

文章编号:1672-3031(2021)04-0400-11

## 基于质量检测与安全监测数据的补强拱坝弹性模量反馈

谢同<sup>1</sup>, 黄耀英<sup>1</sup>, 徐耀<sup>2</sup>, 丁胜勇<sup>1</sup>, 费大伟<sup>1</sup>

(1. 三峡大学 水利与环境学院, 湖北 宜昌 443002;

2. 中国水利水电科学研究院 材料研究所, 北京 100038)

**摘要:** 针对施工期进行补强加固处理的高拱坝在长期服役后真实材料力学参数是否满足设计要求的问题, 本文依托某施工期补强碾压混凝土拱坝工程, 首先采用钻孔取芯、大坝弹性波CT及表面波法(SASW)和现场普查相结合的方法进行大坝混凝土质量检测; 进而基于变形监测资料对拱坝的实测位移进行定性分析; 然后通过建立径向位移统计模型进行定量分析; 接着采用正交设计-BP神经网络-数值计算相结合的方法, 优化反演坝体和坝基的弹性模量。研究表明: 该补强拱坝坝体内部混凝土强度基本在30 MPa以上, 反演获得的坝体混凝土弹性模量为30.13~33.30 GPa。虽然该补强大坝拱冠梁处测点变形偏大且存在左、右岸变形不对称的现象, 但结合运行期大坝质量检测成果以及参数反演结果, 可认为目前补强拱坝运行状态良好, 坝体混凝土能满足设计要求。

**关键词:** 补强高拱坝; 质量检测; 实测变形; 力学参数; 优化反演

**中图分类号:** TV642.2

**文献标识码:** A

**doi:** 10.13244/j.cnki.jiwhr.20200068

### 1 研究背景

对高拱坝和坝基进行质量检测和安全监测, 通过多种理论和方法对实测资料进行正反分析, 定量分析评价拱坝及坝基的安全状态, 是保证高拱坝长期安全运行的重要手段。虽然在施工期就暴露出质量缺陷的拱坝工程相对少见, 但是碾压混凝土拱坝由于本身结构的特殊性和复杂性导致施工期即出现坝体质量缺陷的问题依然存在。例如, 某碾压混凝土双曲高拱坝在施工期出现了严重的质量缺陷, 在采取了综合补强措施后, 张雄<sup>[1]</sup>通过监测资料分析以及有限元法计算后综合判定目前该碾压混凝土拱坝整体安全。同时由于高拱坝坝体和坝基的工作条件复杂, 通常难以直接给定计算参数, 随着拱坝运行过程中工作性态的不断变化, 其力学参数与设计值相比一般会有较大的差别。因此, 有必要基于原型监测资料对拱坝力学参数进行反演分析, 并由此评价拱坝的安全状态<sup>[2-4]</sup>。目前, 基于拱坝变形原型监测资料对坝体和坝基弹性(变形)模量进行反演分析的研究较多。例如, 周秋景<sup>[5]</sup>、何柱等<sup>[6]</sup>学者对小湾拱坝的力学参数进行了反演分析, 并对其稳定性进行了评价; 程立等<sup>[7]</sup>、Wu等<sup>[8]</sup>、刘毅等<sup>[9]</sup>、Liu等<sup>[10]</sup>学者, 则通过对锦屏一级拱坝力学参数的反演, 对其极限承载力和工作性态等方面进行了分析评价; 程井等<sup>[11]</sup>反演了鱼筒河拱坝的力学参数, 并在此基础上开展了拱坝反馈分析及安全度评价; 刘健等<sup>[12]</sup>采用改进的BP神经网络反演了李家峡拱坝坝体弹性模量和基岩变形模量; 强天驰等<sup>[13]</sup>采用阻尼最小二乘法结合简化单变量算法, 同时反演了某拱坝多个坝体弹性模量及基岩变形模量; 冯帆等<sup>[14]</sup>则提出了一种反演施工期真实力学参数的混合模型, 并以溪洛渡拱坝为例, 验证了模型的适用性与可行性。Chen等<sup>[15]</sup>基于运行期监测资料, 通过支持向量机的混合粒子群优化和引力算法, 反演了某高拱坝的分区弹性模量。Fu等<sup>[16]</sup>通过建立特高拱坝坝体-坝

收稿日期: 2020-05-28; 网络首发时间: 2021-04-21

网络首发地址: <https://kns.cnki.net/kcms/detail/11.5020.TV.20210420.0851.001.html>

基金项目: 国家重点研发计划(2018YFC0407103); 国家自然科学基金项目(51779130); 中国水科院基本科研业务费项目(SM0145B632017)

作者简介: 谢同(1995-), 硕士生, 主要从事水工程安全监控研究。E-mail: 461359314@qq.com

通讯作者: 黄耀英(1977-), 博士, 教授, 主要从事水工程长效服役实验、数值计算及调控等研究。

E-mail: huangyaoying@sohu.com

基-盆地的有限元模型, 基于变形监测资料反演了分区变形模量和综合变形模量。总体来看, 现有研究一般基于拱坝运行期位移实测资料, 通过分离出实测值对应的水压分量对拱坝力学参数进行反演。而针对施工期即出现拱坝坝体质量缺陷, 经过补强加固及运行一段时间后, 结合运行期拱坝质量检测成果以及力学参数反演结果对拱坝的运行安全性态进行综合分析的文献报导较少。

为此, 本文依托某施工期补强碾压混凝土拱坝工程, 综合该坝运行期质量检测和安全监测资料进行定性及定量分析, 进而对坝体和基岩的物理力学参数进行优化反演分析, 最后结合大坝质量检测成果以及反演获得的大坝弹性模量综合评价该补强拱坝的运行性态。

## 2 补强拱坝质量检测分析

**2.1 工程概况** 某水电站枢纽装机容量 32 MW, 水库总库容为  $1.33 \times 10^8 \text{ m}^3$ , 水库正常蓄水位为 685.00 m, 校核洪水位为 685.24 m, 属大(2)型水利枢纽工程。枢纽由碾压混凝土拱坝、左右岸混凝土推力墩、表孔泄洪建筑物、坝身冲沙泄洪中孔, 以及左岸岸边进水口与引水系统、地面厂房及开关站组成。大坝、进水口为 2 级建筑物, 厂房和引水隧洞为 4 级建筑物, 工程区地震设防烈度为 VI 度。坝址工程区内未发现大的活动性断裂, 没有大的破坏性地震发震史, 属于相对稳定区。

大坝主体为碾压混凝土双曲拱坝, 呈不对称布置。拱坝坝顶高程 687.00 m, 最大坝高 77.00 m, 坝顶厚 6.70 m, 坝底拱冠处厚 18.00 m, 左右拱端处厚 22.50 m, 宽高比 0.234。拱坝中心线对称布置两表孔, 孔口净宽 10.00 m, 堰顶高程 675.00 m, 另设一个中孔用于泄洪兼冲沙。

该拱坝设计要求的碾压混凝土性能为: 迎水面采用  $C_{90}20$  混凝土, 背水面  $C_{90}15$  混凝土。在施工期进行的取芯检测成果表明, 大坝 658 m 高程以上碾压混凝土、推力墩混凝土以及上游变态混凝土的芯样抗压强度均满足设计强度要求; 但大坝 658 m 高程以下上游面  $C_{90}20$  碾压混凝土芯样检测抗压强度 9 组(龄期 114 ~ 122 d), 测值为 13.0 ~ 23.9 MPa, 有 6 组未达到设计强度 20 MPa; 大坝 658 m 高程以下下游面  $C_{90}15$  碾压混凝土芯样检测抗压强度 22 组(龄期 135 ~ 247 d), 测值为 11.3 ~ 19.6 MPa, 有 7 组未达到设计强度。同时施工过程中, 左岸推力墩及其基础、拱坝坝身及其基础出现了多处裂缝。针对裂缝较多的情况, 施工方在相应的位置分别进行了化学灌浆、凿槽后回填、铺设并缝钢筋及止水铜片等多项措施进行补强加固。虽然在施工期针对出现的质量缺陷问题采取了各种补强加固措施, 但是由于其具有隐蔽性以及处理评价等检测和监测资料缺乏, 导致无法对处理效果进行合理评价。因此, 在大坝蓄水运行近 10 年后, 考虑施工期缺陷区域, 采用大坝廊道内钻孔取芯、大坝弹性波 CT 及表面波法(SASW)和现场普查相结合的方式, 较全面地检测大坝目前的质量状态, 合理评价目前大坝的碾压混凝土质量。

**2.2 大坝质量检测分析** 混凝土强度是混凝土结构设计以及衡量混凝土质量的重要参数, 通过对混凝土强度的检测可为正确评估混凝土结构物的安全提供可靠依据<sup>[17-18]</sup>。混凝土强度的检测可分为有损和无损两大类, 其中通过取芯获得实测混凝土的抗压强度是目前最直接有效的有损检测方法, 而大坝弹性波 CT 及表面波法(SASW)则属于两种常见的基于冲击弹性波的结构无损检测方法<sup>[19-20]</sup>。通过上述有损和无损检测以及现场普查的方法, 本次综合质量检测的结果如下:

(1)综合考虑本工程的坝型(碾压混凝土拱坝)及施工方式(“金包银”)后, 参照相关规范及规程<sup>[21-22]</sup>, 在灌浆廊道内部的上游侧和下游侧共钻取了 5 组合计 14 个直径为 100 mm 的芯样, 同时还选取了建设期自坝顶取芯后露天放置的 5 组直径为 200 mm 的 10 个芯样进行了抗压强度试验, 试验结果如表 1 所示。试验结果表明, 灌浆廊道内钻孔取得的 5 组芯样的抗压强度均大于 30 MPa。而露天放置的建设期芯样, 除 S9 组外, 其它 4 组的平均抗压强度均大于 15 MPa, 这些芯样的龄期虽然与坝体内部混凝土相同, 但均为露天放置, 养护条件差。综合两种不同位置取芯检测结果, 可以合理地推断坝体内部混凝土目前的抗压强度应该均在 30 MPa 以上, 满足  $C_{90}20$  混凝土设计要求。

(2)本次大坝弹性波 CT 共选择 6 个断面进行检测, 具体检测断面如图 1 所示。检测结果表明目前大坝内部弹性波波速整体较高, 断面平均 P 波波速  $V_{p3}$  在 4500 ~ 4600 m/s 左右, 最小值基本在 4000 m/s 以

上，而部分断面的最小值能达到 4200 m/s 以上。在 6 个检测断面中，存在 3 处局部 P 波波速比周围坝体碾压混凝土偏低的区域。需要指出的是，这些局部低速区的 P 波波速  $V_{P3}$  基本也都在 4200 m/s 以上。同时利用取得的芯样建立出适用于本工程的混凝土强度与 P 波波速  $V_{P3}$  的相关关系，可推断出大坝内部混凝土的强度基本在 30 MPa 以上。

(3) 本次 SASW 法在大坝的不同部位(下游马道、上游坝面、灌浆廊道上下游)分别布置 32 个测点进行混凝土 R 波波速检测，部分测点位置如图 1 所示。检测结果表明，32 个测点中绝大多数的相位谱都有数个规整的相位循环，生成的频散曲线中 R 波波速随波长变化连续且平缓，没有出现明显的间断和波速突变现象，这表明在测点表面以下一定深度范围内(3 ~ 10 m)混凝土的质量良好。32 个测点的 R 波波速  $V_R$  基本在 2200 m/s 以上(对应  $V_{P3}=4000$  m/s)，且一半测点的  $V_R$  能够达到 2400 m/s(对应  $V_{P3}=4300$  m/s)，同样说明大坝内部混凝土的强度基本在 30 MPa 以上，这与大坝弹性波 CT 的检测结果相吻合。

(4) 现场普查后发现目前大坝外观主要存在以下缺陷：大坝下游面左侧 676.20 m 高程存在 3 处碾压不密实带和 1 处渗水点，654.30 m 高程和 657.20 m 高程分别存在 3 处和 1 处渗水点；大坝下游面右侧 676.20 m 高程存在 5 处碾压不密实带和 2 处渗水点，658.00 ~ 661.00 m 高程存在 4 处渗水点。整体来看，大坝混凝土总体外观质量较好，未见明显的渗漏现象。

综合钻孔取芯、大坝弹性波 CT 及表面波法(SASW)和现场普查成果，可以认为目前大坝混凝土未见明显的低强区，经灌浆补强等加固措施以及运行近 10 年后，目前大坝整体混凝土强度能够满足设计要求。

表 1 混凝土钻孔取芯强度检测统计

芯样编号	直径/mm	取芯位置	试件个数	芯样强度平均值/MPa
S1	100	灌浆廊道上游侧	3	38.63
S2			2	41.76
S3			2	33.92
S4			4	42.42
S5			3	30.06
S6	200	建设期坝顶取芯	2	27.02
S7			2	25.83
S8			2	41.49
S9			2	14.65
S10			2	22.23

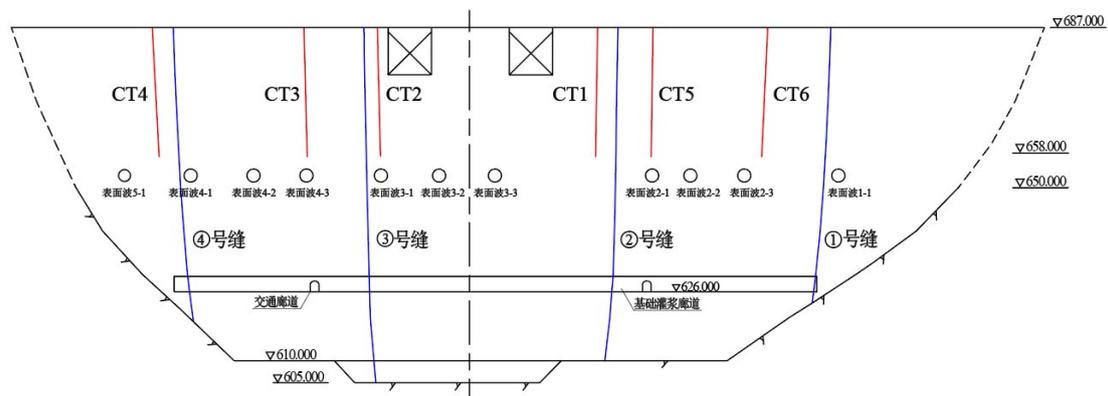


图 1 大坝 CT 及 SASW 测点布置图

### 3 补强拱坝变形监测资料分析

**3.1 变形监测布置** 拱坝共设置了5条正倒垂线组，从右岸至左岸编号1#—5#。1#、5#分别为布置在右、左岸推力墩的倒垂线，2#—4#为正倒垂线组，合计共9个水平位移(径向、切向)测点。倒垂测点编号为IP1—IP5，正垂测点编号为PL2、PL3、PL3-1、PL4，测点布置如图2所示。通过这5条垂线组可以得到大坝左、右岸推力墩的径向和切向位移，其中将3#垂线各测点径向位移连线，可得到拱冠梁监测断面的挠度变化，而通过坝基的2#、3#、4#倒垂线可得到坝基的水平位移变化。

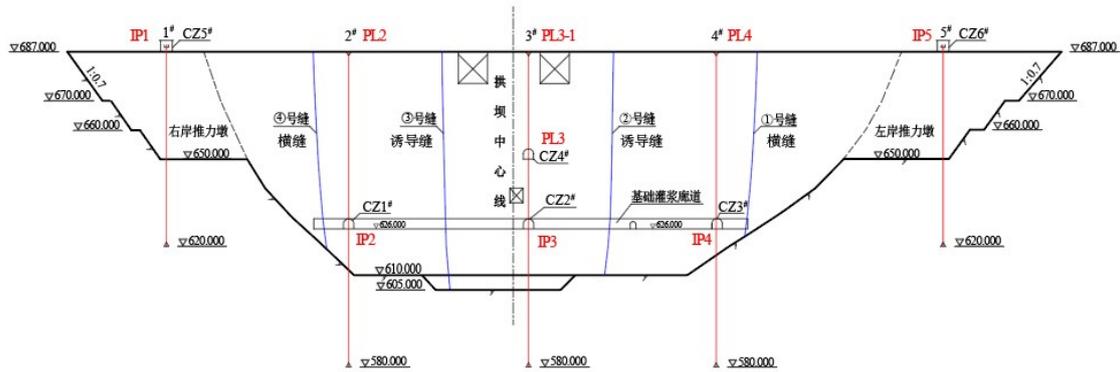


图2 大坝水平位移测点布置图

**3.2 变形监测资料应用分析** 对变形监测资料分析表明，倒垂测点IP2、IP3、IP4自2007年7月起测，在蓄水前确定了基准值；其它的6个正倒垂测点自2010年8月起测，在大坝蓄水3年后才取得基准值，因此这6个测点缺少蓄水过程引起的坝体位移。为更准确地了解位移分布情况，有必要重新选择基准日期。由于库水位达到685.00 m(正常蓄水位)之后，多数测点的最小值出现在2016年8月10日，此时正好对应于低水位和高温的极端荷载条件，故选择该日期测值为变形基准值，即分析各测点位移值相应于基准日期的增量值。选取分析时段为2016年8月10日—2019年3月13日，图3为重新选定基准值后垂线径向水平位移过程线，各测点径向水平位移及上游水位特征值统计见表2，图4为分析时段内最高水位和最大位移值时径向水平位移分布图。

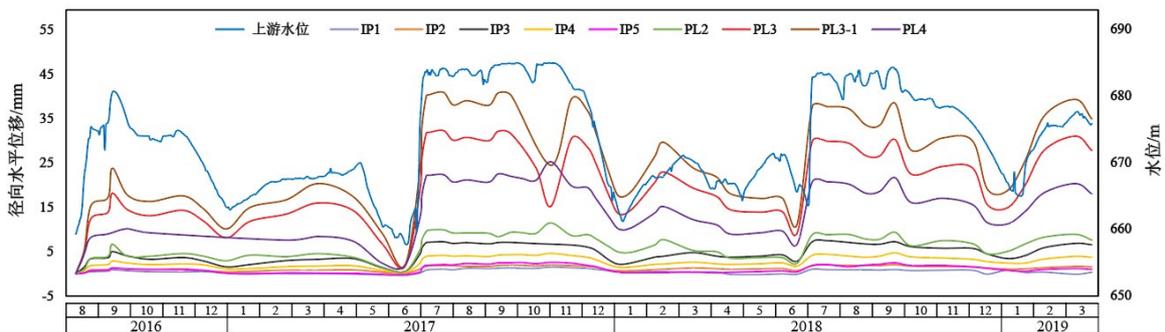
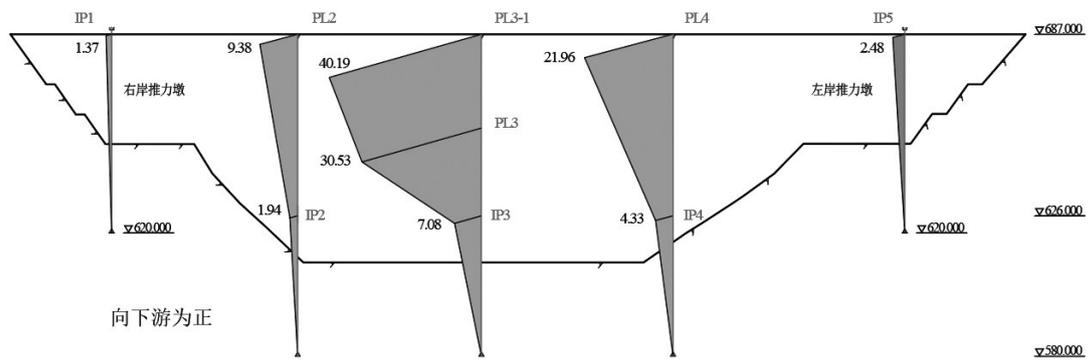


图3 径向水平位移测值与上游水位过程线

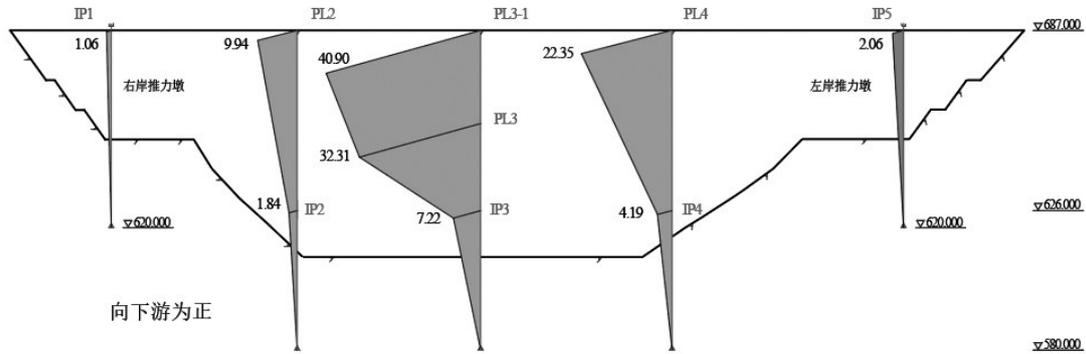
由图3、图4和表2可见：在分析时段内各测点主要向下游位移，上游库水压力是测值变化的主要影响因素。2017年的同期水位变幅最大，导致大部分测点的最大位移和最大年变幅均出现在2017年。相较于同高程的其它测点，位于拱冠梁监测断面上的PL3-1和PL3以及IP3的径向水平位移均相对偏大。左、右岸推力墩上的倒垂测点IP5和IP1的径向水平位移均很小，而位于基础灌浆廊道内的倒垂测点IP2、IP3、IP4的径向位移同样也较小，这说明坝基整体变形较稳定。左、右岸变形不对称现象明显，位于左岸的测点PL4和IP4的变形明显大于位于右岸的测点PL2和IP2的变形。

表2 正倒垂测点径向水平位移特征值统计

测点 编号	最大水平位移及对应上游水位			最小水平位移及对应上游水位			最大水平位移年变幅/mm	
	位移/mm	水位/m	日期	位移/mm	水位/m	日期	变幅	日期
IP1	1.55	685.00	2017/10/26	-0.33	658.00	2017/6/12	1.88	2017
IP2	2.05	684.10	2018/9/11	0	657.48	2016/8/10	1.84	2017
IP3	7.47	683.30	2018/7/10	0	657.48	2016/8/10	6.74	2017
IP4	4.75	684.10	2018/9/11	0	657.48	2016/8/10	4.38	2017
IP5	2.57	685.00	2017/10/26	-0.16	658.00	2017/6/12	2.73	2017
PL2	11.49	685.00	2017/10/26	0	657.48	2016/8/10	10.98	2017
PL3	32.31	684.20	2017/7/18	0	657.48	2016/8/10	30.72	2017
PL3-1	40.90	684.20	2017/7/18	0	657.48	2016/8/10	39.03	2017
PL4	25.25	685.00	2017/10/26	0	657.48	2016/8/10	23.35	2017



(a) 最高水位下径向位移分布(测时: 2017/9/19; 水位: 684.93m)



(b) 最大位移值时径向位移分布(测时: 2017/9/18; 水位: 684.20m)

图4 典型情况下垂线径向水平位移分布 (单位: mm)

**3.3 径向位移统计模型建立** 为进一步定量分析上游水位以及其他因素对径向水平位移的影响,有必要通过建立统计模型进行定量分析。结合现有的监测资料以及3.2节的分析,本次径向位移统计模型主要考虑上游水位、温度及坝体和坝基材料的时变特性等影响<sup>[2,23-24]</sup>,由此建立的统计模型为:

$$\delta(t) = \delta(H) + \delta(T) + \delta(\theta) \quad (1)$$

式中:  $\delta(t)$ 为径向水平位移;  $\delta(H)$ 为水压分量;  $\delta(T)$ 为温度分量;  $\delta(\theta)$ 为时效分量。各分量的表达式如下:

$$\delta(H) = a_0 + \sum_{i=1}^4 a_i H^i \quad (2)$$

$$\delta(T) = b_0 \sin \frac{2\pi t}{365} + b_1 \cos \frac{2\pi t}{365} + b_2 \sin \frac{2\pi t}{365} \cos \frac{2\pi t}{365} + b_3 \sin^2 \frac{2\pi t}{365} \quad (3)$$

$$\delta(\theta) = c_0\theta + c_1\ln(1 + \theta) + c_2e^{-0.01\theta} \quad (4)$$

式中： $a_0$ 为常数项； $a_i$ 为上游水位分量的回归系数； $H^i$ 为观测日当天上游水位的*i*次方( $i=1 \sim 4$ )； $b_i$ 为温度分量的回归系数； $t$ 为观测日至始测日的累计天数； $c_i$ 为时效分量的回归系数； $\theta$ 为观测日至始测日的累计天数*t*除以30。

**3.4 径向位移定量分析** 选择位于坝顶的正垂测点 PL2、PL3-1、PL4，以及位于基础灌浆廊道内的倒垂测点 IP2、IP3、IP4的位移测值序列建立统计模型。采用逐步回归分析法回归获得统计模型中各个因子的回归系数以及复相关系数 *R*、剩余标准差 *RMSE* 和剩余平方和 *Q*，计算结果如表 3 所示。各测压管实测值、拟合值和分离出的水压分量过程线见图 5。

表 3 径向水平位移的统计模型参数

测点编号	PL2	PL3-1	PL4	IP2	IP3	IP4
$a_0$	727.846	-824.685	1454.748	-46.086	446.897	-27114.131
$a_1$	0.000	1.247	0.000	0.070	-0.861	108.464
$\delta(H)$	$a_2$	0.000	0.000	0.000	0.000	-0.122
	$a_3$	$-1.049 \times 10^{-5}$	0.000	$-1.878 \times 10^{-5}$	0.000	0.000
	$a_4$	$1.207 \times 10^{-8}$	0.000	$2.162 \times 10^{-8}$	0.000	0.000
	$b_0$	0.000	0.000	0.000	-0.362	0.000
$\delta(T)$	$b_1$	-1.851	-3.301	-3.367	-0.063	-0.308
	$b_2$	-0.798	-6.785	-1.551	0.000	0.163
	$b_3$	-0.834	0.000	-1.644	0.081	0.000
	$c_0$	0.000	-0.334	-1.238	0.000	-0.390
$\delta(\theta)$	$c_1$	0.372	7.069	0.000	0.192	-0.363
	$c_2$	0.000	0.000	-153.861	0.000	-54.251
	<i>R</i>	0.900	0.920	0.976	0.960	0.995
	<i>RMSE</i>	0.869	3.167	0.988	0.096	0.143
	<i>Q</i>	42.258	541.635	49.796	0.520	1.111

由表 3 和图 5 可见：各测点回归结果的复相关系数均在 0.900 以上，说明建立的径向水平位移统计模型的精度较高，能较好地拟合出径向水平位移实测值的变化规律。由图 5 可见，随着上游水位上升，各测点的水压分量均呈不同程度地增大，反之则降低。同时计算结果表明，各测点的温度分量呈周期性变化，不同年份的同期变幅均较小。而各测点的时效分量目前均已趋于稳定，2018 年各测点时效分量的最大年变幅均在 1mm 以下。在监测时段内最大年变幅发生的 2017 年，经统计模型分离出来的水压分量占各测点最大年变幅的比例均在 90% 以上，这从定量分析的角度表明了起主要作用的是水压分量，同时也表明通过统计模型分离出实测径向水平位移对应的水压分量能够充分地反映上游水位变化对各测点实测变形的影响，可将其应用于拱坝弹性模量优化反演。

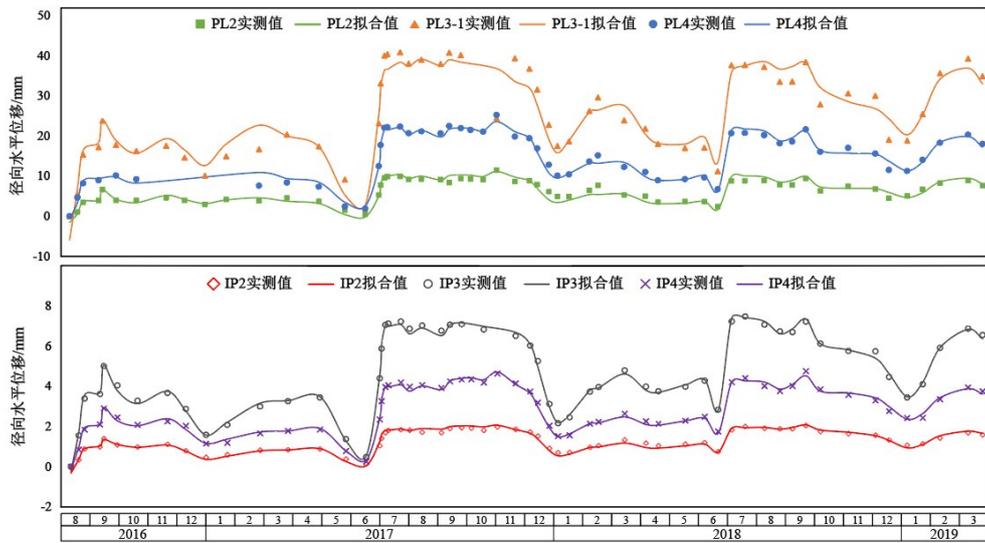
## 4 补强拱坝弹性模量优化反演分析

**4.1 优化反演原理** 由于典型测点的变形监测值能够充分地反映出大坝整体的变形和受力性态，而基于变形实测值建立的统计模型能够进一步分离出上游水位对变形实测值的影响。因此，在补强拱坝优化反演数学模型中，以位移的有限元计算值与位移实测值分离的水压分量相差最小为目标，进行拱坝弹性模量优化反演计算。由此建立的补强拱坝弹性模量优化反演数学模型如下：

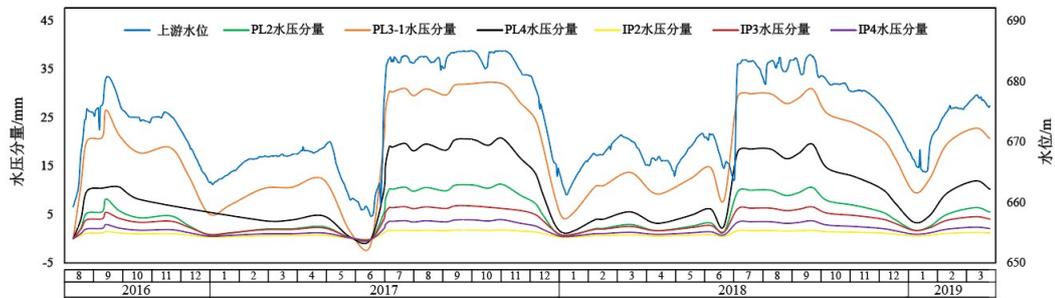
$$\min f(E) = \frac{1}{n} \sum_{j=1}^n [\delta_j^M - \delta_j^C(E)]^2 \quad (5)$$

$$\text{s.t. } \mathbf{K}\delta = \mathbf{R}; \quad \underline{E}_i \leq E_i \leq \overline{E}_i, \quad E_i \in E$$

式中： $E$ 为补强拱坝待反演弹性模量集合，GPa； $\delta_j^M$ 为典型测点位移实测值分离的水压分量，mm；



(a) 各测点径向位移实测及拟合值过程线



(b) 各测点径向位移水压分量过程线

图5 典型测点径向位移的实测值、拟合值及水压分量过程线

$\delta_j^c(E)$  为弹性模量组合取  $E$  时典型测点位移的有限元计算值, mm;  $K$ ,  $\delta$  和  $R$  分别为补强拱坝整体刚度矩阵、位移列阵和荷载列阵;  $E_i$  为第  $i$  个待反演弹性模量, GPa;  $\underline{E}_i$ 、 $\overline{E}_i$  分别为  $i$  个待反演弹性模量下限和上限, GPa。

根据拱坝实际运行情况以及参考大坝质量检测成果和设计报告, 对该拱坝的材料参数进行概化处理: 坝体上游面混凝土概化为材料 1, 坝体下游面 626.00 m 高程以上混凝土概化为材料 2, 坝体下游面 626.00 m 高程以下混凝土概化为材料 3, 左、右岸推力墩概化为材料 4, 左岸坝基 620.00 ~ 687.00 m 高程概化为材料 5, 右岸坝基 620.00 ~ 687.00 m 概化为材料 6, 上述 6 种概化材料的弹性模量依次为  $E_1$ — $E_6$ , 拱坝坝体材料概化分区如图 6 所示。采用正交设计-神经网络-数值计算相结合的方法求解补强拱坝弹性模量优化反演数学模型的步骤如下:

(1) 参考该拱坝设计参数和质量检测成果以及进行试算后确定待反演参数的取值范围, 结合正交试验的基本原理和确定因素的水平, 选择合适的正交试验表, 构造数值计算的基本参数组合。

(2) 建立拱坝的三维有限元模型, 选定计算工况, 将正交设计得到参数组合输入到有限元模型中, 作用相应的工况条件, 得到不同参数组合下各测点位移计算值。

(3) 将正交设计得到的参数组合及有限元模型计算得到的位移计算值作为训练样本对神经网络进行训练, 获得合理的神经网络模型。

(4) 将实测径向水平位移统计模型分离出来的水压分量差输入到训练好的神经网络模型中, 即可反演获得拱坝相应的弹性模量。

(5) 将反演获得的弹性模量输入到有限元模型中进行反馈分析, 若有限元计算值与实测值分离出

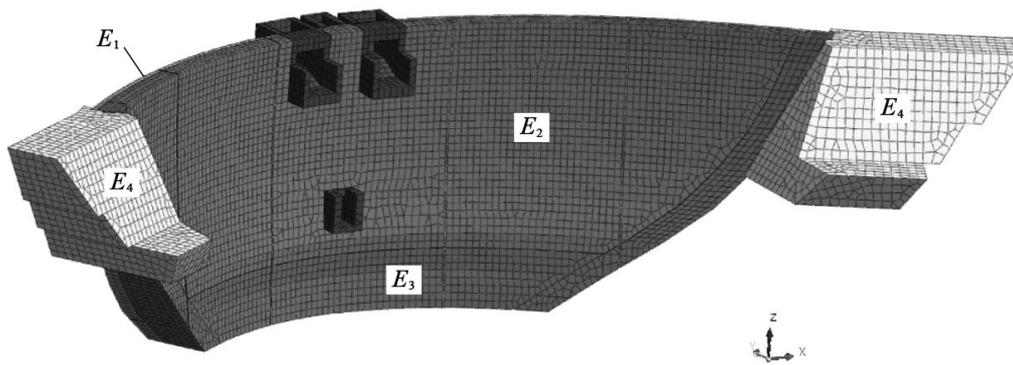


图6 拱坝坝体材料概化分区

来的水压分量相差较小，即补强拱坝优化反演数学模型取得最小值时则可认为反演结果合理；反之，则重复(2)–(4)的步骤，直到获得合理的反演参数值。

#### 4.2 参数优化反演

4.2.1 有限元模型建立 三维有限元模型坐标系选定： $x$ 轴正向为横河向指向左岸， $y$ 轴正向为顺河向指向上游， $z$ 轴正向为垂直向上。采用六面体八节点等参单元进行网格剖分，坝体单元数为58 838个，节点数为44 435个。计算域上下游施加顺河向连杆约束，左右岸施加横河向连杆约束，底部施加完全位移约束。假设坝体混凝土和基岩均为各向同性材料，弹性模量为待反演参数，泊松比分别为0.167和0.21，密度分别为 $24.0 \text{ kN}\cdot\text{m}^{-3}$ 和 $26.7 \text{ kN}\cdot\text{m}^{-3}$ 。

由于采用有限元计算得到的任一点处的位移值对应的是有限元模型采用的直角坐标系，而位移实测值对应的是拱坝的极坐标系。因此通过有限元计算得到各测点位移计算值后需进行坐标转换<sup>[25]</sup>，从而得到和实测位移相同坐标系下的位移。

4.2.2 参数范围及计算工况选取 根据设计报告以及工程地质勘察报告确定拱坝各分区材料弹性模量初始值，通过参考大坝质量检测成果以及辅助试算后，确定各分区材料弹性模量取值范围，如表4所示。由于现有的监测数据无法支持较严格地考虑监测时段内拱坝的温度荷载，本次有限元计算只考虑水压荷载作用下的变形而不考虑温度荷载的作用。结合监测资料应用及定量分析成果，选取2016年8月10日和2017年9月19日的上游水位 $H_1$ 和 $H_2$ 作为计算工况，水位分别为657.48 m和684.93 m。

表4 坝体和基岩弹性模量的取值范围

材料分区	$E_1$	$E_2$	$E_3$	$E_4$	$E_5$	$E_6$
弹性模量/GPa	15.30~66.30	13.20~48.40	15.30~56.10	6.00~26.00	3.30~12.10	3.60~15.60
泊松比	0.167	0.167	0.167	0.167	0.21	0.21

4.2.3 参数反演训练样本 基于正交试验设计原理<sup>[26]</sup>，结合正交设计表 $L_{25}(6^5)$ 和各分区材料弹性模量取值范围拟定了25种不同参数组合，弹性模量正交设计组合如表5所示。根据参数组合表，基于建立的有限元模型，计算获得典型测点在 $H_1$ 和 $H_2$ 两种水位工况下径向水平位移差值，计算结果如表6所示。结合表5弹性模量正交设计组合和表6水压荷载作用下径向水平位移差值，即可得到BP神经网络的训练样本。

将表6中PL2~IP4的径向水平位移计算值作为输入，表5中对应样本 $E_1$ – $E_6$ 的弹性模量作为输出，选择常用的BP神经网络来建立径向水平位移差–弹性模量之间的非线性映射关系。运用MATLAB中的newff函数建立前馈神经网络，同时为了较好地防止计算过程中出现“过拟合”等问题，在进行训练之前对训练样本进行归一化处理。多次试算后确定隐含层为8单元，传递函数采用S型正切函数，输出为purelin函数，使用train函数进行训练，再使用sim函数进行仿真预测，最后对仿真结果进行反归一化处理。经过3419次学习训练后，神经网络模型的精度达到预期，迭代后所得的均方误

表5 坝体及坝基的弹性模量正交设计组合

样本数	坝体及坝基的弹性模量组合/GPa					
	$E_1$	$E_2$	$E_3$	$E_4$	$E_5$	$E_6$
1	15.30	13.20	15.30	6.00	3.30	3.60
2	15.30	22.00	25.50	11.00	5.50	6.60
3	15.30	30.80	35.70	16.00	7.70	9.60
4	15.30	39.60	45.90	21.00	9.90	12.60
5	15.30	48.40	56.10	26.00	12.10	15.60
...	...	...	...	...	...	...
21	66.30	13.20	56.10	21.00	7.70	6.60
22	66.30	22.00	15.30	26.00	9.90	9.60
23	66.30	30.80	25.50	6.00	12.10	12.60
24	66.30	39.60	35.70	11.00	3.30	15.60
25	66.30	48.40	45.90	16.00	5.50	3.60

表6  $H_1$ 和 $H_2$ 水压荷载作用下径向水平位移差值

样本数	各测点径向水平位移差值/mm					
	PL2	PL3-1	PL4	IP2	IP3	IP4
1	26.812	43.049	45.971	4.037	7.907	6.124
2	18.242	31.313	32.687	2.726	5.812	4.348
3	14.174	25.370	26.007	2.138	4.772	3.490
4	11.738	21.700	21.884	1.794	4.134	2.972
5	10.097	19.178	19.051	1.564	3.694	2.620
...	...	...	...	...	...	...
21	12.832	24.470	22.677	2.072	4.186	2.878
22	12.277	22.741	20.933	2.131	4.677	3.199
23	12.023	19.724	18.636	1.835	3.955	2.723
24	9.367	18.854	22.206	1.504	4.031	4.060
25	12.340	18.290	17.777	2.600	4.023	3.144

差降至0.05以下，即建立起了径向水平位移差-弹性模量之间的非线性映射关系。

4.2.4 参数反演结果分析 根据3.3节建立的径向水平位移统计模型，分离得到对应水位 $H_1$ 与 $H_2$ 下各测点的水压分量差值，将其归一化处理后，输入到以上训练好的神经网络模型中即可得到待反演参数。将反演结果输入到有限元模型中，计算出水位 $H_1$ 和 $H_2$ 工况下拱坝典型测点位移差值，并与实测位移分离出来的水压分量差进行比较，对比结果及反演参数结果见表7。

表7中的计算结果表明，除PL3-1和IP3测点外其余4个测点的实测水压分量差与计算位移差相

表7 各测点径向位移计算值与实测值及反演参数结果

测点编号	PL2	PL3-1	PL4	IP2	IP3	IP4
实测值分离 水压分量/mm	11.17	31.92	20.61	1.78	6.83	3.91
有限元位移 计算差值/mm	11.47	22.02	22.10	1.83	4.34	3.36
相对误差	3%	31%	7%	3%	36%	14%
材料分区	$E_1$	$E_2$	$E_3$	$E_4$	$E_5$	$E_6$
反演弹性模量/GPa	33.30	32.17	30.13	25.72	7.18	11.72

差较小,说明本次反演结果是有效的。同时从反演结果来看,迎水面采用C<sub>90</sub>20混凝土和背水面C<sub>90</sub>15混凝土反演弹性模量在30.13~33.30 GPa,均大于大坝混凝土设计弹性模量22~25.5GPa,这与2.2节大坝混凝土质量检测抗压强度在30 MPa以上的结论是一致的,即坝体混凝土当前质量总体良好。究其原因可能为高掺粉煤灰的碾压混凝土的水化作用是一个长期缓慢、从表层逐渐深入内部的过程,因此,补强后混凝土的力学性能随着时间逐渐缓慢增长。

## 5 结论

(1)由钻孔取芯、大坝弹性波CT及表面波法(SASW)的检测结果可知,该补强拱坝坝体内部混凝土检测强度基本在30 MPa以上。采用统计模型分离出实测值对应的水压分量,并基于此反演获得的坝体混凝土弹性模量为30.13~33.30 GPa。

(2)弹性模量的反演结果表明,位于拱冠梁处的PL3-1与IP3测点的误差较大。其原因可能为:拱冠梁监测断面的构造较为复杂,沿高程分布有表孔和中孔,影响因素复杂,导致拱冠梁监测断面的正垂线测点的径向位移偏大,从而导致有限元模型的计算值与实测变形存在一定的误差。

(3)虽然在运行期内出现了拱冠梁测点变形偏大以及左右岸变形不对称等现象,但综合大坝质量检测成果、变形监测资料分析结果以及拱坝弹性模量反演结果,可以认为目前大坝径向水平位移变化规律总体正常,大坝运行状态良好,在施工期进行灌浆补强等加固措施后,安全运行近10年的坝体混凝土能够满足设计要求。

## 参 考 文 献:

- [ 1 ] 张雄.某碾压混凝土拱坝病险处理研究[J].水力发电,2019,45(3):58-63.
- [ 2 ] 吴中如.水工建筑物安全监控理论及其应用[M].北京:高等教育出版社,2003.
- [ 3 ] 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):15-21,47.
- [ 4 ] 练继建,王春涛,赵寿昌.基于BP神经网络的李家峡拱坝材料参数反演[J].水力发电学报,2004(2):44-48.
- [ 5 ] 周秋景,张国新,刘毅.特高拱坝初次蓄水期工作性状仿真反馈和预测方法研究[J].水利学报,2013,44(S1):73-79.
- [ 6 ] 何柱,刘耀儒,杨强,等.基于位移反分析的小湾拱坝稳定性评价[J].岩石力学与工程学报,2013,32(11):2242-2249.
- [ 7 ] 程立,刘耀儒,潘元炜,等.基于蓄水期反演的锦屏一级拱坝极限承载力分析[J].岩土力学,2016,37(5):1388-1398.
- [ 8 ] WU Shi-yong, 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.
- [ 9 ] 刘毅,高阳秋晔,张国新,等.锦屏一级特高拱坝工作性状仿真与反演分析[J].水利水电技术,2017,48(1):46-51.
- [ 10 ] LIU Chungao, GU Chongshi, CHEN Bo. Zoned elasticity modulus inversion analysis method of a high arch dam based on unconstrained Lagrange support vector regression (support vector regression arch dam)[J]. Engineering with Computers, 2017, 33(3): 443-456.
- [ 11 ] 程井,孟凡轩,李宗樾.基于实测资料的混凝土拱坝反馈分析及安全度评价[J].武汉大学学报(工学版),2019,52(4):297-302,310.
- [ 12 ] 刘健,练继建.李家峡拱坝坝体弹性模量及基岩变形模量的反演[J].岩石力学与工程学报,2005(24):4466-4471.
- [ 13 ] 强天驰,周维垣,杨若琼.拱坝多参数优化反演分析法及其应用[J].岩石力学与工程学报,2000(S1):997-1000.
- [ 14 ] 冯帆,邱信蛟,张国新,等.基于施工期变形监测的特高拱坝力学参数反演研究[J].岩土力学,2017,38

- (1): 237-246 .
- [ 15 ] CHEN Bo, FU Xiao, GUO Xuyuan, et al . Zoning elastic modulus inversion for high arch dams based on the PSO-GSA-SVM method[J] . Advances in Civil Engineering, 2019(9): 1-13 .
- [ 16 ] FU Xiao, GU Chongshi, QIN Dong . Deformation features of a super-high arch dam structural system[J] . Optik, 2017, 130: 681-695 .
- [ 17 ] 陈厚群 . 关于坝体混凝土的强度分级、结构抗力标准值及其分项系数[J] . 中国水利水电科学研究院学报, 2020, 18(2): 81-85 .
- [ 18 ] 郝巨涛, 纪国晋, 孙志恒, 等 . 水工结构材料研究的回顾与展望[J] . 中国水利水电科学研究院学报, 2018, 16(5): 405-416 .
- [ 19 ] 余志雄, 薛桂玉, 周洪波, 等 . 大坝 CT 技术研究概况与进展[J] . 岩石力学与工程学报, 2004(8): 1394-1397 .
- [ 20 ] 王荣鲁, 吕小彬, 李萌 . 水工结构混凝土质量检测冲击弹性波技术的研发和应用[J] . 中国水利水电科学研究院学报, 2018, 16(5): 472-478 .
- [ 21 ] 中华人民共和国住房和城乡建设部 . JGJ/T 384-2016 钻芯法检测混凝土强度技术规程[S] . 北京: 中国建筑工业出版社, 2016 .
- [ 22 ] 中华人民共和国水利部 . SL 352-2006 水工混凝土试验规程[S] . 北京: 中国水利水电出版社, 2006 .
- [ 23 ] 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 .
- [ 24 ] 杨杰, 胡德秀, 吴中如 . 大坝安全监控模型因子相关性及其不确定性研究[J] . 水利学报, 2004(12): 99-105 .
- [ 25 ] 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(S1): 2941-2945 .
- [ 26 ] 任露泉 . 试验优化设计与分析[M] . 北京: 高等教育出版社, 2003 .

### Elastic modulus feedback of reinforced arch dam based on quality inspection and safety monitoring data

XIE Tong<sup>1</sup>, HUANG Yaoying<sup>1</sup>, XU Yao<sup>2</sup>, DING Shengyong<sup>1</sup>, FEI Dawei<sup>1</sup>

(1. College of Hydraulic & Environmental Engineering, China Three Gorges University, Yichang 443002, China;

2. Department of Material, China Institute of Water Resources and Hydropower Research, Beijing 100038, China)

**Abstract:** In view of the problem of whether the actual material mechanical parameters of the high arch dam that's reinforced during the construction period can meet the design requirements after long-term service, this paper, based on a reinforced RCC arch dam during the construction period, uses a combination of the methods of core drilling, elastic wave CT of dam, surface wave method (SASW) and field survey to detect the quality of dam concrete. Then, the measured displacement of the arch dam is qualitatively analyzed based on the deformation monitoring data. Next, the statistical model of the radial displacement is established to perform quantitative analysis. Subsequently, orthogonal design, BP neural network, and a numerical calculation method are combined to invert the elastic modulus of dam body and dam foundation. The results show that the strength of the concrete in the arch dam is more than 30MPa, and the elastic modulus of the concrete obtained by inversion is 30.13~33.30 GPa. Although the deformation of the measuring points at the arch crown beam of the arch dam is large and the deformation of the left and right banks is asymmetric, by combining with the dam quality inspection results and parameter inversion results, it can be concluded that the current operation state of the arch dam is good, the dam concrete can meet the design requirements.

**Keywords:** reinforced high arch dam; quality inspection; measured deformation; mechanical parameters; optimization inversion

(责任编辑: 王学风)