主要从事水工建筑物安全监控研究。E-mail:shaowei2006nanjing@163.com

然而计算结果表明 有限元迭代计算不收敛判据所得整体安全度偏高,往往此时拱坝-地基系统的塑性变形过大,系统已经处于失稳状态,且干扰因素较多 突变性判据认为任何能够反映系统状态突变的现象都可以作为失稳判据,利用典型点位移-超载系数(或强度折减系数)关系曲线上的突变点、塑性屈服区贯通情况进行判断,这些方法虽然具有各自的特点和实用性,但都没有将失稳判据进行量化,在分析过程中受人为主观性因素的影响较强,存在诸多的不确定性。因此,笔者基于突变理论,结合有限元计算的位移场,建立拱坝-地基系统整体安全度分析的坝体位移-超载系数的尖点突变模型,以此作为拱坝-地基系统失稳的判据,从而实现失稳判据的量化。

1 尖点突变理论

突变理论是由法国数学家 Thom 于 1972 年创立的,用来描述自然界中大量存在的不连续的突变现象^[7]。稳定性理论认为任何状态或事物的变化都是一种运动,都存在是否稳定的问题,而突变理论正是用来研究系统状态随外界控制参数的改变而发生不连续变化的理论。实际问题中常用的突变模型为尖点突变模型,目前已被引入到围岩失稳^[8]、裂缝转异诊断^[9]、坝肩稳定分析^[10]、高薄拱坝屈曲稳定分析^[11]等工程问题中,且评判结果准确。为此笔者将其用于拱坝整体安全度评价,建立拱坝失稳的位移尖点突变模型失稳判据。

尖点突变模型的标准势函数形式为^[7-8]

$$V(x) = x^4 + ux^2 + vx \tag{1}$$

式中: x ——状态变量; u, v ——控制变量。

尖点突变模型的标准势函数所对应的相空间是三维的,当系统处于稳定状态时该势函数取唯一的极值,而当势函数有多个极值时系统处于失稳状态。该势函数的临界点为方程(2)的解,其平衡曲面由方程(2)确定,该面是一个有褶皱的曲面,对应于中叶的势函数取极大值,平衡位置是不稳定的,而对应于上、下叶的平衡位置是稳定的。

$$\frac{\partial V}{\partial x} = 4x^3 + 2ux + v = 0 \tag{2}$$

无论 u 和 v 如何变化,空间相点只在上叶或下叶平衡地变化,当它到达该叶的边缘时即发生突变而越过中叶,因此在平衡曲面上有竖直切线,满足

$$\frac{\partial^2 V}{\partial x^2} = 12x^2 + 2u = 0 \tag{3}$$

式(3)所表达的曲线的拐点称为突变点或奇异点,其附近平衡位置的数目是不同的,在参数空间中构成了分叉集,如图 1 所示。因此势函数的分叉点集通过式(2)、式(3)联立进行求解,消去 x ,整理得

$$\Delta = 8u^3 + 27v^2 \tag{4}$$

式(4)即为系统状态的判据,当 $\Delta > 0$ 时,系统处于稳定状态;当 $\Delta \leq 0$ 时,系统将跨越分叉集而发生突变。

2 拱坝位移尖点突变模型失稳判据

拱坝整体安全度分析主要是通过超载或者降低材料强度的方法,结合有限元计算的拱坝-地基系统的应力场和位移场,以坝体典型点位移或系统能量随超载系数(或强度折减系数)的突变情况,对系统的整体安全度进行评价。因此,基于突变理论的拱坝整体安全度分析主要流程为 根据大坝实际资料建立能够反映地质情况及坝体结构的数值仿真分析模型,结合非线性有限元计算结果建立能够反映系统突变的势函数表达式,再将其转换为尖点突变模型的标准形式,进而得到系统尖点突变模型的控制变量,最后通过 Δ 值判别系统的稳定状态。

以坝体典型点位移为例,建立拱坝整体安全度评价的位移尖点突变模型失稳判据。基于尖点突变基本理论,拱坝整体安全度分析时,计算不同安全系数(即超载系数或强度折减系数)下的坝体位移场,建立式(5)

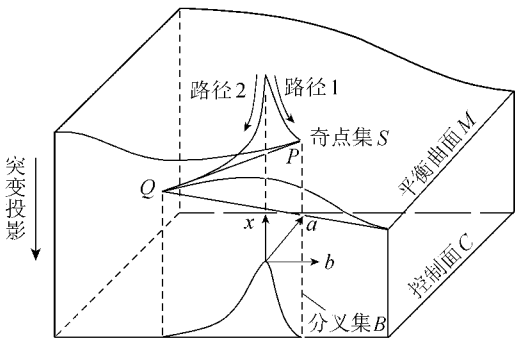


图 1 尖点突变模型示意图

Fig. 1 Schematic map of cusp catastrophe model

所示的坝体典型点位移与安全系数 k 的尖点突变模型势函数：

$$\delta = f(k) \tag{5}$$

式(5)表示不同安全系数下坝体位移与安全系数的多项式拟合,由于标准尖点突变模型为4次多项式,且取4次时即可满足精度要求,则

$$\delta = f(k) = \sum_{i=0}^4 a_i k^i \tag{6}$$

为将式(6)转换成尖点突变模型的标准势函数形式,采用 Tschirnhaus 变化,即令 $k = Y - L$,其中 $L = a_3/(4a_4)$,则式(6)变为

$$\delta = b_0 + b_1 Y + b_2 Y^2 + b_4 Y^4 \tag{7}$$

其中

$$\begin{pmatrix} b_0 \\ b_1 \\ b_2 \\ b_4 \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} L^4 & -L^3 & L^2 & -L & 1 \\ -4L^3 & 3L^2 & -2L & 1 & 0 \\ 6L^2 & -3L & 1 & 0 & 0 \\ 1 & 0 & 0 & 0 & 0 \end{pmatrix} \begin{pmatrix} a_4 \\ a_3 \\ a_2 \\ a_1 \\ a_0 \end{pmatrix} \tag{8}$$

令式(7)中的 $\delta = b_4 V$,并令 $A = b_2/b_4, B = b_1/b_4$,删除其中的常数项(常数项不会改变 V 的性质),则可以得到尖点突变模型势函数的标准形式：

$$V = Y^4 + AY^2 + BY \tag{9}$$

根据尖点突变理论,得拱坝-地基系统失稳判据的判别式为

$$\Delta = 8A^3 + 27B^2 \tag{10}$$

当 $\Delta > 0$ 时,拱坝-地基系统处于稳定状态;当 $\Delta \leq 0$ 时,系统失稳。

3 拱坝整体安全度评价实例分析

3.1 计算模型

某碾压混凝土拱坝,坝顶高程为 1 274.5 m,坝底高程为 1 180.00 m,最大坝高为 94.5 m,坝顶长度为 252.3 m、宽度为 6.0 m,坝底厚度为 20.0 m。三维非线性有限元计算模型的范围如下:以拱冠梁剖面为参考,坝体上游取 1 倍坝高(94.5 m),坝体下游取 2 倍坝高(189.0 m);以左右岸坝肩最突出处为参考,左右岸岩体各取 1 倍坝高;竖直方向在河床建基面以下取 1 倍坝高。

模型以 8 结点六面体单元为主,局部采用 6 结点五面体单元,整体结点数及单元数分别为 8 228 和 7 585,坝体的节点数和单元数分别为 3 835 和 2 860。根据地质资料,计算范围内包含 F4 和 F5 共 2 条断层,断层单元建模厚度为 10 cm,整体三维模型及结构面网格如图 2 所示。模型底面为三向固定约束,上下游边界为顺河向约束,两岸边界为垂直河向约束。

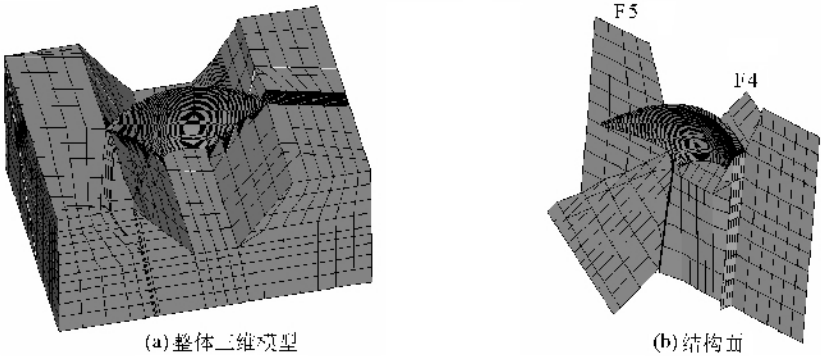


图2 整体三维模型及结构面网格示意图

Fig. 2 Meshes of integral 3D model and main structural planes

拱坝整体安全度分析常用的方法主要为水容重超载法和强度储备法。已有工程实例分析结果表明,前者所得出的拱坝整体安全度往往高于后者。笔者针对所研究拱坝为新建大坝,不存在材料老化现象的实际

情况,选用水容重超载法评价拱坝-地基系统的整体超载能力,计算工况为正常蓄水位温降(正常蓄水位 1 272.0 m),其他荷载包括坝体自重、淤沙压力、扬压力。正常荷载作用后,先以 0.25 倍的水密度为间隔,开始超载上游水压,直到有限元迭代计算不收敛,然后根据位移-超载系数关系曲线上拐点的大致位置,逐步加密拐点附近的超载系数。

非线性有限元分析时,拱坝-地基系统各部位材料全部采用基于 Drucker-Prage 屈服准则的弹塑性本构模型,坝体及地基的主要物理力学参数见表 1,混凝土线膨胀系数为 $8.5 \times 10^{-6}/^{\circ}\text{C}$ 。

表 1 坝体及地基的物理力学参数

Table 1 Physico-mechanical parameters of dam and foundation					
材料部位	变形模量 E/GPa	泊松比 ν	密度 $\rho/(\text{kg}\cdot\text{m}^{-3})$	黏聚力 c/MPa	摩擦角 $\varphi/(^{\circ})$
坝体	20.0	0.167	2 400	2.46	53.0
基岩	6.0	0.260	2 750	1.00	47.7
断层	0.6	0.280	2 600	0.15	19.3

3.2 成果分析

选取拱坝拱冠梁下游面中上部的不同高程点作为坝体失稳分析的典型点,高程 H 分别为 1 274.50 m, 1 264.50 m, 1 254.50 m, 1 244.50 m, 1 234.50 m, 1 224.50 m, 由于坝体左右岸接近对称,因此横河向位移较小,笔者选取各典型点顺水流向和竖向位移进行分析。

以 0.25 倍水密度为间隔,超载系数 k 达到 4.0 时有限元迭代计算不收敛,根据典型点位移-超载系数关系曲线初步判断整体安全度在 3.2~3.5 范围,因此从 $k=3.0$ 开始,以 0.1 倍的水密度为间隔,再次进行计算, k 达到 3.9 时有限元迭代计算不收敛,典型点位移 δ 随超载系数 k 的变化曲线如图 3、图 4 所示。

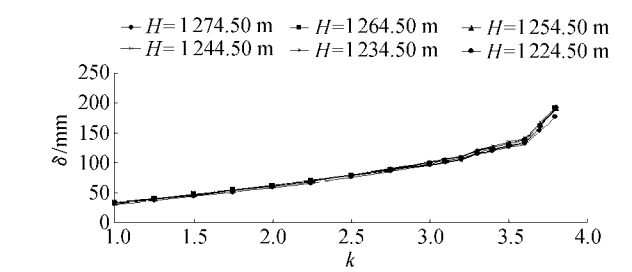


图 3 坝体典型点顺水流向位移与超载系数关系曲线

Fig. 3 Relationship between displacement of typical points in flow direction and overload coefficient

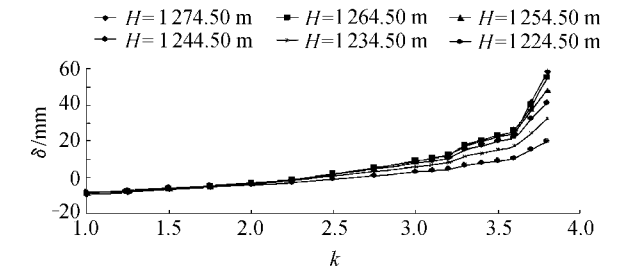


图 4 坝体典型点竖向位移与超载系数关系曲线

Fig. 4 Relationship between displacement of typical points in vertical direction and overload coefficient

当超载系数为 k_i 时,选取 $k_{i-2}, k_{i-1}, k_i, k_{i+1}, k_{i+2}$ 共 5 级数据,分别对各典型点的位移进行多项式拟合,通过系数变换,转化成为尖点突变模型势函数的标准形式,通过式(10)判别拱坝-地基系统的稳定状况。迭代计算不收敛之前典型点竖向位移突变情况较明显,且突变发生早于水流向位移,因此从安全角度考虑,选用典型点竖向位移建立尖点突变模型失稳判据,各典型点在不同超载系数下的失稳判据 Δ 值如表 2 所示。

表 2 各典型点尖点突变模型 Δ 值

典型点 高程/m	不同超载系数下 Δ 值/ 10^{-4}				
	$k=3.2$	$k=3.3$	$k=3.4$	$k=3.5$	$k=3.6$
1 274.50	1.8	15	299	8	-5.8
1 264.50	1.6	14	130	12	-2.1
1 254.50	1.3	13	124	12	-3.1
1 244.50	1.1	12	113	13	-2.6
1 234.50	1.7	13	121	15	-0.5
1 224.50	3.8	17	141	22	4.4

从表 2 可以看出,当 $k \leq 3.5$ 时,拱坝-地基系统的 $\Delta > 0$; 当 $k=3.6$ 时,6 个典型点中已有 5 个点的 $\Delta < 0$ 。因此,从安全的角度考虑,通过位移尖点突变模型判据可以定量地确定该拱坝-地基系统的整体安全度为 3.5。

图 5 为 $k=3.6$ 时建基面及坝体下游面的屈服情况,此时坝体建基面及下游面已经出现塑性屈服贯通

区,因此按照塑性屈服区贯通准则判断, $k=3.6$ 时该拱坝-地基系统已经处于失稳状态。2种失稳判据综合分析比较可知,基于尖点突变理论的拱坝-地基系统位移失稳判据分析结果比较符合实际情况,该拱坝整体安全度为3.5。

4 结 语

将突变理论引入拱坝整体安全分析中,采用水容重超载法,通过非线性有限元计算拱坝-地基系统的位移场,建立坝体典型点位移尖点突变模型,以此作为拱坝-地基系统超载的失稳判据。通过将拱坝-地基系统失稳的判别方法归结为 Δ 值的正负问题: $\Delta>0$ 时,拱坝-地基系统稳定;反之,则为失稳状态,有效地避免了已有评价方法中人为主观性的影响,实现了系统状态的量化判定,且评价结果与已有的定性分析判据相一致。

参考文献:

[1] 张光斗. 法国马尔帕塞拱坝失事的启示[J]. 水力发电学报,1998(4):96-98. (ZHANG Guangdou. Lessons from the failure of Malpassit arch dam[J]. Journal of Hydroelectric Engineering:1998(4) 96-98. (in chinese))

[2] 任青文,强向东,赵引,等. 高拱坝沿建基面抗滑稳定性的分析方法研究[J]. 水利学报,2002,33(2):1-7. (REN Qingwen, QIANG Xiangdong, ZHAO Yin, et al. Method for analyzing sliding resistance stability along the base surface of high arch dam[J]. Journal of Hydraulics Engineering, 2002,33(2) 1-7. (in chinese))

[3] 段庆伟,耿克勤,吴永平,等. 小湾拱坝变形承载力及整体安全度评价与分析[J]. 岩土力学,2008,29(增刊):15-20. (DUAN Qingwei, GENG Keqin, WU Yongping, et al. Evaluation of global safety degree of Xiaowan arch dam[J]. Rock and Soil Mechanics, 2008,29(Sup) 15-20. (in chinese))

[4] 常晓林,杨海云,周伟,等. 重力坝沿建基面失稳破坏的真实安全度研究[J]. 岩土力学,2008,29(9):2365-2372. (CHANG Xiaolin, YANG Haiyun, ZHOU Wei, et al. Study of true degree of failure along foundation surface of gravity dam[J]. Rock and Soil Mechanics, 2008,29(9) 2365-2372. (in chinese))

[5] 余天堂,任青文. 锦屏高拱坝整体安全度评估[J]. 岩石力学与工程学报,2007,26(4):787-794. (YU Tiantang, REN Qingwen. Evaluation of global degree of Jinping high arch dam[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2007,26(4) 787-794. (in chinese))

[6] 宁宇,徐卫亚,郑文棠,等. 白鹤滩水电站拱坝及坝肩加固效果分析及整体安全度评价[J]. 岩石力学与工程学报,2008,27(9):1890-1898. (NING Yu, XU Weiya, ZHENG Wentang, et al. Reinforcement effect analysis and global safety evaluation of arch dam and abutment of Baihetan hydropower station[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2008,27(9) 1890-1898. (in chinese))

[7] 凌复华. 突变理论及其应用[M]. 上海:上海交通大学出版社,1987.

[8] 付成华,陈胜宏. 基于突变理论的地下工程洞室围岩失稳判据研究[J]. 岩土力学,2008,29(1):167-172. (FU Chenghua, CHEN Shenghong. Study on instability criteria of surrounding rock of underground engineering cavern based on catastrophe theory[J]. Rock and Soil Mechanics, 2008,29(1) 167-172. (in chinese))

[9] 李雪红,徐洪钟,顾冲时,等. 基于小波分析和尖点突变模型的裂缝转异诊断[J]. 河海大学学报:自然科学版,2005,33(3):301-305. (LI Xuehong, XU Hongzhong, GU Chongshi, et al. Abnormality diagnosis of cracks based on wavelet analysis and cups catastrophe model[J]. Journal of Hohai University Natural Sciences,2005,33(3) 301-305. (in chinese))

[10] 顾冲时,吴中如. 大坝与坝基安全监控理论和方法及其应用[M]. 南京:河海大学出版社,2006.

[11] 丁晓唐,顾冲时,蒋勇,等. 基于有限元和突变理论的高拱坝坝体稳定研究[J]. 河海大学学报:自然科学版,2008,36(2):175-178. (DING Xiaotang, GU Chongshi, JIANG Yong, et al. Analysis of stability of high arch dams based on FEM and catastrophe theory[J]. Journal of Hohai University Natural Sciences, 2008,36(2) 175-178. (in chinese))

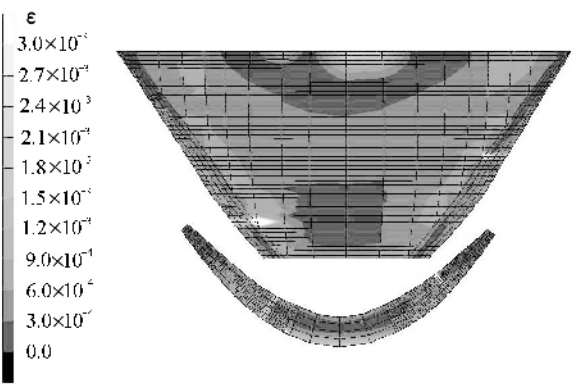


图5 $k=3.6$ 时坝体下游面及建基面塑性应变分布
Fig. 5 Plastic strain distribution of downstream surface of dam and foundation surface when $k=3.6$