

小湾特高拱坝首蓄期坝体变形特性分析及评价

胡波^{1,2}, 刘观标¹, 吴中如²

(1. 国网电力科学研究院南京南瑞集团公司, 江苏 南京 210003;

2. 河海大学水文水资源与水利工程科学国家重点实验室, 江苏 南京 210098)

摘要:针对小湾特高拱坝首次蓄水期坝体变形备受关注的几个焦点问题,运用综合过程线对比、数学建模、数值仿真、数理统计分析等定性和定量方法进行分析,结果表明:小湾大坝坝体蓄水早期向上游方向倾斜(主要与库盘下沉有关),库水位是首蓄期坝体变形的最主要影响因素,坝体时效变形已趋于收敛。通过将数值仿真成果与实测值比较、模型分析与实测值比较、设计预警指标与实测值比较、小湾工程与同类工程实测值比较,认为小湾水电站特高拱坝经受了正常蓄水位工况下的综合考验,尽管变形量值较大,但变形规律总体正常,首蓄期大坝处于安全状态。

关键词:小湾大坝;特高拱坝;大坝变形;原型监测;数值仿真

中图分类号:TV642.4

文献标志码:A

文章编号:1006-7647(2015)06-0068-05

Deformation analysis and safety evaluation of Xiaowan ultra-high arch dam during first impoundment//HU Bo^{1,2}, LIU Guanbiao¹, WU Zhongru²(1. State Grid Electric Power Research Institute, Nari Group Corporation, Nanjing 210003, China; 2. State Key Laboratory of Hydrology-Water Resources and Hydraulic Engineering, Hohai University, Nanjing 210098, China)

Abstract: In consideration of some key problems relating to the deformation of the Xiaowan Arch Dam during the first impoundment, the deformation was analyzed with qualitative and quantitative methods, including comprehensive hydrograph analysis, model analysis, numerical simulation, and mathematical statistics. The results show that the dam inclined upstream in the early stage of reservoir impoundment, mainly due to the sinking of the reservoir basin. The reservoir water level was the main factor in the dam deformation, and the time-effect component of the deformation tended to be convergent during the first impoundment. Comparisons of numerical results, modeled results, and designed warning indexes with measured data from the Xiawen Arch Dam, as well comparisons of its measured data with those of other similar projects, demonstrate that the Xiaowan Arch Dam operated normally at the normal water storage level. Although the deformation was relatively large in this case, its regularity was reasonable, demonstrating that the dam was in a safe condition during the first impoundment.

Key words: Xiaowan Dam; ultra-high arch dam; dam deformation; prototype monitoring; numerical simulation

作为世界上已建成的最高拱坝,加其特殊的工程地质条件,小湾大坝从设计、建设之初就备受世人关注,掌握其首次蓄水期坝体变形的时空演化规律是保障工程建设和运行安全的一项关键技术问题^[1]。小湾大坝变形监测工作得到了业主、设计单位及众多专家的高度重视,较为少见地在首蓄期就实施了垂线、静力水准等自动化监测,较为完整、细致、准确地捕捉到了大坝变形的变化发展全过程,为进一步深入分析提供了宝贵的资料。

本文基于实测成果,总结和归纳了坝体变形的时空演化规律,从中提炼出若干需要重点关注的焦

点问题。针对这些问题,运用作图分析、特征值统计分析、成因建模分析、综合类比等方法进行分析和探讨,总结坝体的变形规律,分析变形的成因及发展趋势,在此基础上对整个工程的安全性态进行评价。

1 变形监测

1.1 工程概况

小湾水电站位于云南省界内澜沧江中游河段,工程以发电为主,兼顾航运、灌溉、防洪、拦沙、旅游和养殖等综合利用,发电装机容量4 200 MW,属于大(1)型一等工程^[2]。小湾水电站主坝采用混凝土

双曲拱坝,最大坝高 294.5 m,库容约为 $1.49 \times 10^{10} \text{ m}^3$,具有多年调节能力,是澜沧江中下游河段的龙头水库。

小湾水库坝址区河谷深切,岸坡陡峻,为典型的“V”形河谷。坝区地质、水文条件复杂,坝基岩体主要为黑云花岗片麻岩和角闪斜长片麻岩,建基面有一条Ⅱ级断层出露,发育近 EW 向和近 SN 向两组陡倾Ⅳ级结构面。坝址两岸山体受到强烈的卸荷作用,最大卸荷深度达 160 m,结构面较发育,地下水主要为基岩裂隙潜水,属于中高地应力区。由于坝基开挖深度大、地应力高,开挖过程中出现了“葱皮”、“板裂”等岩体松弛现象^[3]。

1.2 变形监测简况

坝体水平变形主要采用了垂线、边角前方交会法、坝顶 GPS 和三维真空激光等方法进行监测^[4]。考虑到垂线系统实施了自动化监测,获得的监测值序列较长,较为完整、细致地捕捉到了坝体变形的过程,下文重点采用垂线监测数据进行分析。

在 4、9、15、19、22、25、29、35、41 号坝段各层廊道分段设置正垂线,并分别在基础廊道或灌浆廊道中和倒垂线相衔接,以监测水平变形和挠度^[2],测点布置如图 1 所示。垂线测点采用南京南瑞集团公司生产的电容式双向垂线坐标仪进行自动化监测,量程主要有 50 mm 和 100 mm 两种,测量精度为 0.1 mm,水平位移向下游为正,向左岸为正,反之为负。

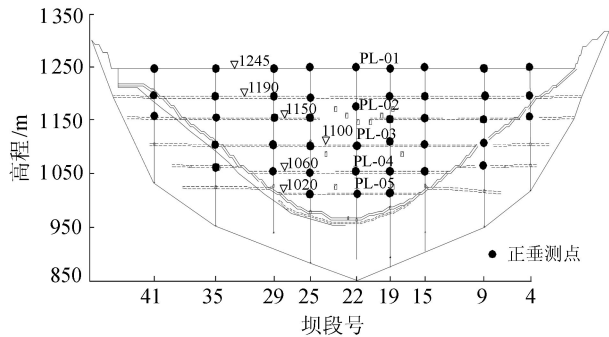
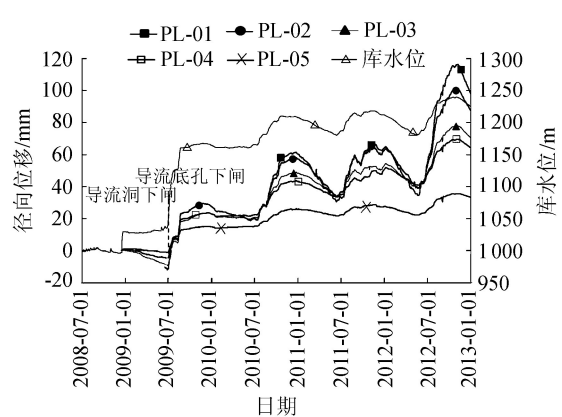


图 1 垂线监测测点布置示意图

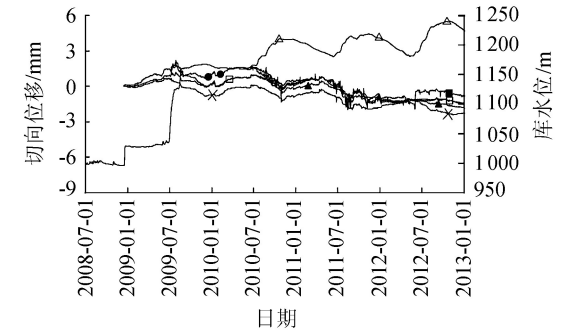
2 坝体变形时空演化规律

各坝段水平位移演化过程明显受到库水位的影响,基本能与蓄水进程对应,径向位移明显大于切向。以拱冠梁为例,分析位移的时间演化规律,各测点径向和切向位移过程线如图 2 所示。

由图 2 可知,拱冠梁径向位移量级远大于切向。导流底孔下闸前,随着库水位的抬升,坝体略有向上游方向小幅变位的趋势,其中测点 PL-02 向上游最大变位 13.3 mm。导流底孔下闸后,水位继续抬升,坝体开始向下游变位,其中测点 PL-01 向下游最大



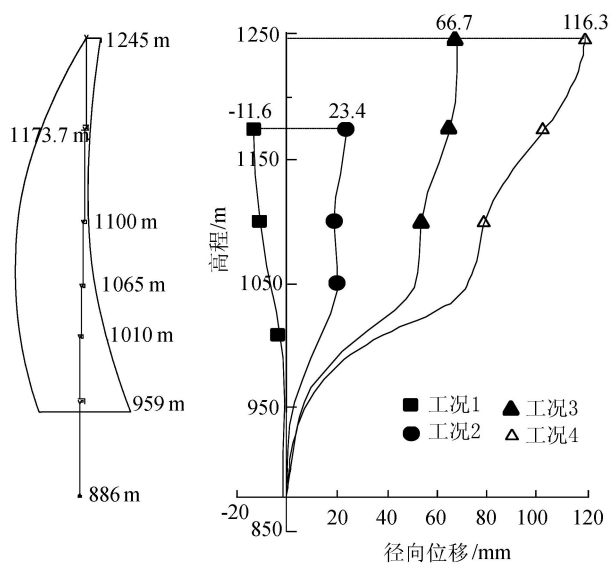
(a) 径向位移



(b) 切向位移

图 2 拱冠梁各测点位移过程线

变位 116.3 mm。各典型工况下拱冠梁径向位移空间分布情况如图 3 所示,其中工况 1 库水位 1 038.7 m,工况 2 库水位 1 160.3 m,工况 3 库水位 1 218.4 m,工况 4 库水位 1 240.0 m(正常蓄水位)。



(a) 拱冠梁垂线测点布置

(b) 拱冠梁挠度

图 3 拱冠梁挠度分布

由图 3 可知,拱冠梁径向位移随着测点高程的增大而增大,坝顶径向位移大于坝基。正常蓄水位下拱冠梁坝顶径向位移达 116.3 mm,同测次坝基廊道径向位移为 7.9 mm。坝体挠度线近似呈抛物线形态。

导流底孔下闸后,库水位抬升,大坝受到的水推力增大,坝体向下游方向变位,整体规律符合一般认识,下文重点对两个问题展开讨论:第一,蓄水早期,库水位抬升,坝体为何向上游变位?其二,中高水位条件下,坝体向下游方向变形的量级及变化趋势是否正常,是否超过控制指标,变形发展情况是否趋于收敛?

3 蓄水早期坝体倾向上游现象分析

导流底孔下闸前,可能引起坝体向上游变位的原因主要有:坝体倒悬结构的混凝土重力作用;气温上升;库盘下沉。下面对这几个因素展开分析。

3.1 倒悬结构影响定性分析

根据施工资料^[5],拱冠梁倒悬结构主体部分在蓄水前已基本浇筑完成。实测结果表明:蓄水早期坝体倾向上游主要发生在导流洞下闸(2008-12-16)至导流底孔下闸(2009-06-28)时段,因坝体为倒悬结构,该时段重力所产生的向上游倾斜弯矩的增量很小,且由于坝体浇筑所增加的重力将增大向下游方向倾斜的力矩。由此推断,蓄水早期坝体向上游倾斜的现象与坝体倒悬结构浇筑无直接关系。

3.2 温度影响定性分析

拱冠梁径向位移与气温综合过程线如图4所示。

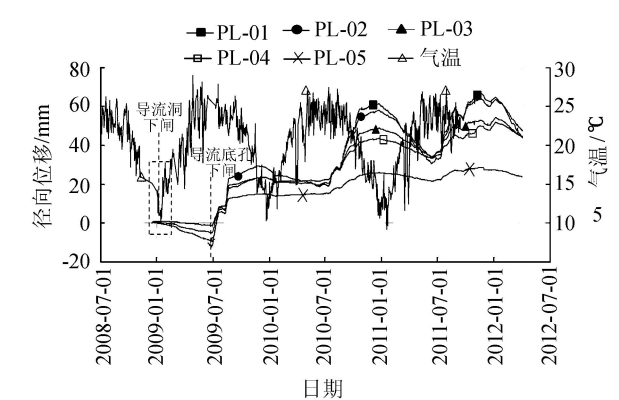


图4 拱冠梁径向位移、气温综合过程线

由图4可知,从导流洞下闸封堵(气温15.1℃)到导流底孔下闸这段时间,气温先小幅下降,2009年1月15日气温降至10.6℃;此后气温逐步回升,2009年7月19日升至27.9℃。导流洞下闸至2009年1月15日期间气温下降了4.5℃,如果气温是主导因素,坝体理应先微微向下游方向变位;然而实际并未观测到这种现象。气温是决定这一阶段变形特性的主导因素这一假设值得怀疑。再者,变形量中温度变化的贡献到底有多大?导流洞下闸至导流底孔下闸期间,气温变幅约17℃,仅气温上升一个因素,能否导致坝体向上游变位最大达13mm?

由图2可知,蓄水早期坝体向上游倾斜的时间

点与蓄水进程有很好的对应关系。下文将通过建立数学模型,探讨拱冠梁径向位移与库水位、温度等影响因素之间的定量关系。

3.3 库水位、温度、时效定量分析

为了弄清库水位、温度及时效等因素对坝体径向位移的影响,基于实测成果建立坝体位移数学模型。位移模式按下式构造:

$$\delta = \sum_{i=0}^5 \alpha_i (H - H_0)^i + \sum_{i=1}^2 (b_{1i} \sin \frac{2\pi it}{365} + b_{2i} \cos \frac{2\pi it}{365}) + \sum_{i=1}^5 b_i (T_i - T_{i0}) + \sum_{i=1}^3 c_i I_i$$

式中:δ为径向位移;H和H₀分别为监测日和基准日所对应的水头;t为监测日至始测日的天数;T_i和T_{i0}分别为监测日和基准日所对应的各高程拱圈平均温度;I_i为时效模式;a_i、b_{1i}、b_{2i}、b_i和c_i为待定系数。

模型分析主要成果见表1,表中R为复相关系数;P为相对精度,为剩余标准差与测值变幅之比。

表1 拱冠梁位移分量分解

测点号	R	P/%	水压分量		温度分量		时效分量	
			变幅/mm	比例/%	变幅/mm	比例/%	变幅/mm	比例/%
PL-01	0.99	0.3	92.1	77.3	11.0	9.2	16.0	13.5
PL-02	0.98	0.4	121.6	89.3	10.2	7.5	4.4	3.2
PL-03	0.98	0.4	81.0	70.8	18.8	16.5	14.5	12.7
PL-04	0.99	0.3	64.1	71.2	8.8	9.7	17.2	19.1
PL-05	0.99	0.5	32.1	82.0	3.7	9.3	3.4	8.7

由表1可知,数学模型拟合复相关系数均大于0.95,相对误差小于1%,模型计算值与实测值十分接近,这说明模型有较高的精度。分析表明,库水位是影响位移变化的最主要因素,各测点水压分量变幅在32.1~121.6mm之间,对变形的贡献比例最高,占70.8%~89.3%;温度和时效影响相对较小,各测点温度分量变幅在3.7~18.8mm之间,贡献占7.5%~16.5%;时效分量变幅在3.4~17.2mm之间,贡献占3.2%~19.1%。

典型测点(拱冠梁PL-03)径向位移水压分量、温度分量及时效分量过程线如图5所示。

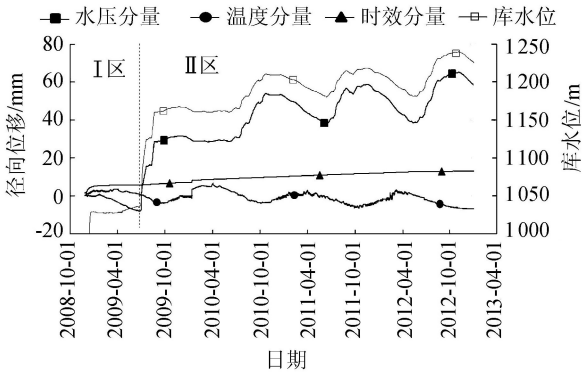


图5 拱冠梁 PL-03 径向位移分量过程线

由表 1 和图 5 可知,库水位是蓄水初期引起拱冠梁 PL-03 测点向上游倾斜的主要原因(贡献占 60% 以上);该时段内温度上升也使得坝体微微向上游变位,但不是主要原因(贡献小于 20%)。2010 年水位蓄至 1 160 m 后,水压分量呈现一定的年周期变化。温度分量呈现明显的年周期变化。时效分量在蓄水初期增速较快,随后逐渐趋缓。

库水对坝体变形有两种效应:其一,库水重力使得库盘下沉,导致坝基坝体向上游倾斜,表现为径向位移测值与库水位负相关(效应 1);其二,库水压力产生向下游方向的推力,使得坝体向下游方向变位,表现为测值与库水位正相关(效应 2)。其作用示意如图 6 所示。

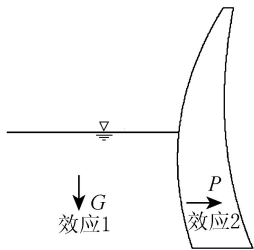


图 6 库水对坝体径向位移影响示意图

不同的蓄水阶段,对位移起主导作用的效应不同。蓄水初期水重力荷载刚刚加载,库盘较为松散的岩土体处于固结初期,此阶段库盘沉降速率较大,同时库水对坝体向下游的推力较小,此时效应 1 占主导地位;导流底孔下闸后,库盘已沉降一段时间,沉降速率相对趋缓,同时水位快速上升,向下游的水推力显著增大,效应 2 开始占主导地位。可见蓄水早期库水自重引起库盘下沉是造成坝体向上游倾斜的主要原因。

4 大坝变形趋势分析

时效变形的发展变化规律一定程度上反映了大坝的运行状态。如果蓄水很长时间后,大坝时效变形突然增大或仍变化剧烈,很可能是大坝病态工作的征兆。因此,提取变形时效分量,分析其变化趋势意义重大。拱冠梁各测点径向位移时效分量如图 7 所示。

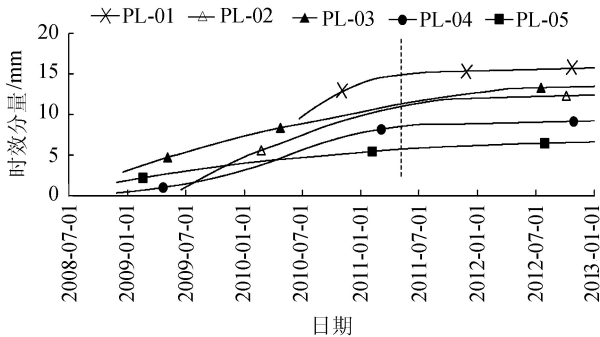


图 7 拱冠梁各测点径向位移时效分量

由图 7 可知,拱冠梁各高程径向位移时效分量在蓄水初期增速较快(变幅范围为 6.6 ~ 15.7 mm),2011 年 4 月以来位移时效分量增速已逐渐放缓并趋于收敛,这对大坝安全是有利的。

5 综合对比分析

5.1 数值仿真成果与实测值比较

将拱冠梁径向位移数值仿真成果^[4]和实测值进行对比,库水位从 996 m 升至 1 240 m 高程期间,拱冠梁各测点的径向位移增量计算值与实测值对比情况如图 8 所示。

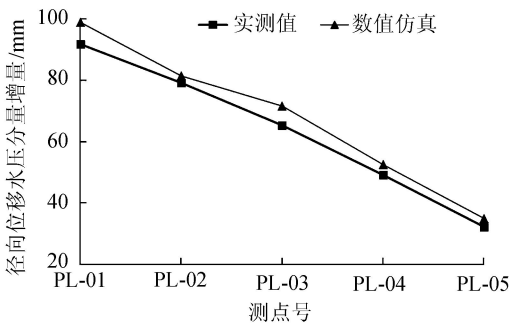


图 8 拱冠梁径向位移计算值与实测值比较

总体上计算值与实测值较为一致,计算值略大于实测值,差异量小于变形总增量的 10%。差异主要是仿真模型力学边界条件、材料参数等与实际情况不完全相同所致,小的差异在允许范围内。通过对比不难发现,原型监测与数值仿真成果较为吻合,两类方法得到的结果互为印证,均一致表明,在 1 240 m 高程水位条件下,尽管坝体河床坝段径向变形较大,仍符合模型描述的力学规律,属于正常情况。

5.2 数学模型分析结果与实测值比较

以监控模型为参考,将实测值与模型分析结果进行比较,据此评估实测值所反映的状态。以典型测点 PL-03 为例,拱冠梁径向位移模型分析结果与实测值对比情况如图 9 所示,图中 S 为模型剩余标准差。

由图 9 可知,拱冠梁位移实测值绝大部分时间位于模型分析结果正负 2 倍标准差区间范围,全都在正负 3 倍标准差区间范围内,模型分析结果与实测值较为接近,这一方面验证了所建立的数学模型的正确性,另一方面也说明拱冠梁径向变形实测值符合数学模型所描述的规律。

5.3 设计预警指标与实测值的比较

拱冠梁坝顶实测值与预警指标^[5]比较如图 10 所示。

由图 10 可知,各典型高库水位运行工况条件下,拱冠梁坝顶径向位移实测值均未超过设计预警

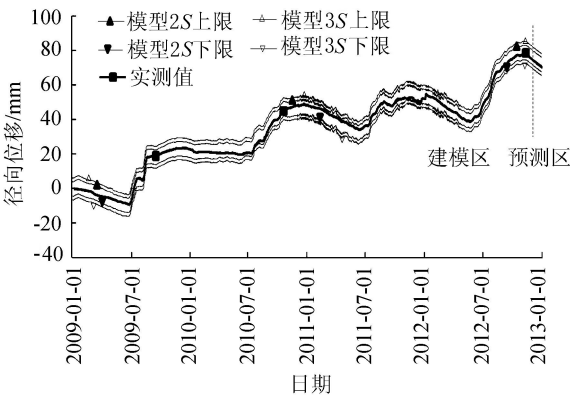


图9 拱冠梁 PL-03 径向位移实测值与模型分析结果比较

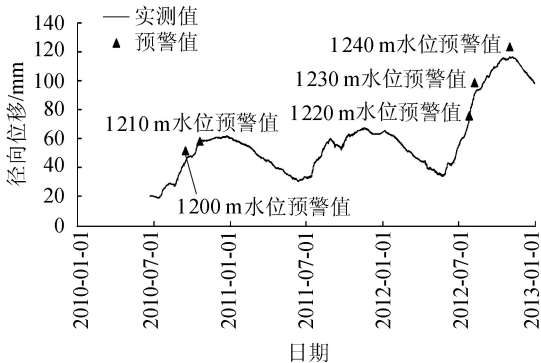


图10 拱冠梁坝顶径向位移实测值与设计预警指标比较

指标,其中正常蓄水位位移实测值为 116.3 mm,未超过预警指标 123.6 mm,说明正常库水位条件下该部位的变形量正常。

5.4 与同类工程实测值的比较

二滩拱坝最大坝高 240m,电站于 1998 年 5 月 1 日正式下闸蓄水,1999 年 10 月底蓄至正常蓄水位,至今已正常运行 10 余年。为了监测坝体的径向位移,在拱冠梁、接近左右 1/2 拱断面、左右 1/4 拱断面布置了垂线。

资料显示^[6],二滩大坝径向位移近似对称分布,河床段位移较大(拱冠梁最大值为 106.2 mm),岸坡位移较小;从时间尺度来看,位移明显与库水位正相关。总体来看,小湾径向位移的空间分布和时间演化规律与二滩类似。两座大坝径向变形对比情况如表 2 所示。

表 2 小湾与二滩首蓄期拱冠梁坝顶径向变形实测值比较

工程名称	最大坝高/m	首蓄期库水位变幅/m	径向位移变幅/mm	单位水头位移变幅/(mm·m ⁻¹)
小湾	294.5	223	116.3	0.522
二滩	240.0	173	106.2	0.614

由表 2 可知,小湾拱冠梁坝顶首蓄期位移变幅绝对值(116.3 mm)比二滩(106.2 mm)稍大,但小湾单位水头径向位移变幅(0.522 mm/m)比二滩还小(0.614 mm/m)。二滩大坝建在地质条件较好的正

长岩、玄武岩基础之上,至今已安全运行十余年。可以推断小湾大坝当前的变形量属正常。

综合对比不难看出,尽管小湾坝体变形量值较大,但变形规律总体正常。

6 主要结论

基于实测和数值仿真计算成果,运用作图分析、特征值统计分析、成因建模分析、综合类比等方法,对小湾大坝首蓄期的坝体变形规律及工程安全性态进行了分析和评价,主要得到以下几点认识:

a. 自动化监测系统自下闸蓄水前即开始运行,取得了大量可靠性高、连续性好、精度高的实测数据,较为完整、细致地捕捉到了坝体变形发生、发展的全过程,为大坝安全状态评价及蓄水决策提供了基础数据支撑,同时也为深入研究特高拱坝首蓄期的变形特性等科研工作提供了宝贵资料。

b. 水位蓄至正常蓄水位期间,大坝各坝段的径向位移沿拱圈方向总体基本对称,径向位移在河床坝段变幅大,并向两岸递减,其中拱冠梁变形最大,达 116.3 mm;坝体挠度曲线近似呈抛物线形态,坝顶位移普遍大于坝基。时间尺度上,蓄水早期坝体稍稍向上游变位(最大 13.3 mm),导流底孔下闸后,坝体开始向下游变位(最大 116.3 mm)。切向位移沿拱圈方向亦基本对称,近似以拱冠梁为中心呈双峰型反对称分布。时间尺度上,随着库水位的抬升,坝体向两岸山体方向变位。

c. 关于蓄水早期坝体向上游倾斜,分析发现,这主要由于库水自重引起库盘下沉所致,该时段内温度上升因素的贡献相对较小(小于 20%),拱坝的倒悬结构也不是主要原因。

d. 关于坝体变形成因,分析表明,库水位是坝体径向位移变化最主要的影响因素(变幅占总量 50.9%~89.3%),温度和时效的影响相对较小(绝大部分未超过变幅总量的 25%)。

e. 关于变形发展趋势,模型分析表明,能反映结构工作安全状态的时效变形分量占总变形变幅的比例相对较小(占 10.9%~21.9%),且自 2011 年 4 月以来已逐渐放缓并趋于收敛。时效变形量值不大且较快趋于收敛,表明小湾坝体和坝基整体性较好,未出现趋势性不收敛现象,这对大坝安全是有利的。

f. 关于“立体式”综合对比分析,通过将数值仿真计算成果与实测值比较、模型分析结果与实测值比较、设计预警指标与实测值比较、小湾工程与同类工程实测值比较,发现各种方法得到的结论总体一致、吻合较好,成果互为补充和校验。

(下转第 118 页)

of mechanical properties of PVA fiber reinforced high strength concrete [J]. China Concrete and Cement Products, 2008 (4): 46-49. (in Chinese))

[17] HAMOUSH S, ABU-LEBDEH T, CUMMINS T. Deflection behavior of concrete beams reinforced with PVA micro-fibers [J]. Construction and Building Materials, 2010, 24 (11): 2285-2293.

[18] 苏骏, 李响. PVA 纤维混凝土受弯梁力学性能分析 [J]. 湖北工业大学学报, 2012, 27 (2): 122-124. (SU Jun, LI Xiang. Analysis on the mechanical behavior of the flexural PVA fiber-reinforced concrete beam [J]. Journal of Hubei University of Technology, 2012, 27 (2): 122-124. (in Chinese))

[19] 李响. PVA 纤维混凝土梁抗弯性能研究 [D]. 武汉: 湖

(上接第 72 页)

综上所述, 经过变形成因分析、焦点问题分析, 认为小湾大坝经受了 1 240 m 正常蓄水位工况下的综合考验, 尽管坝体变形量值较大, 但变形规律总体正常, 大坝首蓄期处于安全状态。

参考文献:

[1] 邢林生, 周建波. 我国特高坝安全长效运行技术探讨 [J]. 水利水电科技进展, 2013, 33 (4): 1-5. (XING Linsheng, ZHOU Jianbo. Discussion on long-term and safety operation of ultra-high dams in China [J]. Advances in Science and Technology of Water Resources, 2013, 33 (4): 1-5. (in Chinese))

[2] 邹丽春. 小湾水电站工程的挑战与思考 [J]. 水力发电, 2010, 36 (12): 15-19. (ZOU Lichun. Challenge and thinking of constructing Xiaowan Hydropower Project [J]. Water Power, 2010, 36 (12): 15-19. (in Chinese))

[3] 赵斌, 赵志勇, 邱小弟, 等. 小湾水电站安全监测自动化

系统的总体设计 [J]. 水电自动化与大坝监测, 2008, 32 (6): 53-57. (ZHAO Bin, ZHAO Zhiyong, QIU Xiaodi, et al. General design of safety monitoring automation system for Xiaowan Hydropower Station [J]. Hydropower Automation and Dam Monitoring, 2008, 32 (6): 53-57. (in Chinese))

[4] 胡波. 基于原型监测的小湾特高拱坝首次蓄水期变形特性若干关键问题研究 [R]. 南京: 南京南瑞集团公司, 河海大学, 2013.

[5] 胡灵芝, 邹兴宏. 云南澜沧江小湾水电站第三阶段蓄水期拱坝及坝基坝肩安全监测资料分析专题报告 [R]. 昆明: 中国水电顾问集团昆明勘测设计研究院, 2011.

[6] 舒涌. 二滩拱坝初次蓄水的变位监测反分析 [J]. 水电站设计, 2006, 22 (2): 34-41. (SHU Yong. Back analysis of displacement monitoring results during Ertan Arch Dam first impoundment [J]. Electromechanical Technology of Hydropower Station, 2006, 22 (2): 34-41. (in Chinese))

(收稿日期: 2014 - 09 - 05 编辑: 熊水斌)

(上接第 81 页)

[5] 杨璞, 刘应华, 袁鸿雁, 等. 计算结构极限载荷的修正弹性补偿法 [J]. 工程力学, 2006, 23 (3): 21-26. (YANG Pu, LIU Yinghua, YUAN Hongyan, et al. A modified elastic compensation method for the computation of limit loads [J]. Engineering Mechanics, 2006, 23 (3): 21-26. (in Chinese))

[6] 陈立杰, 刘应华, 杨璞, 等. 复杂结构塑性极限分析的修正弹性补偿法 [J]. 机械工程学报, 2007, 43 (5): 187-193. (CHEN Lijie, LIU Yinghua, YANG Pu, et al. Modified elastic compensation method for limit analysis of complex structures [J]. Chinese Journal of Mechanical Engineering, 2007, 43 (5): 187-193. (in Chinese))

[7] 杨绿峰, 余波, 张伟. 弹性模量缩减法分析杆系和板壳结构的极限承载力 [J]. 工程力学, 2009, 26 (12): 64-

70. (YANG Lufeng, YU Bo, ZHANG Wei. The elastic modulus reduction method for load carrying apacity evaluation of frame, plate and shell structures [J]. Engineering Mechanics, 2009, 26 (12): 64-70. (in Chinese))

[8] 夏志皋. 塑性力学 [M]. 上海: 同济大学出版社, 1991.

[9] MACKENZIE D, SHI J, BOYLE J T. Finite element modeling for limit analysis by elastic compensation method [J]. Computers & Structures, 1994, 51 (4): 403-410.

[10] 郑东健, 雷霆. 基于突变理论的高拱坝失稳判据研究 [J]. 岩土工程学报, 2011, 33 (1): 23-27. (ZHENG Dongjian, LEI Ting. Instability criteria for high arch dams using catastrophe theory [J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2011, 33 (1): 23-27. (in Chinese))

(收稿日期: 2014 - 06 - 04 编辑: 熊水斌)

• 118 • 水利水电科技进展, 2015, 35 (6) Tel: 025 - 83786335 E-mail: jz@hhu.edu.cn http://www.hehaiqikan.cn