

锦屏一级拱坝黏弹性工作性态反演分析

王少伟^{1,2}, 徐丛¹, 苏怀智³

(1. 常州大学环境与安全工程学院, 江苏, 常州 213164;
2. 南京水利科学研究院水文水资源与水利工程科学国家重点实验室, 江苏 南京 210029;
3. 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:针对锦屏一级拱坝历年1880 m高水位稳定期坝体向下游侧位移持续增大的异常变形性态, 基于现场位移监测数据和坝体混凝土徐变试验数据, 对该拱坝当前运行性态进行了反演分析。结果表明: 坝体目前处于黏弹性工作状态, 监测发现的短期趋势性变形是由水压荷载作用下黏弹性滞后变形效应和年周期环境温降效应所共同引起。混凝土黏弹性力学参数之间具有较好的线性关系, 基于弹性水压分量反演得到的坝体混凝土弹性模量实际是瞬时弹性模量与延迟弹性模量的等效值, 对于锦屏一级拱坝, 该反演值为35.5 GPa, 与前期反演值和试验值较为接近; 而基于黏弹性水压分量反演得到的广义 Kelvin 模型中瞬时弹性模量、2 延迟弹性模量和 2 黏滞系数分别为47.3 GPa、189.4 GPa、132.3 GPa、383.8 GPa·d 和 20 574.6 GPa·d。建议今后对锦屏一级拱坝建立变形监控模型时, 应在 HST 模型中引入黏弹性滞后水压分量。

关键词: 锦屏一级拱坝; 工作性态; 实测位移; 黏弹性有限元; 反演分析

中图分类号: TV642 **文献标志码:** A **文章编号:** 1006-7647(2020)05-0062-08

Back analysis of viscoelastic working behavior for Jinping-I Arch Dam//WANG Shaowei^{1,2}, XU Cong¹, SU Huaizhi³
(1. School of Environmental and Safety Engineering, Changzhou University, Changzhou 213164, China; 2. State Key Laboratory of Hydrology-Water Resources and Hydraulic Engineering, Nanjing Hydraulic Research Institute, Nanjing 210029, China; 3. State Key Laboratory of Hydrology-Water Resources and Hydraulic Engineering, Hohai University, Nanjing 210098, China)

Abstract: Aiming at the annually measured continuous growth phenomenon of the dam body deformation towards the downstream direction for Jinping-I Arch Dam when the reservoir keeps stable at the normal water level elevation of 1880 m, back analysis was conducted for the viscoelastic working behavior of the dam based on the measured displacement data and the concrete creep data. The results show that the dam body is in a working state of viscoelastic at present, and the measured short-term trend deformation is jointly caused by the hysteretic hydraulic deformation and the ambient temperature drop effect. Good linear relationships exist between the viscoelastic mechanical parameters of the dam concrete. The elastic modulus of the dam concrete through back analysis according to the elastic hydraulic component is actually an equivalent value of the instantaneous and delayed elastic modulus. For Jinping-I Arch Dam, this inversion value is 35.5 GPa, which is close to the earlier back-analysis value and experimental value. The instantaneous elastic modulus, two delayed elastic moduli and two viscosity coefficients in the generalized Kelvin model are 47.3 GPa, 189.4 GPa, 132.3 GPa, 383.8 GPa·d and 20574.6 GPa·d, respectively. To establish deformation monitoring models for Jinping-I Arch Dam, it is recommended that a new viscoelastic hysteretic hydraulic component should be added to the traditional hydraulic, seasonal and time (HST) model.

Key words: Jinping-I Arch Dam; working behavior; measured displacement; viscoelastic finite element method; back analysis

高坝的运行安全是当前坝工领域非常关注的问题,其核心就在于评估大坝的现状结构性态^[1]。变形作为混凝土坝运行性态的最直观反映,是评价大坝结构性态转异和长效服役健康状况的重要指

标^[2]。基于数值模拟的正分析是评价和诊断混凝土坝结构性态的重要方法之一。对此,国内外学者进行了大量研究,并取得了非常有价值的成果。Campos 等^[3]通过仿真分析,发现 Mequinenza 混

基金项目:国家自然科学基金(51709021);水文水资源与水利工程科学国家重点实验室“一带一路”水与可持续发展科技基金(2019nkzd03);江苏省研究生科研与实践创新计划(KYCX20-2560)

作者简介:王少伟(1988—),男,副教授,博士,主要从事水工结构安全监控及老化病害研究。E-mail: shaowei2006nanjing@163.com

土坝的异常趋势性变形主要是由湿胀所导致的坝体施工层面开裂而引起;Wu 等^[4-5]对锦屏一级拱坝施工期和初次蓄水期的工作性态进行了仿真和反演分析,表明坝体后期温升约 5~6℃,坝体混凝土和坝基岩体的弹性模量约为设计值的 1.65 倍;Jin 等^[6]基于数值模拟和工程类比分析,提出了以坝踵开裂至帷幕轴线、坝体混凝土屈服体积突变和坝体位移突变作为拱坝安全性的评价因子,所得结论与 Kölnbrein 拱坝开裂现状相符;黄耀英等^[7]基于黏弹性时变参数优化反演,定量解释了龙羊峡重力拱坝向上游侧的趋势性变形,认为主要因为坝体和基岩的黏滞系数较大,导致坝体自重引起的向上游侧时效变形需要较长时间才能收敛;王少伟等^[8]提出了基于 Drucker-Prager 屈服函数的坝基岩体蠕变分段准则,实现了对高混凝土坝固有时效变形的量化分析。

基于原位变形监测数据建立多类数学模型,并据此定量解释拱坝的变形机理、识别大坝运行过程中的异常征兆,是目前评价大坝现状结构性态的另一重要途径。胡波等^[9]基于变形监测数据的定性和定量分析,发现小湾拱坝蓄水初期坝体向上游侧的倾斜主要与水压作用下的库盘下沉有关;梁国贺等^[10]通过统一坝体与坝基内外观监测系统的基准点,获得了溪洛渡高拱坝首次蓄水期的真实变形状态,发现河谷持续收缩已对该拱坝形成挤压效应。吴中如院士领衔的大坝安全监控团队先后建立了统计模型、混合模型、确定性模型以及融合人工智能算法的机器学习模型等,其中最为经典的是水压-周期性温度-时效(hydraulic-seasonal-time effect, HST)的

3 因子因果模型^[11]。随着技术的进步和新工程问题的出现,上述模型也不断被优化和改进,Tatin 等^[12]考虑到 HST 模型中周期性函数表示的温度分量不能反映某一时段内气温明显低于或高于平均季节气温的情况,进而引入了日温差变形分量;Hu 等^[13]在 HST 模型中引入裂缝开度分量,定量解释了陈村拱坝下游面 105 m 高程水平裂缝对坝顶向上游侧异常趋势性变形的影响;Mata 等^[14]为研究气温日变化量对混凝土坝结构性态的影响,建立了坝体位移和气温两者日变化量之间的统计模型。

本文针对锦屏一级拱坝历年 1 880 m 高水位稳定期监测发现的坝体向下游侧位移持续增大的异常变形性态,根据现场监测数据和坝体混凝土徐变试验数据,总结坝体变形规律,在定性成因分析的基础上,反演坝体混凝土的黏弹性力学参数,以实现异常变形性态的定量分析。

1 基于监测数据的黏弹性滞后变形性态分析

锦屏一级拱坝位于四川省凉山彝族自治州境内的雅砻江干流上,是目前世界上已建的最高混凝土拱坝,最大坝高 305 m,为混凝土双曲拱坝,由 26 个坝段组成。工程于 2005 年开工,2009 年 10 月 23 日开始坝体首仓混凝土浇筑,2013 年 12 月 23 日全面浇筑至坝顶高程,2014 年 8 月 24 日首次蓄水至正常蓄水位 1 880 m,之后坝体上游库水位在 1 880 m 与 1 800 m 之间呈年周期性循环。坝体垂线监测点下游面立视图如图 1 所示。

坝体部分测点监测所得径向位移过程线如图 2

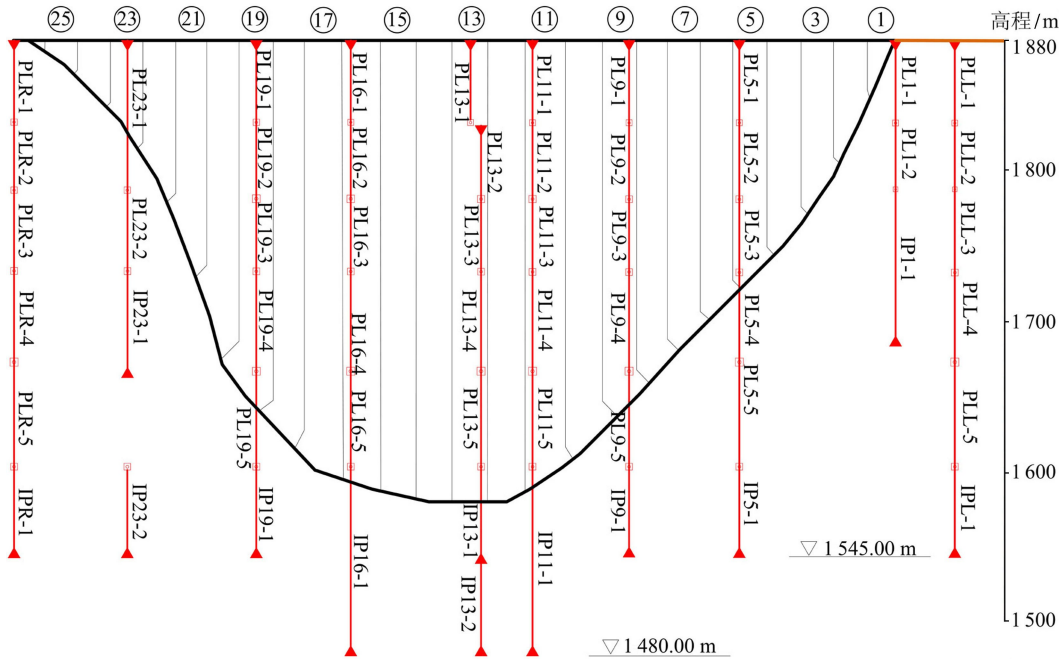


图 1 坝体垂线监测点下游面立视图

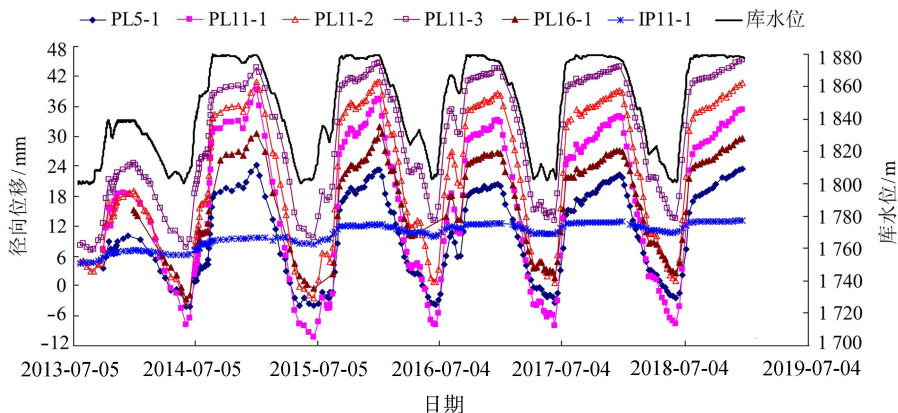


图2 坝体径向位移监测时间序列

所示,其他测点的变形规律与此类似,其中位移向下游侧为正,向上游侧为负。从图2可以看出:坝体各部位径向位移与库水位之间具有较好的相关性;坝基变形较小,且主要是向下游侧发展的不可恢复变形。从2013年7月19日首次蓄水至1800 m,至2014年6月再次下降至1800 m水位,此阶段坝体中上部产生了明显的向上游侧趋势性变形,且该趋势性变形量值在后期基本保持不变,而温度监测资料表明坝体目前处于整体升温状态,且上述阶段内仍有小幅度增长,到2015年之后才基本趋于稳定,因此可认为后期水化热引起的坝体温升是上述向上游侧趋势性变形的成因之一;另外,从理论上讲,自重作用下坝体和坝基的黏性滞后变形对此也有较大贡献。蓄水至1880 m或放水至1800 m时,各年的位移监测值差异性较小,表明库水位在此兴利调节区间内变动时,所产生的变形变化量属于可恢复变形。

2014年6月之后,库水位呈年周期性循环,且年内可主要划分为4个阶段,依次为:①上升期,每年6月中、下旬至7月中旬到9月中旬;②1880 m高水位稳定期,持续时间长达97~167 d;③下降期,每年12月底至次年4月上旬到6月上旬;④1800 m低水位稳定期,持续时间为半个月至2个月。从图2中可明显发现:1880 m高水位稳定期,坝体各测点存在较明显的向下游侧持续增大的趋势性变形,而1800 m低水位稳定期,坝体各测点的变形趋势是径向位移向上游侧持续增大,或者是已经产生的向下游侧径向位移持续减小。基于因果关系考虑,上述趋势性变形的成因可归结为2个方面:①坝体混凝土不可避免地存在着徐变变形,且实际工程试验中,主要为可恢复徐变^[15-16],使得坝体处于黏弹性工作状态,加、卸载后的变形发展具有明显的滞后效应;各年1880 m稳定期变形发展速率较一致,且在长达167 d期间,未出现变形收敛的趋势,表明坝体黏滞系数较大,各稳定运行工况下黏弹性滞后变形需要

较长时间才能趋于稳定。②环境温度变化效应,1880 m高水位稳定期基本开始于每年的7月中旬至9月中旬,持续到12月底,而坝址处气温年最高值和最低值分别出现在每年的7月底和1月初,因此上述1880 m水位稳定期属于坝址气温年周期性循环中的温降阶段,根据拱坝变形机理,温降将引起坝体向下游侧变形;而1800 m低水位稳定期则属于升温阶段,气温变化引起的坝体温度变形是向上游侧的。由此表明,1880 m高水位稳定期监测发现的短期趋势性变形,是由水压荷载作用下的黏弹性滞后变形效应和环境温降效应所共同引起的。

为进一步分析坝体混凝土徐变引起的黏弹性滞后变形,从图3所示水库蓄、放水过程中坝体PL11-1测点径向位移与库水位关系曲线可以看出:水位高于1840 m时,上升阶段和下降阶段过程中径向位移与库水位之间的整体规律基本一致,且不同年份之间基本相同,即加、卸载情况下的变形发展路径是相互平行的,由此也表明坝体处于黏弹性工作状态;同一水位下,各年上升阶段的位移值基本相同,而下降阶段位移的位移值略有差异,其主要是由各年1880 m高水位稳定期持续时间的长短不一致所引起的,持续时间越长,徐变变形量越大,而同年上升阶段和下

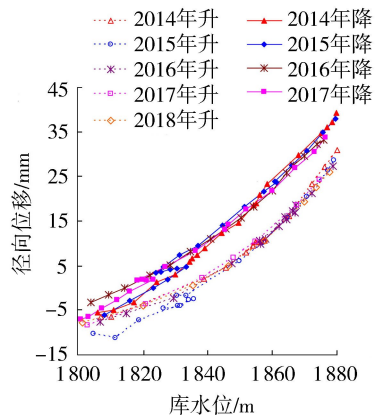


图3 水库蓄、放水过程中PL11-1测点径向位移与库水位关系曲线

降阶段之间的位移差值则是由上述稳定期内的黏弹性滞后变形和环境温降效应共同引起的向下游侧变形。库水位低于 1840 m 时,库水位下降阶段由于黏弹性变形的滞后恢复,使得上升阶段和下降阶段 2 曲线之间的间距变小。2015 年库水位下降过程中,在 1824 ~ 1833 m 水位之间出现了短期内的升降波动,初次和第 2 次下降至 1824 m 时,径向位移相差 3 mm,而此阶段时间间隔较短,其他环境因素的变化相对较小,表明在库水位下降引起的整体卸载过程中存在明显的滞后恢复变形。

综上,基于坝体径向监测位移分析结果表明:锦屏一级拱坝目前处于黏弹性工作状态,且坝体黏滞系数较大,导致水压荷载作用下黏弹性滞后变形的发展和消除所需时间较长,与温度变形叠加后,共同引起了锦屏一级拱坝 1880 m 高水位稳定期坝体向下游侧位移持续增大这一异常变形性态,因此需要对其成因进行定量分析解释。

2 坝体混凝土黏弹性力学参数试验分析

混凝土在定常持续应力作用下变形随时间不断增大的现象称为徐变,多采用徐变度来描述定常荷载作用下混凝土徐变与加荷龄期和持荷时间之间的关系。在大体积混凝土温控问题中,目前广泛采用的是朱伯芳院士提出的 8 参数徐变度公式^[16]:

$$C(t, \tau) = (x_1 + x_2 \tau^{-x_3}) \{1 - \exp[-x_4(t - \tau)]\} + (x_5 + x_6 \tau^{-x_7}) \{1 - \exp[-x_8(t - \tau)]\} \quad (1)$$

式中: $x_i(i=1,2,\cdots,8)$ 为根据试验确定的参数; t 和 τ 分别为持荷时间和加荷龄期。

大坝蓄水前,坝体混凝土已有较长龄期,可将式(1)中龄期对徐变度的影响部分视为定值,进而上述徐变度公式可转变为双指数函数形式。在混凝土坝长期变形的计算模型方面,基于时间微分形式的元件组合模型目前使用较多,通过 Hook 体、Kelvin 体、村山体、Newton 体和 Bingham 体等元件的组合,来表征混凝土和岩体的变形特征,并据此进行数值模拟分析^[8]。以 2 个 Kelvin 体串联而成的广义 Kelvin 模型如图 4 所示,常应力下的时效变形为

$$\varepsilon(t) = \frac{\sigma}{E_{K1}} \left[1 - \exp\left(-\frac{E_{K1}}{\eta_{K1}} t\right) \right] + \frac{\sigma}{E_{K2}} \left[1 - \exp\left(-\frac{E_{K2}}{\eta_{K2}} t\right) \right] \quad (2)$$

式中: E_{K1} 和 E_{K2} 为延迟弹性模量; η_{K1} 和 η_{K2} 为黏滞系

数; σ 为应力。

因此,可采用图 4 所示广义 Kelvin 模型表征坝体混凝土徐变引起的黏弹性工作性态,并参照岩土工程中基于蠕变试验的岩体蠕变模型辨识及参数反演方法^[17],对坝体混凝土徐变度曲线采用 $\varepsilon(t) = b_1[1 - \exp(-b_2 t)] + b_3[1 - \exp(-b_4 t)]$ (其中 b_1 、 b_2 、 b_3 、 b_4 为拟合参数)进行拟合,再根据拟合系数来确定黏弹性本构模型中的力学参数^[18]: $E_{K1} = 1/b_1$, $E_{K2} = 1/b_3$, $\eta_{K1} = 1/(b_1 b_2)$, $\eta_{K2} = 1/(b_3 b_4)$ 。

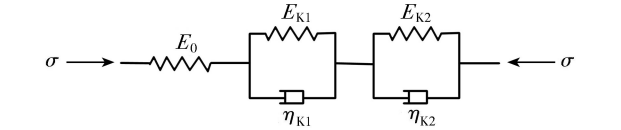


图 4 双 Kelvin 体表征的坝体混凝土黏弹性本构模型

锦屏一级拱坝坝体 C35 全级配混凝土的徐变度曲线试验值和广义 Kelvin 模型的拟合值如图 5 所示。坝体混凝土瞬时弹性模量试验值如表 1 所示,按照式(1)拟合混凝土徐变度曲线后计算得到广义 Kelvin 模型中的延迟弹性模量和黏滞系数如表 2 所示。随着龄期的增长和强度标号的提高,混凝土的瞬时弹性模量、延迟弹性模量和黏滞系数均明显增大。

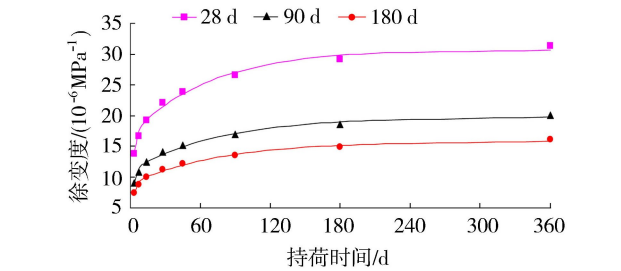


图 5 C35 混凝土不同加载龄期徐变度拟合曲线^[19]

表 1 坝体混凝土不同加载龄期瞬时弹性模量 E_0 试验值
GPa

C30 混凝土			C35 混凝土			C40 混凝土		
28 d	90 d	180 d	28 d	90 d	180 d	28 d	90 d	180 d
24.4	30.6	32.8	25.4	31.6	33.5	26.2	32.9	34.1

上述各力学参数之间的规律如图 6 所示。从中可以看出:混凝土瞬时弹性模量、延迟弹性模量和黏滞系数之间具有较好的正线性关系,且这种线性比例关系对 3 个标号的混凝土是基本相同的,因而可将这种正线性关系视为混凝土力学参数之间的一种固有规律。对于两力学参数之间的交点不为 0,如

表 2 坝体混凝土延迟弹性模量和黏滞系数

龄期/d	E_{K1}/GPa			$\eta_{K1}/(\text{GPa} \cdot \text{d})$			E_{K2}/GPa			$\eta_{K2}/(\text{GPa} \cdot \text{d})$		
	C30	C35	C40	C30	C35	C40	C30	C35	C40	C30	C35	C40
28	53.1	60.1	67.1	106.1	120.1	132.6	42.0	46.6	51.3	4 279.1	4 792.0	5 389.8
90	76.9	91.7	98.5	147.3	176.8	189.1	57.8	67.6	72.1	6 845.3	8 438.0	9 045.6
180	102.2	113.3	118.0	195.0	214.7	225.3	74.5	81.9	85.0	9 826.9	10 918.1	11 365.6

瞬时弹性模量 E_0 和延迟弹性模量 E_{K1} , 可将其解释为只有当硬化到一定程度之后, 混凝土才具备黏弹性; 另一方面, 本文徐变度试验的最早龄期是 28 d, 在此之前混凝土尚未硬化充分, 其力学参数在实际工程应用中意义不大。

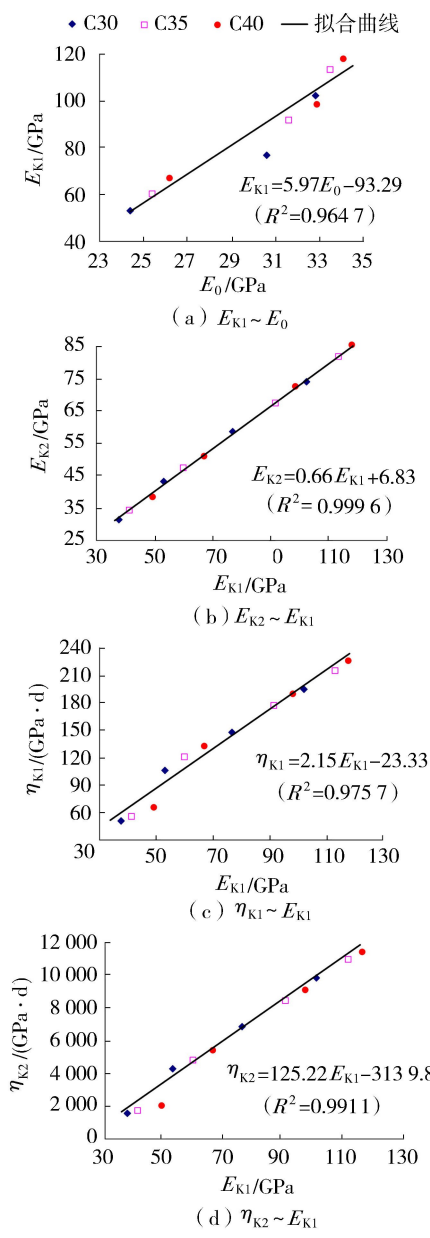


图6 双 Kelvin 体力学参数间关系

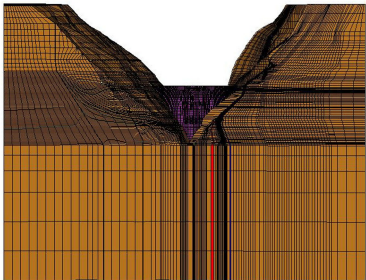
综上, 鉴于反演分析过程中待反演参数较多时可能出现解答不唯一的实际情况, 可利用上述混凝土力学参数之间的关系, 来减少待反演参数的数量。

3 坝体混凝土黏弹性力学参数反演分析

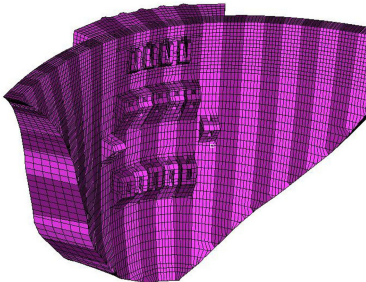
拱坝呈整体受力状态, 且 3 个标号混凝土的瞬时弹性模量较接近, 因此本文结合图 6 所示力学参数之间的正线性关系, 在反演分析时仅以坝体混凝土的瞬时综合弹性模量为目标值, 而延迟弹性模量和黏滞系数则根据图 6 所示规律进行计算。

3.1 有限元模型

锦屏一级拱坝整体有限元分析模型如图 7 所示, 其中坝基范围为: 以拱冠梁坝踵和坝趾、左右岸坝肩最突出处、河床建基面分别为参考, 向上下游、左右岸和河床深部分别延伸 2 倍坝高, 坝顶以上延伸 1.5 倍坝高。模型以 8 结点 6 面体单元为主, 局部采用 6 结点 5 面体单元, 整体节点数和单元数分别为 953 143 和 920 165, 坝体的节点数和单元数分别为 36 079 和 29 840。边界条件定义为: 上游水位采用计算日当天实测值, 由于水垫塘的存在, 下游水位长期保持在 1 645 m; 坝基底部为三向固定约束, 4 个侧边界为法向固定约束。



(a) 整体模型



(b) 坝体模型

图7 有限元计算模型

有限元数值模拟过程起始于 2009 年 10 月 23 日的坝体首仓混凝土浇筑, 持续到 2018 年 12 月 31 日。结合实际蓄水和坝顶垂线初始监测情况, 首先分级施加坝体自重和 1 716 m 水位以前的上游库水压力, 并将其作为初始应力场, 其中坝体自重分 61 个荷载步模拟, 每荷载步内坝体混凝土上升高程为 5 m, 持续 20 d。在此基础上, 2012 年 11 月 30 日之后, 模拟库水位的周期性循环过程, 有限元计算增量步时间间隔为 1 d, 上游水压力与当日实测库水位对应。

3.2 反演方法及材料参数组合

考虑到本工程地质条件的复杂性, 且监测表明该拱坝变形主要是由坝体混凝土所引起, 因此数值模拟时仅考虑坝体混凝土的黏性变形, 而忽略坝基的黏性变形, 并通过坝体的相对变形来进行监测异常变形性态的解释。采用 HST 混合模型进行反演, 具体分两种情况: 弹性反演法和黏弹性反演法, 两者分别在坝体混凝土弹性和黏弹性的假设下, 通过有限元

计算水压分量,再结合位移监测资料,按式(3)所示 HST 混合模型拟合得到有限元水压分量的调整系数,进而按式(4)反演坝体混凝土瞬时弹性模量值。

$$\delta = a_0 + \left\{ \frac{X\delta'_{He}}{X\delta'_{Hve}} + \sum_{i=1}^2 \left[b_{1i} \sin \frac{2\pi it}{365} + b_{2i} \cos \frac{2\pi it}{365} \right] + c_1 \theta + c_2 \ln \theta \right. \quad (3)$$

$$E_0 = \frac{E'_0}{X} \quad (4)$$

式中: a_0 为常数项; X 为总水压分量调整系数; E'_0 为各计算组合下采用的瞬时弹性模量初值; δ'_{He} 、 δ'_{Hve} 分别为弹性和黏弹性有限元计算所得水压分量值; b_{1i} 、 b_{2i} 、 c_1 和 c_2 分别为温度因子和时效因子的回归系数; t 、 t_0 分别为位移监测日和建模资料系列第一个监测日到起始监测日的累计天数; $\theta=t/100$, $\theta_0=t_0/100$ 。

根据 2011 年 12 月 1 日至 2014 年 8 月 24 日期间的位移监测资料,锦屏一级拱坝的业主单位反演得到坝基中Ⅱ类、Ⅲ₁类和Ⅲ₂类岩体以及 C40、C35 和 C30 混凝土的弹性模量分别为 43.2 GPa、18.4 GPa、10.8 GPa、38.2 GPa、37.4 GPa 和 36.6 GPa。本文分析时,坝基岩体采用此反演值。上述反演采用的是弹性反演法,所得坝体混凝土弹性模量是瞬时弹性变形和黏弹性滞后变形的综合反映,因而该反演值小于同标号混凝土的瞬时弹性模量。对此,反演时拟定两种反演初值,将有限元计算时坝体混凝土的瞬时弹性模量分别取为 38 GPa 和 48 GPa,并据此按图 6 所示力学参数间关系式计算广义 Kelvin 模型中的其余 4 个黏弹性参数。各计算组合下的力学参数如表 3 所示。

表 3 坝体混凝土待反演力学参数初值

反演方法	参数组合	E_0/GPa	E_{K1}/GPa	E_{K2}/GPa	$\eta_{K1}/(\text{GPa} \cdot \text{d})$	$\eta_{K2}/(\text{GPa} \cdot \text{d})$
黏弹性反演	组合 1	38.0	133.6	95.3	263.8	1 3585.8
	组合 2	48.0	193.3	134.8	392.2	21 061.4
弹性反演	组合 3	38.0				
	组合 4	48.0				

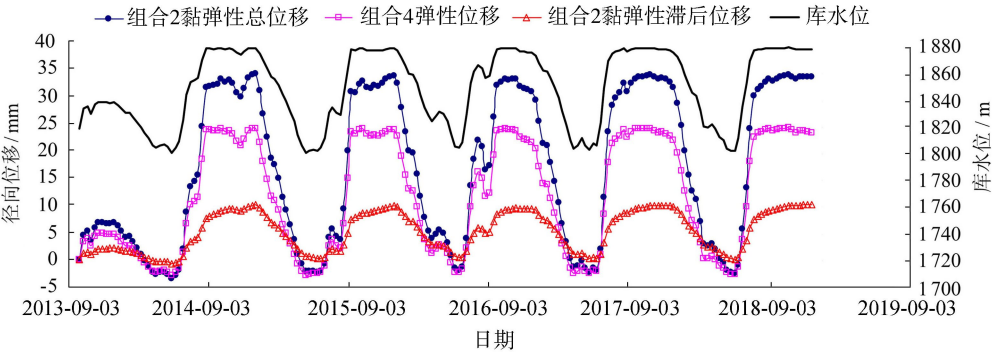


图 8 弹性和黏弹性有限元计算所得 PL11-1 测点径向位移

3.3 反演结果分析

组合 2 和组合 4 两种材料参数情况下,坝顶 PL11-1 测点的径向位移过程线如图 8 所示,其中黏弹性滞后位移为相同计算水位下黏弹性总位移与弹性位移之差。从中可以看出:在相同瞬时弹性模量情况下,考虑混凝土徐变所引起的黏弹性滞后变形后,总位移明显增大。以 PL11-1 测点为例,首次达到 1880 m 水位时,弹性位移和黏弹性滞后位移分别为 24.18 mm 和 7.63 mm,后者所占比例为 31.6%;而常用的混合模型反演法中,是在弹性有限元计算水压分量的基础上乘以调整系数,并将其作为实测位移中的水压分量值,因此不考虑上述黏弹性滞后位移的情况下,将导致该调整系数偏大,进而使得反演得到的瞬时弹性模量偏小(此时反演得到的弹性模量实际为瞬时弹模和延迟弹模按弹簧串联理论得到的等效转换值);另一方面,在历年 1880 m 高水位稳定期,黏弹性有限元计算位移在此阶段呈明显增大的趋势,与位移监测规律基本一致,由此表明水压荷载作用下坝体混凝土徐变所引起的黏弹性滞后变形是锦屏一级拱坝 1880 m 水位稳定期监测所得坝体位移向下游侧持续增大的成因之一,因此需要在黏弹性力学参数反演分析的基础上,对该异常变形性态的成因进行定量分析。

根据坝顶 PL11-1 测点 2013 年 10 月 1 日至 2018 年 12 月 31 日期间的径向位移监测数据,所建 HST 混合模型的系数如表 4 所示,据此反演得到的坝体混凝土力学参数如表 5 所示。相同反演方法不同初值假设情况下,反演误差均在 2% 左右,满足工程分析精度要求,表明混合模型反演法具有较好的初值适应能力。弹性反演时,反演所得混凝土弹性模量为 35.5 GPa,与前期业主反演值和试验值较为接近。对于弹性反演和黏弹性反演之间的关系,根据图 3 所示广义 Kelvin 模型和弹簧串联理论,采用等效弹性模量来综合反映瞬时弹性变形和黏弹性滞后变形时,以组合 2 为例,其值应介于 47.3 GPa 和 29.4 GPa($1/(1/47.3+1/189.4+1/132.3)=29.4$)

表 4 混合模型拟合回归系数

参数组合	X	b_{11}	b_{12}	b_{21}	b_{22}	c_1	c_2	复相关系数	拟合均方差
组合 1	0.814 3	3.619 6	-1.469 4	-0.386 2	-0.398 6	-0.036 1	-1.471 7	0.999 0	1.528 7
组合 2	1.013 8	3.736 3	-1.581 6	-0.337 9	-0.365 7	-0.029 8	-1.478 7	0.999 2	1.494 4
组合 3	1.072 4	4.409 2	-2.096 1	-0.449 7	-0.354 1	0.015 6	-1.497 0	0.999 8	1.349 3
组合 4	1.353 4	4.625 8	-2.359 8	-0.376 7	-0.219 9	0.020 9	-1.494 5	1.000 0	1.317 1

表 5 坝体混凝土力学参数反演值

反演 工况	参数 组合	$E_0/$ GPa	$E_{k1}/$ GPa	$E_{k2}/$ GPa	$\eta_{k1}/$ (GPa·d)	$\eta_{k2}/$ (GPa·d)
黏弹性 反演	组合 1	46.7	185.3	129.6	375.1	20 063.2
	组合 2	47.3	189.4	132.3	383.8	20 574.6
弹性 反演	组合 3	35.4				
	组合 4	35.5				

之间;文中第 1 个 Kelvin 体的黏滞系数较小,加载后变形发展较快,而第 2 个 Kelvin 体的黏滞系数非常大,主要用来描述混凝土持荷较长时间之后的徐变继续增长,因而等效弹性模量应更接近于 Hook 体与第 1 个 Kelvin 之间的等效值 $37.8\text{ GPa}(1/(1/47.3+1/189.4))=37.8)$,而弹性反演得到的此等效值为 35.5 GPa ,两者较接近。由此表明,基于弹性有限元水压分量,通过混合模型反演得到的弹性模量实际是混凝土瞬时弹性模量与延迟弹性模量的等效值。

根据弹性和黏弹性有限元水压分量所建 HST 混合模型的各分量分离值如图 9 所示。两种情况下,各分量的演变规律和量值基本一致,差异性就在于后者考虑了水压荷载作用下的黏弹性滞后变形,使得所分离的水压分量在 1 880 m 水位稳定期有明显的持续增长趋势;组合 2 和组合 3 所建模型的温度分量年极小值分别为 -1.67 mm 和 -1.94 mm ,年极大值分别为 6.45 mm 和 7.82 mm ,且极值出现的时刻完全一致,由此表明基于弹性水压分量所建混合模型分离得到的温度分量年变幅偏大,其原因在于该模型对于 1 880 m 水位稳定期坝体向下游侧位移持续增大的现象是完全基于温度分量来解释的,进而将黏弹性滞后水压变形增量也归入到温度分量

中。以 2018 年 1 880 m 水位稳定期为例,此阶段 PL11-1 测点实测径向位移增量为 10.16 mm ,而分量分离值中,水压分量和温度分量的增量分别为 3.17 mm 和 7.73 mm ,因而可从定量的角度认为上述变形增量中黏弹性滞后变形效应和环境温降效应各自的贡献度分别为 29.1% 和 70.9%。

对于锦屏一级拱坝,每年 1 880 m 高水位稳定期持续时间较长,上述黏弹性滞后变形效应在此阶段的影响较显著,因此建议今后对该拱坝建立变形监控模型时,应在 HST 模型的基础上引入黏弹性滞后水压分量,以便精确诊断和评价大坝的真实工作性态。

4 结 语

针对锦屏一级拱坝历年 1 880 m 高水位稳定期坝体向下游侧位移持续增大的异常现象,利用监测位移对该拱坝的变形性态进行了反演分析,表明该拱坝目前处于黏弹性工作状态,监测发现的异常变形性态是由水压荷载作用下黏弹性滞后变形效应和年周期环境温降效应所共同引起。采用广义 Kelvin 模型表征坝体混凝土的黏弹性本构模型时,徐变试验数据拟合结果表明该模型中的 5 个参数之间具有较好的正线性关系。利用 2013—2018 年的坝顶径向位移反演得到的该拱坝坝体混凝土弹性模量的等效值、瞬时值和 2 延迟值分别为 35.5 GPa 、 47.3 GPa 、 189.4 GPa 和 132.3 GPa ,2 黏滞系数分别为 $383.8\text{ GPa}\cdot\text{d}$ 和 $20\,574.6\text{ GPa}\cdot\text{d}$ 。建议今后在该拱坝建立变形监控模型时,应引入黏弹性滞后水压分量,并对该分量构建合理的数学模型因子。

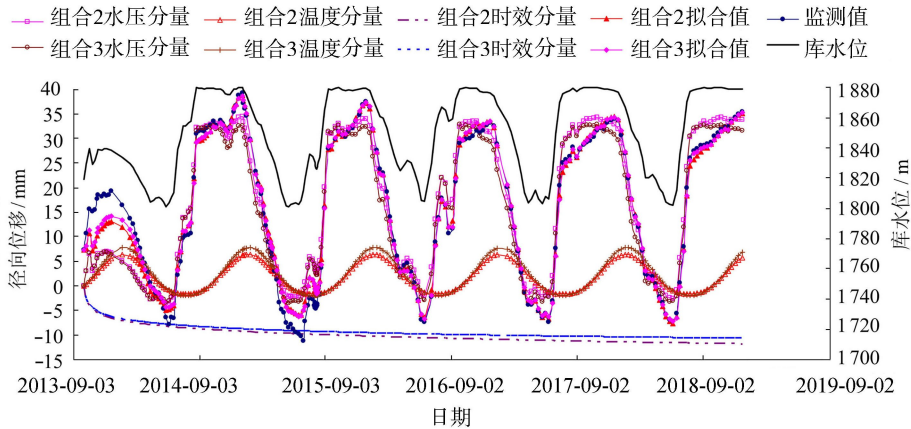


图 9 PL11-1 测点径向位移 HST 混合模型各分量分离值

参考文献:

[1] 李季,孔庆梅. 高混凝土拱坝长期安全运行反馈分析[J]. 水利水电科技进展,2018,38(5):15-21. (LI Ji, KONG Qingmei. Feedback analysis of high concrete arch dams during long term safe operation[J]. Advances in Science and Technology of Water Resources, 2018, 38(5): 15-21. (in Chinese))

[2] 顾冲时,苏怀智,王少伟. 高混凝土坝长期变形特性计算模型及监控方法研究进展[J]. 水力发电学报,2016,35(5):1-14. (GU Chongshi, SU Huaizhi, WANG Shaowei. Advances in calculation models and monitoring methods for long-term deformation behavior of concrete dams[J]. Journal of Hydroelectric Engineering, 2016, 35(5): 1-14. (in Chinese))

[3] CAMPOS A, LÓPEZ C, BLANCO A, et al. Structural diagnosis of a concrete dam with cracking and high nonrecoverable displacements[J]. Journal of Performance of Constructed Facilities, 2016, 30(5): 1-12.

[4] WU Shiyong, CAO Wei, ZHENG Jiang. Analysis of working behavior of Jinping-I Arch Dam during initial impoundment[J]. Water Science and Engineering, 2016, 9(3): 240-248.

[5] 刘毅,高阳秋晔,张国新,等. 锦屏一级特高拱坝工作性态仿真与反演分析[J]. 水利水电技术,2017,48(1):46-51. (LIU Yi, GAOYANG Qiuye, ZHANG Guoxin, et al. Simulation and inversion analysis on working behavior of super-high arch dam of Jinping I Hydropower Station[J]. Water Resources and Hydropower Engineering, 2017, 48(1): 46-51. (in Chinese))

[6] JIN Feng, HU Wei, PAN Jianwen, et al. Comparative study procedure for the safety evaluation of high arch dams[J]. Computers and Geotechnics, 2011, 38(3): 306-317.

[7] 黄耀英,黄光明,吴中如,等. 基于变形监测资料的混凝土坝时变参数优化反演[J]. 岩石力学与工程学报,2007, 26(增刊1): 2941-2945. (HUANG Yaoying, HUANG Guangming, WU Zhongru, et al. Optimization inversion of concrete dam's time-dependent parameters based on deformation monitoring data [J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2007, 26(Sup1): 2941-2945. (in Chinese))

[8] 王少伟,顾冲时,包腾飞. 基于 MSC. Marc 的高混凝土坝非线性时效变形量化的程序实现[J]. 中国科学:技术科学,2019,49(4):433-444. (WANG Shaowei, GU Chongshi, BAO Tengfei. Program implementation of quantifying the nonlinear time-dependent deformation of high concrete dams based on MSC. Marc[J]. Science China Technological Sciences, 2019, 49(4): 433-444. (in Chinese))

[9] 胡波,刘观标,吴中如. 小湾特高拱坝首蓄期坝体变形特性分析及评价[J]. 水利水电科技进展,2015,35(6):72-76. (HU Bo, LIU Guanbiao, WU Zhongru. Deformation analysis and safety evaluation of Xiaowan ultra-high arch dam during first impoundment [J]. Advances in Science and Technology of Water Resources, 2015, 35(6): 72-76. (in Chinese))

[10] 梁国贺,胡昱,樊启祥,等. 溪洛渡高拱坝蓄水期谷幅变形特性与影响因素分析[J]. 水力发电学报,2016, 35(9):101-110. (LIANG Guohe, HU Yu, FAN Qixiang, et al. Analysis on valley deformation of Xiluodu high arch dam during impoundment and its influencing factors[J]. Journal of Hydroelectric Engineering, 2016, 35(9): 101-110. (in Chinese))

[11] WANG Shaowei, GU Chongshi, BAO Tengfei. Observed displacement data-based identification method of deformation time-varying effect of high concrete dams[J]. Science China Technological Sciences, 2018, 61(6): 906-915.

[12] TATINA M, BRIFFAUT M, DUFOUR F, et al. Thermal displacements of concrete dams: accounting for water temperature in statistical models [J]. Engineering Structures, 2015, 91: 26-39.

[13] HU Jiang, WU Suhua. Statistical modeling for deformation analysis of concrete arch dams with influential horizontal cracks[J]. Structural Health Monitoring,2019, 18(2):546-562.

[14] MATA J, CASTRO A, COSTA J. Time-frequency analysis for concrete dam safety control: Correlation between the daily variation of structural response and air temperature[J]. Engineering Structures, 2013, 48: 658-665.

[15] NARINTSOA R, STÉPHANE M, ANACLET T. Basic creep of concrete under compression, tension and bending [J]. Construction and Building Materials, 2013, 38(1): 173-180.

[16] 朱伯芳. 混凝土的弹性模量、徐变度与应力松弛系数[J]. 水利学报,1985,16(9):54-61. (ZHU Bofang. The elastic modulus, creep and stress relaxation coefficient of concrete[J]. Journal of Hydraulic Engineering, 1985, 16(9): 54-61. (in Chinese))

[17] 张强勇,陈芳,杨文东,等. 大岗山坝区岩体现场剪切蠕变试验及参数反演[J]. 岩土力学,2011,32(9): 2584-2590. (ZHANG Qiangyong, CHEN Fang, YANG Wendong, et al. Field shear creep test and creep parameters inversion for dam zone rock mass of Dagangshan Hydropower Station [J]. Rock and Soil Mechanics, 2011, 32(9): 2584-2590. (in Chinese))

[18] 张军,段亚辉. 基于变系数广义开尔文模型的混凝土徐变和松弛[J]. 华南理工大学学报(自然科学版), 2014, 42(2): 74-80. (ZHANG Jun, DUAN Yahui. Research on concrete creep and relaxation based on the generalized Kelvin model with variable coefficients[J]. Journal of South China University of Technology (Natural Science Edition), 2014, 42(2): 74-80. (in Chinese))

[19] 杨忠义,肖延亮,王红霞,等. 锦屏一级水电站大坝全级配混凝土性能试验研究[R]. 成都:中国水电顾问集团成都勘测设计研究院科研所,2010.

(收稿日期:2019-11-01 编辑:郑孝宇)