

多工况水文极值计算与水库调洪演算耦合研究

——以深圳西丽水库为例

刘修佳

(深圳市西部水源管理中心, 广东 深圳 518000)

摘要 为解决都市型水库在跨流域调水背景下防洪安全评价边界条件复杂、单一工况难以覆盖真实风险的问题, 以深圳市西丽水库为例, 开展多工况水文极值与调洪演算的耦合研究。构建包含天然径流与境外引水叠加的多工况水文计算模型; 采用广东省综合单位线法推求产汇流过程, 对百年一遇设计洪水及两千年一遇校核洪水进行精细化演算, 并据此复核大坝坝顶高程与溢洪道结构安全。研究表明, 在叠加东部引水的最不利工况下, 校核洪水位达到 32.89 m, 较纯天然径流工况抬升 0.21 m; 该水位导致大坝防浪墙顶高程在极端风浪组合下存在 0.19 m 的安全缺口, 且高水位运行加剧了溢洪道底板厚度不足的结构性隐患。

关键词 西丽水库; 水文极值; 多工况耦合; 调洪演算

中图分类号: TP3

文献标志码: A

DOI: 10.3969/j.issn.2097-3365.2025.36.042

0 引言

在珠江三角洲等高度城市化区域, 水库是城市防洪体系与供水安全网的双重枢纽。深圳市西丽水库作为典型的大中型“都市水库”, 不仅是大沙河流域下游高密度建成区的关键防洪屏障, 更是东部供水水源工程的重要调蓄节点。这种“一库多能”的运行特性使得其水文边界条件极为复杂: 在汛期, 水库不仅面临流域内短历时、高强度的极端暴雨产流, 还可能面临境外引水工程入库流量的叠加效应。传统的防洪复核往往基于流域内天然降雨径流进行单工况计算, 忽略了跨流域调水在极端气象预警滞后或调度失灵情况下对防洪库容的占用风险^[1]。若仅按天然情况设计, 可能低估最高洪水位, 从而误判大坝的抗洪安全性。此外, 洪水位的抬升不仅关系到坝顶超高, 更直接影响大坝的渗流场分布与溢洪道的泄流安全, 需进行系统性的耦合分析^[2]。因此, 本文通过联立水文极值统计、水库调洪微分方程与水工结构验算公式, 定量分析多水源输入对水库最高洪水位及大坝整体安全的影响, 旨在为同类城市水库的安全评价提供理论参考。

1 工程概况

西丽水库位于深圳市南山区, 集雨面积为 29.0 km², 主流河长 8.78 km, 河床平均比降 8.9‰。水库大坝为均质土坝, 现状坝顶高程 34.15 m, 防浪墙顶高程 34.95 m。水库正常蓄水位 29.73 m, 工程等别为Ⅲ等,

主要建筑物级别为 3 级, 设计洪水标准为百年一遇, 校核洪水标准为两千年一遇。水库主要泄水设施为位于主坝左端的溢洪道, 结构形式为 2 孔驼峰堰, 单孔净宽 4 m, 设弧形钢闸门控制。堰顶高程 27.96 m, 闸门最大开启高度 2.5 m。泄洪时采用底流消能, 经长 36 m、深 3.0 m 的消力池后汇入下游大沙河。

2 多工况水文极值计算模型

2.1 设计暴雨参数的优选

西丽水库流域内设有雨量站, 拥有 1960 年至 2019 年的长系列实测降雨资料。为确保设计暴雨成果的代表性与安全性, 本研究采用了“实测暴雨频率分析”与“查《广东省暴雨参数等值线图》”两种方法进行比选。

对历年最大 24 小时降雨量进行 P-III 型曲线适线, 统计参数为均值 165 mm, $C_v=0.52$ 。根据广东省水文局编制的等值线图, 流域中心 24 小时设计暴雨均值为 180 mm, $C_v=0.5$ 。对比两种方法结果发现, 查图法得出的设计暴雨数值略大于实测统计值。考虑到全球气候变化背景下极端暴雨频发的趋势, 以及城市水库的高保护要求, 出于工程安全保守原则, 最终选用查图法成果作为设计依据。据此计算得出的百年一遇 24 小时设计暴雨量为 434.9 mm, 两千年一遇为 738.2 mm。

2.2 产汇流计算与设计洪水推求

产流计算采用“初损后损法”, 汇流计算采用“广东省综合单位线法”, 并利用推理公式法进行校核。本

工程位于广东省综合单位线滞时 $m_1 \sim \theta$ 关系图中的 B 线大陆低区。通过单位线法推求出天然流域的设计洪水过程线。计算结果显示：百年一遇的洪峰流量为 $501 \text{ m}^3/\text{s}$ ，24 小时洪量 $1\ 166 \text{ 万 m}^3$ ；两千年一遇的洪峰流量为 $748 \text{ m}^3/\text{s}$ ，24 小时洪量 $1\ 870 \text{ 万 m}^3$ 。与推理公式法相比，两者洪峰流量差异小于 20%，且综合单位线法更能反映洪水过程形态，故予以采用。

2.3 多水源叠加的工况构建

西丽水库作为东部供水工程的交水点，存在明显的“外水内存”风险。在暴雨初期，若调度指令存在滞后，境外引水可能与天然洪水叠加。为量化这一风险，构建以下两种计算工况：

工况一：仅考虑流域内天然降雨形成的径流 $Q_{\text{natural}}(t)$ 。假设汛期严格执行调度规程，停止所有境外引水。

工况二：在天然径流基础上，叠加东部供水干线进水 Q_{inlet} 。基于偏安全考虑，设定最大三天每天引水 100 万 m^3 ，模拟极端气象下调度未及时响应的最不利组合。

3 水库调洪演算耦合分析

3.1 调洪演算数学模型

调洪演算基于水量平衡原理，采用静库容法进行数值求解。其控制方程为非线性微分方程组^[3]：

$$\frac{Q_1+Q_2}{2}\Delta t - \frac{q_1+q_2}{2}\Delta t = V_2 - V_1 \quad (1)$$

式(1)中： Q_1 、 Q_2 为时段初、末的入库流量(m^3/s)； q_1 、 q_2 为时段初、末的出库流量(m^3/s)； V_1 、 V_2 为时段初、末的水库蓄水量(m^3)； Δt 为计算时段长。

3.2 泄流能力的水力学模型

准确的泄流曲线是求解上述方程的关键。西丽水库溢洪道为驼峰堰，设有闸门控制。根据《溢洪道设计规范》(SL 253-2018)，其泄流能力需依据闸门相对开度 e/H 分两种流态进行复核。

1. 堰流模型(闸门全开或 $e/H > 0.75$)。当库水位

较高，闸门全开敞泄时，流态为堰流，计算公式如下^[4]：

$$Q = m\sigma_s \varepsilon B \sqrt{2g} H_0^{3/2} \quad (2)$$

式(2)中：流量系数 m 对于驼峰堰，当 $P_1/H_0 > 0.34$ 时，按经验公式计算：

$$m = 0.452 \times (P_1/H_0)^{-0.032} \quad (3)$$

式(3)中： P_1 为堰高(m)； H_0 为堰上总水头(m)； ε 为侧收缩系数； B 为溢洪道总净宽。

2. 孔流模型。当进行防洪调度控制泄量时，流态为闸孔出流，计算公式如下：

$$Q = \sigma_s \cdot \mu_0 \cdot e \cdot n \cdot b \cdot \sqrt{2gH_0} \quad (4)$$

式(4)中： μ_0 为流量系数，对于弧形闸门 $\mu_0 = 0.685 - 0.19(e/H)$ ； e 为闸门开启高度； n 为孔数； b 为单孔净宽。

3.3 调度规则与约束条件

调洪演算需遵循以下硬性约束：(1)起调水位设定为汛限水位 29.724 m ；(2)大沙河下游河道防洪标准为 200 年一遇，对应安全泄量为 $561 \text{ m}^3/\text{s}$ 。为保障下游西丽街道及高新园区的绝对安全，西丽水库控泄流量设定为 $q_{\max} \leq 94.2 \text{ m}^3/\text{s}$ 。(3)当入库洪水频率超过 200 年一遇($P=0.5\%$)或库水位超过对应的防洪高水位时，主要任务转为保坝安全，溢洪道闸门全开敞泄，不再受下游错峰限制。

3.4 演算结果与敏感性分析

利用计算机程序对上述模型进行迭代求解，得到不同频率下的调洪特征值，见表 1。

由表 1 可知，叠加境外引水的工况二显著增加了入库洪量，导致设计洪水位抬高 0.13 m ，校核洪水位抬高 0.21 m 。这表明对于具备调蓄功能的都市水库，忽略外水引入将导致防洪库容预留不足，安全评价必须以工况二为准。得益于水库显著的调蓄能力，在百年一遇设计洪水下，削峰率超过 80%，成功将 $513 \text{ m}^3/\text{s}$ 的洪峰削减至 $93.7 \text{ m}^3/\text{s}$ ，控制在下游安全泄量以内，有效保障了大沙河沿岸城区的防洪安全。

3.5 溢洪道泄洪安全的水力学验证

基于调洪演算得到的最不利下泄流量，对溢洪道消能防冲能力进行复核。根据《溢洪道设计规范》，

表 1 西丽水库多工况调洪演算结果对比

频率	工况类型	洪峰流量 (m^3/s)	72h 洪量 (万 m^3)	最高库水位 (m)	最大下泄流量 (m^3/s)	削峰率 (%)
1% (设计)	工况一(天然)	501	1463	31.47	91.2	81.80%
1% (设计)	工况二(叠加)	513	1763	31.6	93.7	81.70%
0.05% (校核)	工况一(天然)	748	2403	32.68	112	85.00%
0.05% (校核)	工况二(叠加)	760	2703	32.89	116	84.70%

3 级建筑物消能防冲按 30 年一遇标准设计, 对应流量 $83.7 \text{ m}^3/\text{s}$, 上游水位 31.1 m 。

1. 消能池水跃计算。采用动量方程计算收缩断面水深 $h_1=0.51 \text{ m}$, 对应弗劳德数 $F_{r1}=8.04$, 属于稳定水跃范围。计算得跃后水深 $h_2=5.52 \text{ m}$ 。

2. 消能安全性评价。现状消力池深 3.0 m , 尾坎高 2.97 m , 下游水深 1.23 m 。淹没系数 $\sigma=(1.23+3.0-2.97)/5.52 > 1.05$, 满足淹没水跃要求。

3. 结构隐患。虽然水力计算满足要求, 但现场检测显示溢洪道泄槽底板平均厚度仅 14 cm , 远小于规范要求的 30 cm , 且底板存在 14 处渗水点。在高流速水流作用下, 薄壁底板面临巨大的脉动压力和抗冲刷风险, 这是单纯水力学计算无法揭示的隐患。

表 2 西丽水库主坝坝顶高程复核计算

计算工况	静水位 (m)	波浪爬高 R (m)	风壅增水 e (m)	安全加高 A (m)	计算坝顶高程 (m)	现状坝顶高程 (m)	结论
设计洪水位 + 正常运用	31.6	2.818	0.02	0.7	35.138	34.95	略不满足
校核洪水位 + 非常运用	32.89	1.605	0.008	0.4	34.903	34.95	满足
近期非常运用 (500 年一遇)	32.29	1.607	0.008	0.4	34.305	34.95	满足

显示, 在非常运用条件下, 所需的挡水结构顶部高程为 34.903 m , 现状防浪墙满足要求, 且土坝坝顶高于静水位; 在“设计洪水位 + 正常运用条件”的组合工况下, 由于波浪爬高达到 2.818 m , 计算所需的防浪墙顶高程为 35.138 m , 而现状为 34.95 m , 存在 0.19 m 的缺口。

4.3 高水位运行下的渗流与稳定响应

洪水不仅考验坝顶高度, 高水位带来的高渗透压力对大坝稳定性也是严峻挑战。根据 Autobank 有限元渗流分析, 在校核洪水位工况下, 主坝背水坡最大出逸比降为 0.457 , 小于允许比降 0.50 。表明大坝在高水位下不会发生流土破坏, 但主坝左坝段历史上曾出现渗漏通道, 防渗墙并未完全封闭, 高水位可能诱发绕坝渗漏^[5]。

经简化毕肖普法 (Bishop) 计算, 在校核洪水位工况下, 主坝下游坝坡的最小抗滑稳定安全系数为 1.838 , 远大于规范要求的 1.20 。这表明大坝坝坡整体稳定性良好, 即便在极端洪水位下发生滑坡的风险也极低。

5 结论

本文得到的主要结论如下: (1) 对于承担跨流域调水任务的都市水库, 必须采用“天然产流 + 境外引水”的最不利工况进行防洪评价。本研究证明, 该工况导致校核洪水位抬升 0.21 m , 直接影响大坝安全超高的复核结论; (2) 西丽水库现状大坝及副坝的坝顶高程

4 坝体抗洪能力与结构安全复核

4.1 坝顶高程复核数学模型

根据《碾压式土石坝设计规范》(SL 274-2020), 大坝坝顶高程必须高于静水位与波浪爬高、风壅水面高度及安全加高之和。复核计算公式如下:

$$y=R+e+A \quad (5)$$

式 (5) 中: y 为坝顶超高 (m); R 为波浪爬高 (m); e 为风壅水面高度 (m); A 为安全加高 (m)。

4.2 复核结果与安全隐患分析

基于工况二确定的最高洪水位, 结合实测的坝体结构参数进行复核, 结果如表 2 所示。

由表 2 可知, 现状土坝坝顶高程为 34.15 m 。计算

基本满足防洪要求, 防洪安全综合评价为 B 级。但在设计洪水位叠加极端强风的工况下, 主坝防浪墙高度存在 0.19 m 的微小缺口, 建议在后续除险加固中予以适度加高或优化防浪设施; (3) 尽管水库具备抵御两千年一遇洪水的能力, 但鉴于溢洪道底板偏薄且存在渗漏通道, 以及坝下输水底涵已废弃但存在漏水隐患, 高水位运行可能诱发结构性破坏。建议尽快实施溢洪道防渗加固及结构补强工程, 并对废弃输水底涵进行封堵, 以消除隐患, 确保都市核心区的水源与防洪双重安全。

参考文献:

- [1] 李燕忠, 袁成福, 朱智子. 赣州市南河水库安全鉴定防洪能力复核分析 [J]. 陕西水利, 2025(11):54-56.
- [2] 张岩, 崔喜艳. 株树桥水库扩建工程防洪调度方式分析 [J]. 水科学与工程, 2025(05):20-23.
- [3] 黄旭, 潘志浩, 陈森林, 等. 郁江流域水电站水库群水量不平衡问题分析 [J]. 中国农村水利水电, 2022(07):221-224.
- [4] 曲志强, 王进, 关胜文. ADCP 在永庆反调节水库闸门泄流曲线复核上的应用 [J]. 东北水利水电, 2024, 42(02):30-33.
- [5] 丁明浩. 巢湖市开明山水库调洪演算分析研究 [J]. 治淮, 2023(09):12-13, 18.