

高拱坝坝肩裂隙岩体的三维非线性抗震稳定性分析

Three dimensional nonlinear seismic stability analysis of abutment jointed rock mass of high arch dam

宋战平^{1,2}, 李 宁^{1,3}, 陈飞熊¹

(1. 西安理工大学 岩土工程研究所, 陕西 西安 710048; 2. 西安建筑科技大学 土木工程学院, 陕西 西安 710055;
3. 中国科学院 寒区旱区环境与工程研究所 冻土工程国家重点实验室, 甘肃 兰州 730000)

摘 要: 在高拱坝坝肩裂隙岩体的抗震稳定性分析中, 采用传统刚体极限平衡法分析坝肩裂隙岩体潜在滑体的安全性态, 坝肩稳定性评价未考虑裂隙岩体变形对坝体应力的影响, 由此计算的抗滑安全系数并不能保证坝体的安全性; 而采用基于连续介质理论的有限元法和基于碎散介质的离散单元法分析时, 其物理数学模型和坝肩岩体的实际情况相距甚远。为此, 本文在安全系数强度储备概念基础上提出了动抗滑变形安全系数法, 该方法以坝体拉应力作为坝肩岩体抗滑稳定性评价标准, 综合考虑非线性坝体和坝基节理、裂隙岩体的动静耦合作用, 坝肩岩体的抗滑安全系数保证了坝体的安全, 较传统的分析方法更为科学、合理。采用该方法, 本文将坝肩裂隙岩体作为可以考虑局部开裂、各向异性和大变形的非线性连续体用动态接触单元模型模拟, 对在建的小湾高拱坝坝肩裂隙岩体的抗震稳定性进行了三维动力分析。数值分析结果表明, 在综合考虑坝体应力影响后, 坝肩裂隙岩体的变形安全系数小于强度安全系数。因此, 在高拱坝坝肩岩体的抗震稳定性评价中必须计及坝体应力的影响因素。

关键词: 数值分析; 高拱坝; 坝肩; 裂隙岩体; 抗震稳定性; 动力非线性

中图分类号: TU 452

文献标识码: A

文章编号: 1000-4548(2004)03-0361-06

作者简介: 宋战平(1974-), 男, 讲师, 1998年毕业于东北大学资源与土木工程学院, 西安理工大学在读博士。主要从事数值计算和岩土工程现场监测方面的教学和科研工作。

SONG Zhanping^{1,2}, LI Ning^{1,3}, CHEN Feixiong¹

(1. Xi'an University of Technology, Xi'an 710048, China; 2. Xi'an University of Architecture and Technology, Xi'an 710055, China; 3. State Key Laboratory of Frozen Soil Engineering, Cold & Arid Regions Environmental & Engineering Research Institute, Chinese Academy of Sciences, Lanzhou 730000, China)

Abstract: The seismic stability of abutment jointed rock mass is the key problem of high arch dam. With the application of the rigid body limit equilibrium method(RBLEM), the stresses in high arch dam are not considered when the seismic stability of abutment jointed rock mass is evaluated, so the safety coefficient calculated by RBLEM does not assure the safety of dam. According to the mechanical principle of intensity repertory the method of dynamic deformation safety coefficient of abutment rock mass is employed in order to take into consideration the safety of arch dam itself. In this paper, two different approaches, i. e., dynamic deformation safety coefficient method and dynamic intensity safety coefficient method, are used to study the seismic stability of abutment of Xiaowan arch dam with the maximum height $H = 292$ m. And the foundation rock of the abutment is considered as continuous medium with characteristics of nonlinear large deformation and cracking. The numerical results of Xiaowan high arch dam indicate the rationality and the feasibility of the proposed method.

Key word: numerical analysis; arch dam; abutment; jointed rock mass; slide resistance stability; dynamic nonlinearity

0 前 言*

高拱坝的抗震稳定性问题是坝工设计和管理中的主要问题之一。从已有拱坝失事分析中我们知道^[1], 坝肩裂隙岩体失稳是导致拱坝事故的主要因素, 是我国西部强震地区高拱坝建设面临的主要问题。在高拱坝坝肩裂隙岩体的抗震稳定性分析中, 就目前方法而言^[2~6], 大体有三类, 一类是基于长期工程实践经验的、简便易行的半经验计算方法—刚体极限平衡法; 另一类是基于连续介质力学有限元分析基础上的极限平衡分析法; 再一类是基于非连续介质理论或块体理论的离散化单元法, 如离散元法、不连续变形分析法(DDA)等。在高拱坝坝肩裂隙岩体稳定性分析时, 采

用基于长期工程实践经验的刚体极限平衡法, 坝肩裂隙岩体被假定为不可变形的刚性体, 忽略了裂隙岩体本身的变形; 作用在岩体上的力系被假定为定值, 忽略了坝体内力的重分布; 同时, 在滑块受力分析中往往会漏掉某些不利组合, 使求得的安全系数带有一定的假象^[3]。采用基于连续介质力学的有限元理论, 用极限平衡法确定坝肩裂隙岩体的稳定性, 其实质是一种静力分析方法, 该方法不考虑地震过程中拱座推力变化所导致的岩体滑动模式的变化, 因而未计入滑块的动力放大效应, 由此计算的安全系数不能真实地体现坝

* 基金项目: 西安建筑科技大学青年科技基金资助项目(AJ01039)
收稿日期: 2003-11-23

肩裂隙岩体的稳定性态。而采用基于非连续介质理论或块体理论所建立的离散单元法,在分析中,因三维动力计算需要考虑坝体和坝基岩体间的动力耦合效应,必须计入岩体的变形,因此问题的求解十分困难,且在分析中坝肩稳定性的安全判据也是一个难题^[4];同时,在分析中采用离散元模型本身就与工程实际存在较大的差距。工程中坝肩岩体虽然存在节理、裂隙和构造,但总体上还属于连续体,很难想象重要拱坝的坝肩是一堆离散岩体^[7],因此,似以将坝肩裂隙岩体作为可以考虑局部开裂、各向异性、甚至大变形的非线性连续体来分析更符合工程实际。

鉴于在坝肩裂隙岩体抗震稳定性分析中采用刚体极限平衡法和基于连续介质理论的有限元法计算的安全系数并不能代表坝肩裂隙岩体真实的安全裕度,已有学者^[2,4]提出了将刚体极限平衡法与有限元计算相结合的方法用于坝肩裂隙岩体的抗震稳定性分析。该方法可综合考虑坝体-坝基-库水的动力相互作用,反映了坝肩岩体的动力放大作用,但该方法在分析中并不考虑坝肩岩体变形对坝体稳定性的影响,因而,坝肩岩体的稳定系数并不能保证坝体的安全。已有的坝工实践和经验表明,坝体应力对坝肩岩体的变形十分敏感,在坝肩岩体出现抗滑极限状态前的较小滑移,就可能导致高拱坝坝体因应力过大而破坏。因此,寻求既能真实反映坝肩裂隙岩体的抗震稳定性态,又能保证坝体安全的分析方法和评价标准是高拱坝坝肩非线性岩体抗震稳定性分析的当务之急。

在本文研究中,为反映坝肩裂隙岩体可考虑局部开裂、各向异性、甚至大变形的非线性连续介质特性,研制开发了用于动力非线性计算的动态接触界面单元模型^[8,9];为在坝肩岩体抗震稳定性分析中考虑坝体应力对坝肩岩体变形的敏感性,笔者根据安全系数的强度储备法概念,提出了坝肩裂隙岩体稳定性分析的动变形安全系数法。该方法以坝体拉应力作为坝肩裂隙岩体稳定性的评价标准,综合考虑非线性坝体和坝基裂隙岩体的动静耦合作用,较传统的极限平衡法更为科学、合理,因此,坝肩岩体的抗震稳定系数能保证坝体的安全。采用动态接触界面单元模型,笔者对在建的 292 m 的小湾拱坝进行了三维非线性动力有限元分析^[9,10],在此基础上采用动变形安全系数法研究了坝肩裂隙岩体潜在滑动块体的抗震稳定性。同时,为分析潜在滑动块体稳定性随时间的变化,采用强度安全法计算了坝肩潜在滑动块体的强度安全系数时程图。通过本文的分析,对小湾拱坝坝肩非线性岩体的抗震稳定性有了进一步的认识,对评价高拱坝坝肩裂隙岩体的抗震稳定性有一定的借鉴意义。

1 坝肩岩体的抗滑稳定分析方法

强震作用下高拱坝坝肩节理、裂隙岩体的稳定是拱坝抗震安全性的重要保证,是高拱坝抗震安全性的关键。在进行高拱坝坝肩裂隙岩体抗震稳定性分析时,本文将高拱坝坝址近域地基作为连续介质,坝肩裂隙岩体可能的滑动破坏贯穿性节理面用非线性动态接触单元模型模拟,对在建的 292 m 的小湾拱坝进行了三维动力非线性有限元分析。抗震稳定性分析中抗滑安全系数按以下两种方法计算。

1.1 动抗滑变形安全系数法

对于高次超静定结构的拱坝,坝体应力对坝肩裂隙岩体的变形极其敏感,在强震作用下,坝肩裂隙岩体潜在滑动面在到达极限滑移状态前的较小滑动或错动就可能会导致坝体因局部拉应力过大而破坏,因此,按拱坝坝肩裂隙岩体的稳定安全系数进行高拱坝坝肩的抗震安全性评价并不一定能保证坝体的安全。故本文根据安全系数强度储备法概念,提出了坝肩裂隙岩体的动抗滑变形安全系数法,初步尝试以坝体应力作为坝肩裂隙岩体潜在滑动块体失稳的控制标准,以保证坝肩裂隙岩体的稳定性评价能较好满足坝体抗震安全性的需要。

在进行坝肩裂隙岩体的稳定性分析时,设坝肩岩体原设计抗剪强度为 $[\tau]^0$,逐步降低岩体潜在滑动面的强度参数,使坝体拉应力达到混凝土的动抗拉极限,此时,坝肩潜在滑动面上的抗剪强度降低为 $[\tau]_\alpha^0$,则定义坝肩岩体的动变形安全系数 K^d 为潜在滑动面上原抗滑强度和坝体应力达到抗拉极限强度时坝肩滑面上的抗剪强度之比。坝肩裂隙岩体的动抗滑变形安全系数计算公式如下。

设在原设计强度参数下,在地震动荷载作用过程中坝体最大拉应力为 σ_α^0 且小于坝体混凝土极限动抗拉强度 $[\sigma_\alpha^0]$,此时坝肩裂隙岩体滑动面上的抗剪强度为

$$[\tau]^0 = c_0 + \sigma_n \tan \phi_0, \quad (1)$$

式中 $[\tau]^0$ 为坝肩裂隙岩体结构面原设计抗剪强度; c_0 为岩体结构面原设计内聚力; ϕ_0 为坝肩岩体结构面原设计的内摩擦角; σ_n 为滑面上的法向平均压应力。

逐步降低坝肩岩体结构面的强度参数,当结构面强度参数为 c_1 、 ϕ_1 时,坝体最大拉应力 σ_α^0 达到了混凝土的极限动抗拉强度 $[\sigma_\alpha^0]$,此时,坝肩岩体相应的抗剪强度 $[\tau]_\alpha^0$ 为

$$[\tau]_\alpha^0 = \bar{c}_1 + \sigma_n \tan \phi_1, \quad (2)$$

式中 $[\tau]_\alpha^0$ 为岩体结构面强度参数降低后滑面上的抗剪强度; $\bar{c}_1$ 为岩体结构面强度参数降低后滑面上的

平均内聚力; σ_n 为岩体结构面强度参数降低后滑面上的法向平均压应力; ϕ_1 为岩体结构面强度参数降低后滑面上的平均内摩擦角。

当分析滑面可近似看作平面时,对于八节点六面体动接触单元, $\bar{c}_1$ 和 σ_n 可由以下公式计算:

$$c_1 = \frac{\sum_{i=1}^{n_1} (\sum_{j=1}^4 (\frac{1}{4} c_1 \delta_{\Delta})_j)_i}{n_1}, \quad (3)$$

$$\sigma_n = \frac{\sum_{i=1}^{n_1} \sum_{j=1}^4 \frac{1}{4} \sigma_{n_j} \delta_{\Delta}}{n_1}, \quad (4)$$

式中 n_1 为坝肩岩体潜在滑面强度参数降低后滑面上未完全张开的动接触单元个数; c_1 为坝肩裂隙岩体潜在滑面强度参数降低后的内聚力; δ_{Δ} 表示动接触单元节点对接触性态参量,按节点对的离合状态分别取 0 或 1; σ_{n_j} 为坝肩岩体潜在滑面强度参数降低后滑面上第 i 个动接触单元 j 节点的法向压应力。

由式(1)~式(4),可定义坝肩裂隙岩体的动抗滑变形安全系数 K^d 为:

$$K^d = \frac{\int \tau_j^0}{\int \tau_j^1}. \quad (5)$$

从某种意义上讲,高拱坝坝肩裂隙岩体的稳定对拱坝安全是头等重要的事情,强震作用时坝体和坝肩裂隙岩体的动力耦合作用致使坝肩岩体的动变形对坝体应力场产生了较大的影响,而采用刚体极限平衡法评价坝肩岩体的抗滑安全性不能反映坝肩岩体变形对坝体强度的影响。采用本文提出的动变形安全系数法进行高拱坝坝肩裂隙岩体的抗震稳定性分析时,以坝体混凝土的极限强度作为坝肩岩体的抗滑稳定性控制标准,坝肩岩体的抗震稳定性理论上可保证坝体的安全,此时,坝肩裂隙岩体的动抗滑变形安全系数表示在坝肩岩体和坝体动力耦合作用下,坝体材料强度破坏时坝肩岩体潜在滑块上抗剪强度水平。

1.2 抗滑稳定性的强度安全法

在地震动荷载作用下,坝肩裂隙岩体潜在滑动面的张开、滑移导致潜在滑面上强度参数的降低,当滑面上沿 l 方向的总抗剪强度小于滑面沿 l 方向动接触单元总剪切力 S_1 时,坝肩岩体潜在滑面沿 l 方向发生滑移破坏,此时定义坝肩沿 l 方向的抗滑强度安全系数为

$$k_1^s = \frac{R_1}{S_1}, \quad (6)$$

式中 S_1 为滑面沿 l 方向的总剪力; R_1 为滑面沿 l 方向所能提供的极限总阻力。

在动力反应过程中,坝肩潜在滑动面上的剪切力矢量是时间的函数,为一变量。剪应力矢量随时间变

化致使在地震的不同时刻,由式(6)计算的瞬态安全系数不同,因而,坝肩岩体的抗滑安全系数也为时间的函数。在坝肩抗滑安全性评价时,对时间轴按选定时间间隔进行离散,在各离散点上可分别计算坝肩潜在滑面上沿 l 方向的总剪切力和总的极限抗剪力,即可计算坝肩沿 l 方向的抗滑强度安全系数。

当分析滑面可近似看作平面时,假定滑面上抗滑力和滑动力为同一方向,则在地震动荷载作用过程中,在各选定时刻坝肩的瞬态抗滑强度安全系数可由下式计算:

$$k_t^s = \frac{\sum_{i=1}^{n_0} (c_i + \sigma_{n_i} \cdot \tan \phi_i) A_i}{\sum_{i=1}^{n_1} \tau_i \cdot A_i}, \quad (7)$$

式中 c_i 、 ϕ_i 分别为 t 时刻坝肩岩体滑面上 i 单元的内聚力和内摩擦角; σ_{n_i} 为 t 时刻坝肩岩体滑面上动接触单元 i 的法向压应力; A_i 为滑面上 i 单元的面积; τ_i 为 t 时刻 i 单元的剪应力; n_0 为坝肩岩体潜在滑面上的接触单元总数; n_1 为 t 时刻潜在滑面上未完全张开的动接触单元数。

2 小湾高拱坝坝肩裂隙岩体抗滑稳定性分析

2.1 小湾高拱坝体系的数值模拟条件及力学模型^[9,10]

2.1.1 数值模型

建于云南省境内澜沧江上的小湾混凝土双曲拱坝最大坝高 292 m,大坝坝址河谷呈“V”字型,两岸基本对称,山体雄厚,山坡陡峻。坝基及坝肩抗力体范围内基岩主要为致密的角闪斜长片麻岩和黑云花岗片麻岩。坝址区地质构造复杂,在坝肩岩体内由断层、蚀变带节理等组合在两岸形成了六组潜在滑块。分析中数值模型选取模拟横贯坝区的四条主要的大断层 F5、F7、F11 和 F19,同时考虑两岸岩体的不同风化层,对两岸的山体形状进行概化模拟。对拱坝收缩横缝预设 17 条节理,以反映拱坝横缝的张开、闭合对坝肩滑块受力状态的影响。分析中,坝体和基岩共划分实体单元 8708 个,采用六面体 8 节点等参元模拟;坝体施工横缝、坝肩裂隙岩体潜在滑动面对应的界面单元 1057 个,采用三维动接触单元模拟,整个模型节点总数 11089 个,有限元模型如图 1 所示。

2.1.2 数值分析参数

小湾高拱坝有限元模型共 22 种材料,材料参数及属性见表 1。坝肩岩体潜在滑块强度力学参数见表 2。

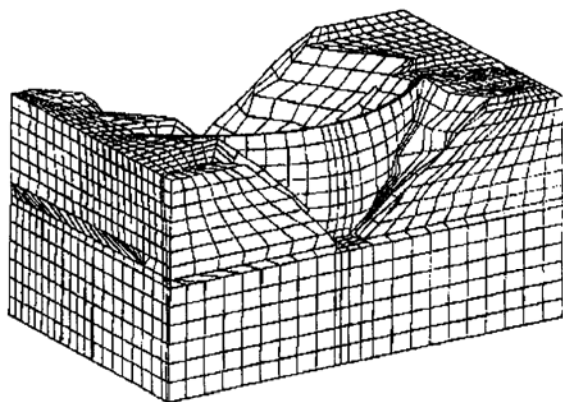


图1 小湾高拱坝有限元模型

Fig. 1 Xiaowan arch dam and foundation

坝体收缩缝参数, 内聚力取 0.8 MPa, 内摩擦角取 0° , 采用最大拉应力和 Mohr-Coulomb 剪切滑动破坏准则。基本计算工况是静力计算(初始地应力+ 坝体自重应力+ 温降时的温度应力+ 高水位静水压力+ 泥沙压力+ 渗流压力)和 10 s 人工地震波。

表1 材料参数及属性表

Table 1 Material parameter and property

材料种类	材料号	变形模量 /GPa	泊松比	剪切模量 /GPa
混凝土	22	21.0	0.18	8.90
I	1	25.0	0.22	10.25
II	2	20.0	0.25	8.00
好 $F_5/F_{10}/F_{11}/F_{20}$	3	3.5	0.3	1.35
坏 $F_5/F_{10}/F_{11}/F_{20}$	4	1.4	0.31	0.53
蚀变带	5	3.9	0.3	1.50
坏岩体	6	9.0	0.265	3.56
好 F_7	7	2.0	0.3	0.76
坏 F_7	8	1.0	0.31	0.53
1245 右 I + II	12	17.0	0.26	6.75
左 III _b	11	8.0	0.29	3.10
IV _a	10	5.5	0.3	2.12
1210 右 IV _b	9	3.0	0.35	1.11
I + II	12	17.0	0.26	6.75
IV _a	13	5.5	0.3	2.12
1210 左 I + II	12	17.0	0.26	6.75
1170 右 I + II	12	17.0	0.26	6.75
1170 左 I + II	14	23.0	0.23	9.35
1130 右 I + II	12	17.0	0.26	6.75
1130 左 I + II	14	23.0	0.23	9.35
1090 右 I + II	12	17.0	0.26	6.75
1090 左 I + II	15	25.0	0.22	10.24
1050 右 I + II	16	20.0	0.25	8.00
1050 左 I + II	17	22.0	0.24	8.87
1010 右 I + II	14	23.0	0.23	9.35
1010 左 I + II	18	26.0	0.21	10.74
975 右 I + II	19	21.0	0.25	8.40
975 左 I + II	20	19.0	0.25	7.60
953 右 I + II	21	18.0	0.25	7.20
953 左 I + II	21	18.0	0.25	7.20

2.2 分析方案设计

为研究小湾高拱坝坝肩裂隙岩体在强震作用下的抗震稳定性, 本文进行了以下几种模拟方案:

方案一: 静力高水位+ 地震动荷载, 坝肩裂隙岩体潜在滑面按设计参数取值。

方案二: 静力高水位+ 地震动荷载, 坝肩岩体潜在滑面按设计参数降低 1.2 倍取值。

方案三: 静力高水位+ 地震动荷载, 坝肩岩体潜在滑面按设计参数降低 1.4 倍取值。

方案四: 静力高水位+ 地震动荷载, 坝肩岩体潜在滑面按设计参数降低 2.0 倍取值。

表2 各块体陡滑面 缓滑面 F, C 值Table 2 Values of F and C

滑型 高程	左岸				右岸			
	陡滑面		缓滑面		陡滑面		缓滑面	
	$F1$	$C1$	$F2$	$C2$	$F1$	$C1$	$F2$	$C2$
1210	0.4	0.05	0.99	0.73	1.23	1.37	1.01	0.82
1170	0.4	0.05	1.10	0.97	1.25	1.44	1.02	0.88
1130	0.4	0.05	1.13	1.05	1.26	1.46	1.20	1.27

注: $C1, C2$ 单位为 kPa。

2.3 数值计算结果及分析

本文对小湾有缝坝体- 坝基(坝肩裂隙岩体)- 库水体系进行了四种预设方案的三维抗震稳定性数值试验, 数值试验结果见表 3 和图 2 所示。

由方案一的计算结果可知: 在坝体动力响应全过程中, 在地震动荷载 4.5 s 时, 坝体动应力反应达到最大。在坝肩裂隙岩体的约束影响下, 在坝体地震动力响应全过程中, 坝体环向最大拉应力为 3.31 MPa, 出现在坝体中上部拱冠梁附近。

由方案二的数值分析结果可知, 当左坝肩岩体节理面强度参数由原设计参数 $C = 0.73, F = 0.99$ 降为 $C = 0.61, F = 0.83$ 时, 在地震动荷载作用过程中, 坝体环向最大拉应力增加至 3.42 MPa, 增大 3%。当右坝肩岩体节理面强度参数由原设计参数 $C = 0.82, F = 1.01$ 降为 $C = 0.68, F = 0.84$ 时, 坝体环向最大拉应力增加至 3.54 MPa, 增大 7%。

在方案三中, 当左坝肩岩体节理面强度参数降低 1.4 倍时, 由数值模拟分析结果可知, 坝肩岩体节理面强度参数降低导致坝体环向应力增大了 17%; 而右坝肩岩体节理面强度参数降低 1.4 倍时, 坝体环向应力增加至 4.4 MPa, 增大了 33%。当左坝肩岩体节理面强度参数降低 2.0 倍, 即节理面参数降为 $C = 0.43, F = 0.35$ 时, 由数值模拟分析结果可知, 坝体环向应力增加至 4.2 MPa, 增大了 27%; 右坝肩岩体节理面强度参数降低 2.0 倍时, 坝体环向应力增加至 4.8 MPa, 增大了 45%。

表3 坝体环向最大拉应力变化表

Table 3 Variation of dam stress with joint parameter

节理面参数 降低倍数	左坝肩的影响		右坝肩的影响	
	坝体拉应力 力最值	坝体拉应力 力增幅	坝体拉应力 力最值	坝体拉应力 力增幅
1.00	3.31	—	3.31	—
1.20	3.42	0.03	3.45	0.07
1.40	3.86	0.17	4.4	0.33
2.00	4.2	0.27	4.8	0.45

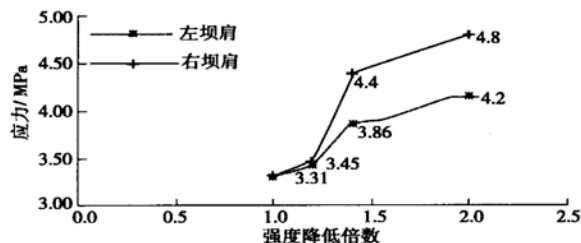


图2 坝体环向最大拉应力变化曲线

Fig. 2 Variation of the maximum stress

2.4 小湾高拱坝坝肩裂隙岩体的抗滑稳定性分析

小湾拱坝左右坝肩分别在 1210 高程、1170 高程和 1130 高程处由上游开裂面、下游竣工面、陡倾角侧滑面和缓倾角底滑切割而成六组潜在滑块。限于篇幅,本文仅就左右坝肩 1210 高程处滑块 1(左坝肩)和滑块 4(右坝肩)进行分析。

2.4.1 变形安全性分析

拱坝的受力特点使得坝体的抗震设计主要确定于坝体的极限动抗拉强度,动抗拉强度标准对于拱坝的经济性和安全性具有决定性的影响。目前,拱坝应力分析主要采用多拱梁法和有限元法,但就有限元法计算而言,受计算程序和模型网格尺度差异等的影响,目前还缺乏合适的拉应力控制标准^[11]。对小湾拱坝,根据文献[12]的研究结果,有限元网格尺度的变化所引起的坝体主应力的变化很小,一般情况下可以不考虑;同时,根据本文对小湾拱坝的数值计算结果,坝体环向应力对坝肩岩体的变形反应明显,因而,在进行坝肩裂隙岩体抗滑稳定性分析中,本文选取了坝体环向拉应力作为坝体强度破坏的主控因素。坝体拉应力控制标准参考文献[6]的研究成果,取坝体动极限抗拉强度 $[\sigma_d]$ 为 3.5 MPa。

由表 3 和图 2 的数值分析结果,取 $[\sigma_d]$ 为 3.5 MPa,由式(1)~式(5)计算得滑块 1 的抗震变形安全系数为 1.24;滑块 4 的抗震变形安全系数为 1.19。此结果表明,在地震动荷载作用过程中,左坝肩 1210 高程裂隙岩体潜在滑块的变形安全性高于右坝肩岩体 1210 高程潜在滑块的变形安全系数。

2.4.2 强度安全性分析

在地震动荷载作用过程中,在各选定时刻,由式(7)计算各选定时刻坝肩岩体潜在滑块的强度安全系数,绘制强度安全系数随时间变化曲线。图 3、图 4 分别给出了滑块 1 和滑块 4 的动强度安全系数时程曲线,其中 0.0 时刻表示静力计算结果。

由图中计算结果可以看出:在静力荷载下,滑块 1 的静力强度安全系数约为 2.7,大于滑块 4 的静强度安全系数 2.1,表明静态时左坝肩 1210 高程潜在滑块的强度安全性较右坝肩 1210 高程潜在滑块高。在坝肩动力反应全过程中,滑块 1 的动强度安全系数介于 2.0~5.0 之间,滑块 4 的动强度安全系数介于 1.2~3.8 之间;其中滑块 4 在地震反应 4.3 秒左右时,其动强度安全系数仅为 1.2,远小于其静态强度安全系数 2.1。此结果表明,在强震动荷载作用过程中,滑块 1 的抗震稳定性较滑块 4 的抗震稳定性好;且在地震反应 4.3 秒时,滑块 4 的总剪力基本接近极限抗剪力水平。

分析坝肩裂隙岩体在地震动荷载过程中节理面的滑移情况,由数值仿真试验可知^[9],小湾高拱坝在设计地震作用下,当坝肩裂隙岩体节理面强度按设计参数取值时,在地震过程中,因节理面上各接触点产生瞬时的局部开裂和滑移,坝肩潜在滑块有局部失稳及近 1 cm 的错动,在地震后局部滑移和开裂基本恢复,坝肩整体稳定。但这局部的滑移和开裂导致坝体局部应力增大,特别是当节理面强度降低时就更是如此。

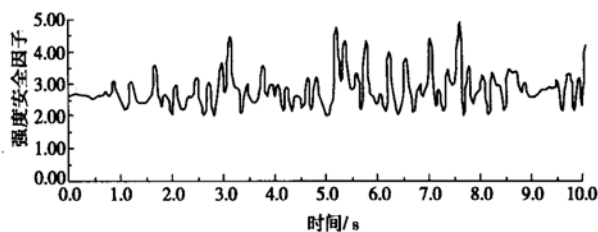


图3 滑块 1 的动强度安全系数时程图

Fig. 3 Time history of safety factor for block No. 1

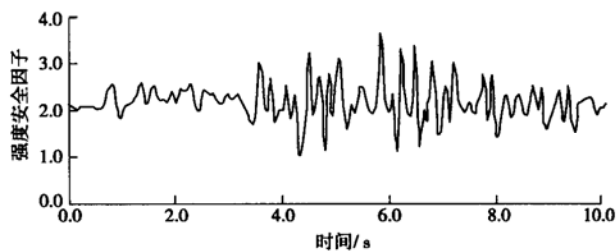


图4 滑块 4 的动强度安全系数时程图

Fig. 4 Time history of safety factor for block No. 4

3 结 论

坝肩裂隙岩体的抗滑稳定性分析是高拱坝抗震稳

定性分析中的关键和难点问题, 坝肩裂隙岩体的变形对坝体应力有显著的影响, 按传统刚体极限平衡法计算的坝肩裂隙岩体的抗滑安全系数并不能保证坝体的安全, 本文在强度安全系数概念基础上提出的动抗滑变形安全系数法, 能较好地解决这一问题。运用抗滑变形安全系数法和动强度抗滑安全系数两种方法, 分析了在建的小湾高拱坝在高水位运行期遇设计地震荷载时坝肩裂隙岩体的抗滑安全系数, 由计算可得以下结论:

(1) 在设计地震动荷载作用下, 左坝肩裂隙岩体 1210 高程潜在滑块的抗震变形安全系数为 1.24; 右坝肩裂隙岩体 1210 高程潜在滑块的抗震变形安全系数为 1.19。

(2) 在坝肩动力反应全过程中, 左坝肩 1210 高程潜在滑块动强度安全系数介于 2.0~5.0 之间, 右坝肩裂隙岩体 1210 高程潜在滑块动强度安全系数介于 1.2~3.8 之间。在强震作用下, 左坝肩裂隙岩体 1210 高程潜在滑块的动强度安全性较右坝肩高; 其中右坝肩 1210 高程滑块在地震反应 4.3 s 时, 其动强度安全系数仅为 1.2, 远小于其静态强度安全系数 2.1, 说明右坝肩裂隙岩体抗震性能较差, 必须予以关注。

(3) 本文的分析表明, 在综合考虑坝体应力影响后, 坝肩裂隙岩体的变形安全系数小于强度安全系数, 且随潜在滑体安全裕度的提高, 两者的数值差别越大。因此, 在高拱坝坝肩岩体的抗震稳定性评价中必须计及坝体应力的影响因素。

本文在高拱坝坝肩裂隙岩体的抗震稳定性分析中考虑了坝体应力对坝肩变形的敏感性, 坝肩岩体的抗滑稳定性理论上可以保证坝体的安全; 但在安全度计算中为简化计算假定坝肩潜在滑动面为平面, 且假定滑动面上的抗滑力和滑动力沿同一方向, 这和工程实际有一定的出入, 有待于今后进一步的研究和完善。

致谢: 本文是在中国水利水电科学研究院陈厚群院士的悉心指导下完成的; 同时也得到了张伯艳高级工程师的无私帮助, 特此致谢。

参考文献:

- [1] 汝乃华, 姜忠胜. 大坝事故与安全[M]. 北京: 中国水利水电出版社, 1995. 1-20.
- [2] 张伯艳, 陈厚群. 用有限元和刚体极限平衡方法分析分析坝肩抗滑稳定[J]. 岩石力学与工程学报, 2001, 20(5): 665-670.
- [3] 祁庆和. 水工建筑物[M]. 北京: 中国水利水电出版社, 1998. 172-184.
- [4] 陈厚群. 高拱坝抗震设计进展[A]. 国家自然科学基金委员会. 高拱坝学术讨论会论文集[C]. 北京, 1996.
- [5] 张伯艳, 陈厚群, 杜修力, 等. 拱坝坝肩抗滑稳定性分析[J]. 水利学报, 2000, 11: 55-59.
- [6] 陈厚群. 高拱坝抗震分析和坝肩动力稳定性研究成果汇编[R]. 北京: 中国水利水电科学研究院, 1999.
- [7] 陈厚群. 当前我国水工抗震中的主要问题和发展动态[J]. 震动工程学报, 1997, 10(3): 55-59.
- [8] Li Ning. Wave propagation problems in the jointed rock mass[M]. Xi'an: Press of Northwest University of Technology, 1993. 12-36.
- [9] 宋战平, 李 宁, 陈飞熊. 小湾非整体拱坝的抗震稳定性数值仿真试验研究[J]. 水利与建筑工程学报, 2003, (4): 9-13.
- [10] 宋战平, 李 宁, 陈飞熊. 高拱坝-坝基系统的三维静力非线性数值分析[J]. 西安建筑科技大学学报, 2003, (4): 11-16.
- [11] 朱伯芳. 拱坝拉应力控制标准[A]. 2002 年水工结构学术论文[C]. 北京: 水利学会水工结构专业委员会, 2002. 123-130.
- [12] 强天驰, 寇晓东, 杨 强. 拱坝工程实例分析[J]. 水利水电技术, 1999, 30(5): 43-45.