

文章编号: 1000-7598(2009)04-1175-06

小湾拱坝坝基开挖卸荷松弛效应的有限元分析

周 华¹, 王国进^{1,2}, 傅少君³, 邹丽春², 陈胜宏¹

(1. 武汉大学 水资源与水电工程科学国家重点实验室, 武汉 430072;

2. 国家电力公司昆明勘测设计研究院, 昆明 650051; 3. 武汉大学 土建学院, 武汉 430072)

摘 要: 针对小湾拱坝坝基开挖中出现的卸荷松弛问题, 采用三维非线性有限元法对卸荷松弛效应进行了评价。通过松弛方案与未松弛方案计算, 对小湾拱坝的应力和位移、屈服区分布以及坝基浅部关键截面的抗剪安全度、点安全度等方面进行了比较分析。研究表明, 建基面地基松弛后, 主要影响低高程局部区域的变形和应力, 对拱坝整体变形和应力分布的影响很小; 地基松弛后, 拱冠梁建基面(953 m 高程)坝踵处第一主应力有所增大, 坝趾处第三主应力有所减小; 拱冠处梁的作用减弱, 拱冠梁处距坝踵 20 m 范围的点安全系数也略有降低; 原设计方案在未松弛情况下基本可以满足《混凝土拱坝设计规范》关于建基面抗剪(断)安全系数的要求; 坝基松弛后, 抗剪(断)安全系数降低明显, 与规范规定的要求相差较大, 需采取适当的工程措施。该研究成果已为设计决策提供了依据。

关 键 词: 拱坝; 坝基; 卸荷松弛; 有限单元法

中图分类号: TV 641

文献标识码: A

Finite element analysis of foundation unloading and relaxation effects of Xiaowan Arch Dam

ZHOU Hua¹, WANG Guo-jin^{1,2}, FU Shao-jun³, ZOU Li-chun², CHEN Sheng-hong¹

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

2. Kunming Institute of Hydropower Investigation-Design and Research, Kunming 650051, China;

3. School of Civil Engineering, Wuhan University, Wuhan 430072, China)

Abstract: The effects of unloading and relaxation during the excavation of Xiaowan arch dam foundation are evaluated by 3-D nonlinear finite element method. Based on the analysis, the relaxed and un-relaxed cases are compared on the basis of stress, deformation, yield zone and the shear safety factor of critical section in shallow dam foundation. It is found that the relaxed foundation mainly affects the deformation and stress distribution in local section at low elevation, but has little effect on the whole dam. Compared with the un-relaxed case, the first principal stress in dam heel on dam foundation surface(EL.953.0 m) have increased to some extent after the foundation relaxation, while the third principal stress in dam toe decreased appreciably. It is also found that the contribution of cantilever beam has been weakened slightly and the shear safety factor of crown cantilever has a little decrease. The shear safety factor of dam foundation surface in the original design with un-relaxed foundation can basically satisfy the request of "Design Specification for Concrete Arch Dams"; but in the relaxed case it reduced obviously. Therefore proper measures should be taken in order for the improvement. This research has provided a reliable basis for the decision-making.

Key words: arch dam; dam foundation; unloading and relaxation; finite element method

1 引 言

在高山峡谷中, 由于边坡开挖或河谷下切导致岩体应力释放, 边坡向临空面方向发生卸荷回弹变形。谷坡浅表部一定范围内岩体应力进行重分布, 导致浅表部位应力降低, 而在坡体更深部位产生一定程度的应力集中。表部应力降低导致岩体向临空面方向回弹膨胀、结构松弛, 造成岩体的卸荷。

目前国内外一些学者通过大量的试验及理论分析, 已建立起一系列能反映岩体卸荷松弛的力学模型(如 Griffith, 1921 年^[1]; Griffith, 1924 年^[2]; Brace et al, 1966 年^[3]; Swanson et al, 1971^[4]年; 许东俊, 等, 1986 年^[5]; 吴刚, 1997 年^[6]; 哈秋龄, 1997 年^[7])。这些模型大多以 Kachnov 和 Rabotnov 创立的损伤力学理论为基础, 考虑了节理裂隙的几何统计特征, 通过损伤张量来反映裂隙的各向异性

收稿日期: 2008-04-24

基金项目: 国家自然科学基金资助项目(No. 50679066)资助。

第一作者简介: 周华, 男, 1982 年生, 博士, 主要从事水工结构数值仿真方面的研究。E-mail: andelylau_2002@163.com

效应,然后应用宏观损伤力学的方法建立节理裂隙岩体的弹(塑)性损伤模型。然而,由于这些力学模型比较复杂,且力学参数获取困难,在实际工程应用中或多或少存在一些问题。

从宏观角度讲,开挖卸荷松弛主要体现于力学指标的劣化。若采用常规的弹塑性或弹黏塑性模型,即体现为 E 、 c 、 ϕ 的降低和 μ 的升高。若这些参数的变化规律可由现场试验获得,则利用这种规律,在常规弹塑性或弹黏塑性理论的框架内建立岩体松弛的力学模型和相应的有限元算法具有现实意义,从而可集中精力对岩体松弛的后果进行评估,而忽略一些复杂且难以把握的细节^[8]。本文以小湾工程遇到的卸荷松弛问题为例,对其低高程以下岩体松弛前后整个坝体与地基系统的力学状态进行了对比分析,为后续的处理方案的比较设定一个合理的力学量的上下限,且为方案的比较选取控制性工况与指标。本文可为今后西部水电建设中可能遇到的类似问题提供一种有效的解决方案。

2 工程概况

小湾水电站位于云南西部大理凤庆县及南涧县境内的澜沧江中游河段,是澜沧江中下游河段规划的 8 个梯级电站中的第 2 级,也是中、下游河段的龙头水库和巨型电站。小湾水电站总装机容量为 4 200 MW,正常蓄水位高程为 1 240 m,校核水位高程为 1 243 m,最大库容为 $151.32 \times 10^8 \text{ m}^3$ 。大坝为混凝土抛物线变厚度双曲拱坝,坝顶高程为 1 245 m,坝基面最低点高程为 953 m,最大坝高 292 m,属超高拱坝。

小湾拱坝进入混凝土浇筑阶段后,由于开挖前岩体内的初始地应力很高,坝基附近岩体最高超过 30 MPa,致使低高程部位(高程 975 m 以下)坝基岩体开挖后卸荷松弛严重。松弛深度达 20 m,松弛岩体内出现明显的裂隙,其变形指标及强度的降低幅度很大,最大降幅约 50%。根据昆明院已进行的大量现场试验,得出开挖前后 975 m 高程以下岩体的变形及强度指标对比见表 1,坝基松弛区如图 1 所示。由此产生以下问题:坝基开挖卸荷松弛效应如何?是否需要采取合适的工程措施对坝基进行处理?

表 1 975 m 高程以下岩体开挖前后变形及强度参数对比
Table 1 Comparison of rock deformation and strength parameters below EL. 975 m before and after excavation

	弹性模量 E /GPa	c /MPa	f	建基面以下深度/m
开挖前	20	1.8	1.40	
	11	1.0	1.15	0~2
开挖后	14	1.2	1.20	2~6
	18	1.8	1.43	6~20

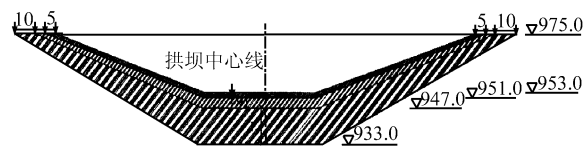


图 1 975 m 高程以下坝基松弛区示意图(单位: m)
Fig.1 Schematic diagram of dam foundation relaxation below EL. 975 m (unit: m)

笔者对小湾拱坝坝基开挖卸荷松弛效应进行了三维非线性有限元分析。计算中模拟了影响拱坝-地基系统工作状态的主要软弱结构面,建立了与开挖揭露实际地质条件和实施的拱座处理设计方案相吻合的三维计算分析模型,对坝基、坝肩开挖卸荷岩体参数进行了敏感性分析。基于有限元计算结果,采用拱坝现行设计规范推荐公式评价坝基浅部关键截面的抗剪安全度、点安全度等,从应力、变形、安全度、屈服区等方面评价开挖卸荷松弛岩体对工程的影响程度,为设计决策提供依据。

3 有限元模型与计算条件

3.1 有限元模型

根据地质情况、工程措施、拱坝结构特征以及坝基、坝肩等关键部位的要求,建立的整体模型有限元网格如图 2 所示,其中模拟了 F5、F7、F10、F11 四条主要断层和 E1、E8、E9、E10 四条主要蚀变带。

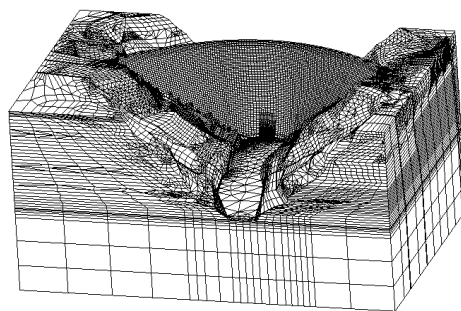


图 2 整体模型有限元网格
Fig.2 Finite element meshes of integer model

坐标系选取:河床方向为 X 轴,指向左岸为正;河流方向为 Y 轴,指向上游为正;铅直方向为 Z 轴,向上为正。计算范围:左右岸方向取 1 103 m,上下游方向取 735 m,铅直向下取到 703 m 高程(距原建基面 250 m),模型顶部高程为 1 245 m。边界条件:左右岸边界面施加 X 向的法向约束、上下游边界面施加 Y 向的法向约束、底面施加 Z 向的法向约束。

坝体及岩体单元形式为8节点六面体单元及其退化单元,主要断层按实体单元离散模拟,Ⅳ级以下断层和节理采用文献[9]中隐含节理单元进行模拟。考虑坝基岩体开挖卸荷松弛情况,975.0 m高程以上拱端以0~5、5~10、10~20 m单独划分单元,且同一高程拱端上下游按不同材料划分单元。953.0 m高程以下坝基按0~2、2~6、6~20 m分别考虑。整体模型单元总数为503 660个,节点总数为235 627个,其中坝体单元89 016个。

3.2 材料参数及本构模型

地基岩石、断层和蚀变带采用设计院提供的力学参数建议值,其中松弛前后975 m高程以下岩体的变形及强度指标见表1,其他岩体及地质材料参数在此不一一赘述。坝体混凝土按C40考虑,重度 $\gamma=24\text{ kN/m}^3$,泊松比 $\mu=0.189$,线膨胀系数 $\alpha=8.26\times 10^{-6}/^\circ\text{C}$,混凝土弹性模量 $E_c=23.1\text{ GPa}$,混凝土抗剪强度: $\varphi=61.950^\circ$, $c=3.372\text{ MPa}$ 。置换混凝土按C25考虑,重度 $\gamma=24\text{ kN/m}^3$,泊松比 $\mu=0.167$,线膨胀系数 $\alpha=8.26\times 10^{-6}/^\circ\text{C}$,混凝土弹性模量 $E_c=21.5\text{ GPa}$,混凝土抗剪强度: $\varphi=60.146^\circ$, $c=2.66\text{ MPa}$ 。

目前有许多破坏准则来描述混凝土材料的强度特征,其中最常用的破坏准则是在应力空间中由1~5个独立控制的材料常数确定的单参数、双参数、三参数、四参数和五参数等准则,其中五参数模型是由Willam和Warnke提出的,该模型对于所有的应力组合符合关于圆滑、外凸和对称特征要求,本文即采用该准则来判断混凝土的屈服和破坏。设计院所提供的5种破坏应力状态的试验数据:①轴抗压强度 $f'_c=21.6\text{ MPa}(\theta=60^\circ)$;②单轴抗拉强度 $f'_t=1.65\text{ MPa}(\theta=0^\circ)$,强度比 $\bar{f}'_t=f'_t/f'_c=0.076$;③等值双轴抗压强度 $f'_{bc}=38.88\text{ MPa}(\theta=0^\circ)$,强度比 $\bar{f}'_{bc}=f'_{bc}/f'_c=1.8$;④在拉伸子午线($\theta=0^\circ$)上高的压应力点 $(\sigma_m/f'_c, \tau_m/f'_c)=(-\bar{\varepsilon}_1, \bar{\rho}_1)=(-3.67, 1.50)$;⑤在压缩子午线($\theta=60^\circ$)上高的压应力点 $(\sigma_m/f'_c, \tau_m/f'_c)=(-\bar{\varepsilon}_2, \bar{\rho}_2)=(-3.67, 1.94)$,其中 σ_m 为平均正应力; τ_m 为平均剪应力。

根据上述试验结果,采用文献[10]中计算公式,得出该破坏模型中的5个参数为: $a_0=0.043$, $a_1=-0.568$, $a_2=-0.0467$, $b_1=-0.924$, $b_2=-0.113$ 。

3.3 计算荷载

计算中考虑的荷载有结构自重、上游正常高水位压力(水头作用至坝基实际开挖高程)、下游水垫塘水位压力、泥沙压力、坝体温降荷载。结构自重按施工上升过程逐级施加,上下游静水压力按蓄水

位施加。上游正常蓄水位为1 240.0 m,下游水位为1 004.0 m,泥沙淤积高程为1 097 m,浮重度为 9.5 kN/m^3 ,内摩擦角 $\varphi=24^\circ$ 。温度荷载首先按拱梁分载法计算坝体各点温差,然后插值到有限元模型坝体各节点上,最后将各节点温差所产生的初应变施加于有限元模型,即可算出温度应力值^[11]。

3.4 计算程序及技术路线

采用的计算程序是CORE-3D,是基于弹黏塑性势理论、加锚节理岩体力学模型^[12-14]自行研制的。该软件在岩体开挖与加固分析、大坝浇筑与运行过程的应力/渗流/温度耦合仿真分析以及复杂岩体与大坝结构的稳定与安全度分析等方面具有独到之处。自2002年以来,CORE-3D已在国内多个大型水利水电工程中得到成功应用。

在原拱坝设计体形方案的基础上,进行两种工况的弹塑性计算分析,即工况1:975 m高程以下基岩松弛,工况2:975 m高程以下基岩未松弛。工况设置的意义在于为后续的处理方案的比较设定一个合理的力学量的上下限,并且为方案的比较选取控制性工况与指标。

4 计算成果与分析

4.1 位移

表2列出了两种方案的拱冠梁特征点位移。从中可以看出,两种方案下坝体的整体变形规律是一致的,大致为顺河向向下游、竖向向向下、横河向以拱冠梁剖面为界分别指向左右岸。从局部变形上看,坝基岩体松弛后,力学指标降低,河床部位的梁作用减弱、拱作用加强。铅直向位移坝踵处略有增大,幅度约在2.9%左右,坝趾处也同样增大,幅度约在4.8%左右;顺河向位移坝踵处略有减小,幅度约在4.2%左右,坝趾处增大,幅度约在13.9%左右;坝顶高程各向变位几乎没有变化,这说明建基面地基松弛后,主要影响低高程局部区域的变形,对拱坝整体变形的影响很小。

表2 拱冠梁特征点位移表
Table 2 Displacement of crown cantilever characteristic points

计算方案	高程 /m	顺河向(Y)/mm		竖直向(Z)/mm	
		上游侧	下游侧	上游侧	下游侧
地基松弛	1 245	-183.100	-183.600	-35.800	-42.800
	953	-4.600	-11.500	-14.300	-23.800
地基未松弛	1 245	-183.800	-184.400	-35.200	-42.400
	953	-4.800	-10.100	-13.900	-22.700

4.2 应力

表 3 列出了两种方案下的应力特征值。大致规律为上游受拉、下游受压。由表 3 可知, 原设计方案地基松弛后, 953.0 m 高程以下坝基岩体强度指标降低, 拱冠处梁的作用减弱, 拱的作用增强, 拱冠梁建基面 (953 m 高程) 坝踵处的 σ_1 有所增大, 幅度约为 2.9 %, 坝趾处的 σ_3 有所减小, 幅度约为 12.9 %。在较高高程拱端应力变化很小, 这说明建基面地基松弛后, 也影响低高程局部区域的应力。由于坝踵处的拉应力较大, 超过坝体混凝土抗拉强度 2.45 MPa, 因而坝踵存在开裂的可能性, 需采用适当的工程措施, 比如体形调整、地基灌浆、地基锚固等。

表 3 应力特征值对照表

Table 3 Comparison of characteristic values of stress (MPa)

计算方案	高程 /m	左拱端		右拱端		拱冠	
		坝踵	坝趾	坝踵	坝趾	坝踵	坝趾
		σ_1	σ_3	σ_1	σ_3	σ_1	σ_3
地基松弛	1 245	0.383	-0.410	0.654	-0.474		
	953	2.971	-6.685	3.242	-7.323	4.674	-5.427
地基未松弛	1 245	0.374	-0.412	0.643	-0.475		
	953	2.920	-5.679	3.589	-6.031	4.541	-6.229

4.3 屈服区

本次研究主要是针对坝基松弛问题, 计算中采用 D-P 准则^[15]来求给定截面的点安全系数。

由表 4 可以看出, 地基松弛后, 由于 953.0 m 高程以下坝基岩体强度指标降低, 拱冠处梁的作用减弱, 拱冠梁处距坝踵 20 m 范围的点安全系数也有所降低, 幅度大约为 5.4 %。由于角缘效应, 在建基面上下游均存在屈服区。地基松弛时, 拱冠梁断面的上游屈服区水平向坝内深入 20.77 m, 铅直向地基深入 12.81 m; 地基未松弛时, 拱冠梁断面的上游屈服区水平向坝内深入 19.01 m, 铅直向地基深入 14.05 m。对于较高高程坝肩岩体, 考虑松弛与否对拱端屈服区的影响不大, 可见松弛对坝的整体稳定性影响较小。但由于坝基松弛后局部岩体强度降低, 该区域的抗剪问题应特别关注, 因为其在存在局部开裂或水力劈裂的可能性。

表 4 拱冠梁剖面建基面屈服区对照表

Table 4 Comparison of yield zone in dam foundation at the crown cantilever section

计算方案	屈服区深度/m		拱冠处距坝踵 20 m 处 D-P 点安全系数		
	沿坝厚	953m	953 m	951 m	949 m
	度方向	向下	高程	高程	高程
地基松弛	20.770	12.805	1.001	0.829	0.938
地基未松弛	19.010	14.053	1.027	0.876	0.959

4.4 抗剪安全度

根据《混凝土拱坝设计规范》^[16]条文说明推荐公式, 计算 951 m 高程河床截面的抗剪安全系数。

$$K_{p1} = \frac{f_{1i}\sigma_i + c_{1i}}{\tau_i} \quad (1)$$

$$K_{p2} = \frac{f_{2i}\sigma_i}{\tau_i} \quad (2)$$

$$K_{f1} = \frac{\sum \sigma_i f_{1i} A_i + \sum c_{1i} A_i}{\sum \tau_i A_i} \quad (3)$$

$$K_{f2} = \frac{\sum \sigma_i f_{2i} A_i}{\sum \tau_i A_i} \quad (4)$$

式中: K_{p1} 、 K_{p2} 为特定软弱结构面上计算点的稳定安全系数, 简称点安全系数; K_{f1} 、 K_{f2} 为沿特定软弱结构面的抗滑稳定安全系数, 简称面安全系数; f_{1i} 、 c_{1i} 、 f_{2i} 为计算点处软弱结构面的抗剪强度参数, f 和 c 分别为摩擦系数和凝聚力; σ_i 为计算点处软弱结构面的法向压应力; τ_i 为计算点处软弱结构面的剪应力在滑动方向上的分量; A_i 为计算点所代表的软弱结构面面积。

针对 951 m 高程河床截面, 采用式(1)~(4)计算抗滑稳定安全系数, 其结果在基本荷载组合下应满足表 5 规定的相应要求^[16]。

表 5 点、面抗滑稳定控制标准

Table 5 Control standards for stability against sliding of point and surface

计算公式	(1)	(2)	(3)	(4)
最小安全系数	1.500	1.100	2.500	1.500

在式(3)、(4)中需计入扬压力的作用, 考虑抽排的扬压力分布图形如图 3 所示。

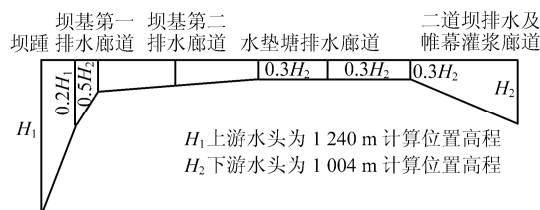


图 3 扬压力计算模式

Fig.3 Computational model of uplift pressure

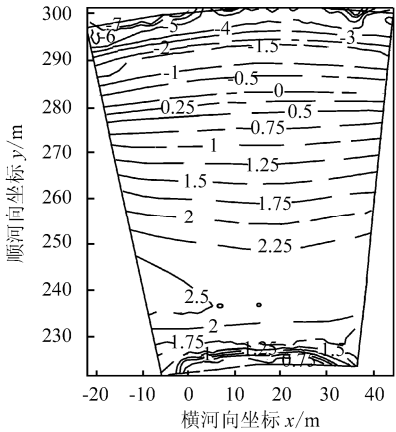
4.4.1 点抗剪安全系数

各工况特征点的点抗剪 (断) 安全系数值统计见表 6, 松弛前后 951 m 高程平切面抗剪 (断) 点安全系数等值线如图 4、5 所示。由表 6 可以看出,

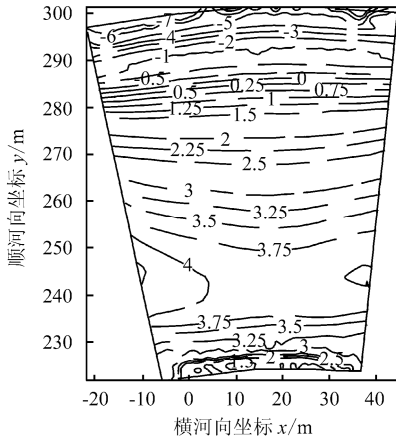
(1) 不论地基是否松弛，若在拱冠处距坝踵 20 m（帷幕位置）采用点抗剪公式校核，均很难满足要求；(2) 地基未松弛，若在拱冠处距坝踵 20 m（帷幕位置）采用点抗剪公式校核，基本满足要求，但略有不足；(3) 地基松弛后点抗剪安全系数有明显降低，无论采用点抗剪公式，或用点抗剪断公式校核，在关键点均不能满足要求。

表 6 点抗剪安全系数
Table 6 Shear safety factor of point

公式	位置	计算方案	
		地基松弛	地基未松弛
抗剪	拱冠处距坝踵 20 m	0.203	0.239
	左拱端	1.138	1.489
	坝趾	0.633	0.698
	右拱端	1.239	1.507
抗剪断	拱冠处距坝踵 20 m	0.372	1.118
	左拱端	1.430	2.758
	坝趾	0.835	1.543
	右拱端	1.420	2.596

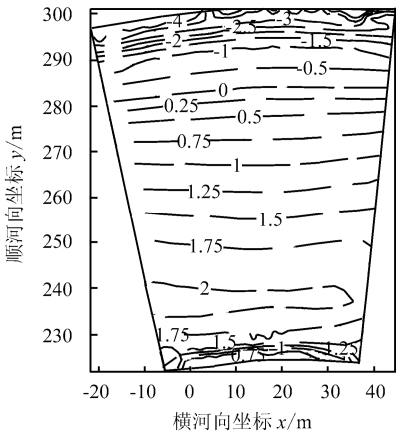


(a) 抗剪

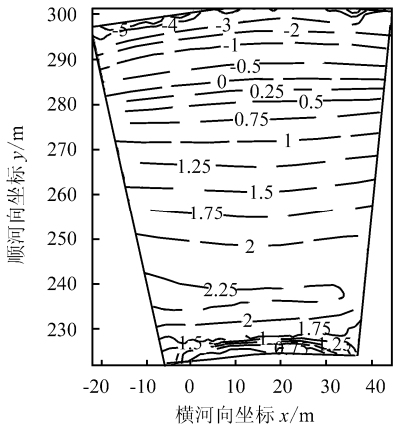


(b) 抗剪断

图4 951 m高程平切面点安全系数（未松弛）
Fig.4 Point safety factor at EL. 951 m (un-relaxed)



(a) 抗剪



(b) 抗剪断

图5 951 m高程平切面点安全系数（松弛）
Fig.5 Point safety factor at EL. 951 m (relaxed)

4.4.2 面抗剪安全系数

各个工况河床 951 m 断面抗剪（断）安全系数统计见表 7。由表可以看出，①地基未松弛时，若不考虑坝后抗体，抗剪安全系数和抗剪断安全系数基本满足要求，但略有不足；②地基未松弛时，若考虑坝后抗体，则抗剪断安全系数和抗剪安全系数都满足要求；③地基松弛后抗剪（断）安全系数降低明显，不能满足规范规定的要求。

表7 河床坝段抗剪（断）安全系数
Table 7 Shear safety factor of river bed dam section

计算方案	计算模式	抗剪公式	抗剪断公式
地基松弛	不考虑坝后抗体	1.019	1.184
	坝后延至 F5	1.398	2.953
	坝后斜切 20°	1.037	1.481
地基未松弛	不考虑坝后抗体	1.302	2.310
	坝后延至 F5	1.653	3.974
	坝后斜切 20°	1.296	2.520

5 结 论

运用三维非线性有限元法，通过松弛方案与未松弛方案计算，对小湾拱坝的应力和位移、屈服区

分布以及坝基浅部关键截面的抗剪安全度、点安全度等方面进行了比较分析,得出如下结论:

(1) 建基面地基松弛后,主要影响低高程局部区域的变形和应力,对拱坝整体变形和应力分布的影响很小;

(2) 地基松弛后,拱冠梁建基面(953 m 高程)坝踵处第一主应力有所增大,坝趾处第三主应力有所减小;

(3) 由于 953.0 m 高程以下坝基岩体强度指标降低,拱冠处梁的作用减弱,拱冠梁处距坝踵 20 m 范围的点安全系数也略有降低;

(4) 原设计方案在未松弛情况下基本可以满足《混凝土拱坝设计规范》关于建基面抗剪(断)安全系数的要求;

(5) 坝基松弛后,抗剪(断)安全系数降低明显,与规范规定的要求相差较大;

(6) 需采用适当的工程措施,比如体形调整、地基灌浆、地基锚固等,具体措施及效果有待后文介绍。

随着我国水电工程向西南方向的转移,类似于小湾卸荷松弛问题可能还会在一些高坝建设中不断出现,本文的研究思路和成果对其他工程也将有一定的参考价值。

参考文献

- [1] GRIFFITH A A. The phenomena of rupture and flow in solids[J]. *Philosophical Transactions of the Royal Society B-biological Sciences, London*, 1921, A221: 163—198.
- [2] GRIFFITH A A. Theory of rupture[C]// *Proceedings of the First International Congress for Applied Mechanics*, Delft: [s. n.], 1924: 55—63.
- [3] BRACE M F, PAULDING B W, SCHOLZ C. Dilatancy in the fracture of crystalline rocks[J]. *Journal of Geophysical Research*, 1966, 71: 3939—3953.
- [4] SWANSON S R, et al. An observation of loading path independence of fracture rock[J]. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, 1971, 8(3): 277—281.
- [5] 许东俊, 耿乃光. 岩体变形和破坏的各种应力途径[J]. *岩土力学*, 1986, 7(2): 17—25.
XU Dong-jun, GENG Nai-guang. The various stress paths causing deformation and failure in rocks[J]. *Rock and Soil Mechanics*, 1986, 7(2): 17—25.
- [6] 吴刚. 岩体在加、卸荷条件下破坏效应的对比分析[J]. *岩土力学*, 1997, 18(2): 13—16.
WU Gang. Comparison of failure effects of rock mass under loading and unloading conditions[J]. *Rock and Soil Mechanics*, 1997, 18(2): 13—16.
- [7] 哈秋龄. 岩石边坡工程与卸荷非线性岩石(体)力学[J]. *岩石力学与工程学报*, 1997, 16(4): 386—391.
HA Qiu-ling. Rock slope engineering and unloading nonlinear rock mass mechanics[J]. *Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering*, 1997, 16(4): 386—391.
- [8] 胡静. 边坡开挖爆破和卸荷松弛效应的有限元分析[硕士学位论文 D]. 武汉: 武汉大学, 2000.
- [9] 陈胜宏. 计算岩体力学与工程[M]. 北京: 中国水利水电出版社, 2006.
- [10] 陈惠发, A. F. 萨里普. 混凝土和土的本构方程[M]. 余天庆, 王勋文, 刘西拉, 等译. 北京: 中国建筑工业出版社, 2004.
- [11] 傅少君, 陈胜宏, 邹丽春. 小湾拱坝诱导底缝的三维有限元分析[J]. *水利学报*, 2006, 37(1): 97—103.
FU Shao-jun, CHEN Sheng-hong, ZOU Li-chun. Analysis of bottom induced joint in arch dam of Xiaowan Project by using 3-D FEM[J]. *Journal of Hydraulic Engineering*, 2006, 37(1): 97—103.
- [12] 陈胜宏, 强晟, 陈尚法. 加锚岩体的三维复合单元模型研究[J]. *岩石力学与工程学报*, 2003, 22(1): 1—8.
CHEN Sheng-hong, QIANG Sheng, CHEN Shang-fa. Study on the three-dimensional composite element model of bolted rock masses[J]. *Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering*, 2003, 22(1): 1—8.
- [13] 强晟, 陈胜宏. 不连续岩体的三维弹黏塑性复合单元模型研究[J]. *岩石力学与工程学报*, 2004, 23(20): 3390—3396.
QIANG Sheng, CHEN Sheng-hong. Three dimensional elasto-viscoplastic composite element model for discontinuous rock masses[J]. *Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering*, 2004, 23(20): 3390—3396.
- [14] 陈胜宏, PETER Egger, 熊文林. 加锚节理岩体流变模型及三维弹黏塑性有限元分析[J]. *水利学报*, 1998, (9): 23—29.
CHEN Sheng-hong, PETER Egger, XIONG Wen-lin. Rheological model and three dimensional elasto-viscoplastic finite element analysis of jointed rock masses reinforced by bolts[J]. *Journal of Hydraulic Engineering*, 1998, (9): 23—29.
- [15] OWEN D R J, HINTON E. Finite elements in plasticity: Theory and practice[M]. Swansea: Pineridge Press Ltd., 1980.
- [16] 中华人民共和国水利部. SL282—2003 混凝土拱坝设计规范[S]. 北京: 中国水利水电出版社, 2003.