

考虑溪-向梯级调蓄影响的三峡水库

分期汛限水位研究

李英海^{1, 2} 夏青青^{1, 2} 王永强³ 张海荣⁴ 兰回归^{1, 2} 孟虹池^{1, 2} 杨苑^{1, 21}

(1. 三峡大学水电工程施工与管理湖北省重点实验室, 湖北 宜昌 443002;

2. 三峡大学水利与环境学院, 湖北 宜昌 443002;

3. 长江科学院水资源综合利用研究所, 湖北 武汉 430010;

4. 中国长江电力股份有限公司水资源研究中心, 湖北 宜昌 443002)

【摘要】针对运行期溪洛渡、向家坝梯级水库调蓄引起的三峡水库入库洪水规律改变, 进而导致设计汛限水位不合理的问题, 开展三峡水库分期汛限水位研究。首先根据溪洛渡、向家坝水库调度规则得到向家坝水库下泄流量过程, 进而采用多维 Copula 函数对向家坝-三峡区间干支流洪水的峰现时间和洪峰量级遭遇情况进行分析, 还现计算三峡水库入库流量, 最后采用数理统计法和改进 Fisher 最优分割法进行汛期分期, 调洪计算分期汛限水位, 并对防洪风险和兴利效益进行比较分析。研究表明, 考虑溪-向梯级水库调蓄影响的三峡水库汛期可分为 3 期: 6 月 10 日~6 月 30 日为前汛期、7 月 1 日~8 月 31 日为主汛期、9 月 1 日~9 月 30 日为后汛期, 对应汛限水位分别为 159.1、148.7、159.2m。在不增加防洪风险的前提下, 汛期可增加蓄水量 $180.20 \times 10^9 \text{m}^3$ 、发电量 $10.33 \times 10^9 \text{kW} \cdot \text{h}$ 。

【关键词】 溪洛渡、向家坝梯级 三峡水库 分期汛限水位 防洪风险 兴利效益

【中图分类号】 TV697.1 **【文献标识码】** A **【文章编号】** 1004-8227(2022)07-1514-09

随着我国流域水资源开发利用的持续推进, 各条大江大河上梯级水库群格局已初步形成。在梯级水库群系统中, 上游水库的拦截和调蓄使得下泄洪水发生坦化、变形, 再与区间来水遭遇, 必然导致下游入库洪水的成因、时空分配、发生频率及量级发生显著变化^[1]。因而, 以天然历史径流为依据的水库设计洪水及其单一汛限水位由于未考虑洪水季节性变化规律以及梯级水库调蓄作用, 在实际调度运行中必然造成洪水设计标准偏离, 汛限水位设置不合理, 汛前集中腾库, 汛期大量弃水, 汛后无水可蓄等问题, 对梯级水库群的安全稳定运行和兴利效益发挥带来了不可忽视的影响。

目前, 关于考虑梯级水库运行对下游水库分期汛限水位影响的研究相对较少, 主要集中在梯级水库运行期设计洪水和汛期

¹**作者简介:** 李英海(1981~), 男, 副教授, 主要研究方向为流域水库群优化调度. E-mail:liyinghai@ctgu.edu.cn

基金项目: 长江科学院开放研究基金资助项目(CKWV2021889/KY); 湖北省教育厅科学技术研究项目(D20201201); 国家自然科学基金项目(51909010)

防洪控制水位研究：熊丰等^[2]开展了梯级水库运行期设计洪水计算理论和方法研究，提出采用运行期汛期防洪控制水位指导水库调度运行。针对以三峡水库为核心的长江巨型水库群对象，为提高巨型水库群防洪兴利效益，魏山忠等^[3]提出采用分期汛限水位对大型水库进行水位控制；王俊等^[4]认为三峡水库维持固定的汛限水位运行已经不能适应新形势需求，通过辨析三峡水库设计阶段汛限水位的设置条件，挖掘流域洪水特性和洪水遭遇规律，论证了三峡水库汛期运行水位动态控制的可行性；郭生练等^[5]考虑了长江上游水库群调蓄对三峡水库设计洪水过程的影响，首次探讨了三峡水库运行期设计洪水及汛期防洪控制水位；余玉聪等^[6]采用改进模糊集分析方法对金沙江下游4库梯级进行汛期分期，通过隶属度与防洪库容的映射关系确定梯级分期汛限水位，在一定程度上提高了汛期洪水资源的利用率；李英海等^[7]以溪洛渡-向家坝梯级水库为对象，分析计算了考虑溪洛渡水库调蓄影响的向家坝水库分期汛限水位。

因此，针对运行期梯级水库群调蓄引起的下游水库设计汛限水位不合理问题，本文以金沙江下游溪洛渡、向家坝和三峡水库组成的梯级为对象，从溪洛渡、向家坝水库调蓄后三峡入库径流时空变化规律和向家坝-三峡区间洪水遭遇分析着手，开展受溪洛渡-向家坝（下文简称溪-向）梯级调蓄影响的三峡水库分期汛限水位研究，以期为变化条件下的三峡水库汛期防洪安全稳定运行提供理论指导。

1 研究区域概况

三峡水库作为长江上游的控制性核心水利枢纽工程，坝址控制流域面积 100 万 km^2 ，防洪库容 221.5 亿 m^3 ，在整个长江上游防洪体系中占有举足轻重的地位。三峡水库的入库径流中金沙江所占比例最大，汛期水量丰沛、峰高量大且持续时间长。目前，金沙江下游四库梯级中已投入正常运行有最后两级溪洛渡和向家坝水库。其中溪洛渡水库坝址控制流域面积 45.44 万 km^2 ，防洪库容 46.51 亿 m^3 ；向家坝水库位于金沙江峡谷出口处，坝址控制流域面积 45.88 万 km^2 ，防洪库容 9.03 亿 m^3 ，向家坝至三峡水库区间主要有岷江、嘉陵江、乌江几条一级支流^[8]。溪洛渡-向家坝-三峡梯级在长江干流空间拓扑关系如图 1 所示。目前，三峡水库汛期从 6 月 10 日至 9 月 30 日，汛限水位整个汛期维持 145m 运行。然而，由于上游溪洛渡、向家坝水库的调蓄，三峡水库的水文情势相比设计条件已发生显著变化。若仍然按照原设计汛限水位控制汛期防洪调度运行，必然给三峡水库防洪和兴利带来重大影响和安全隐患。

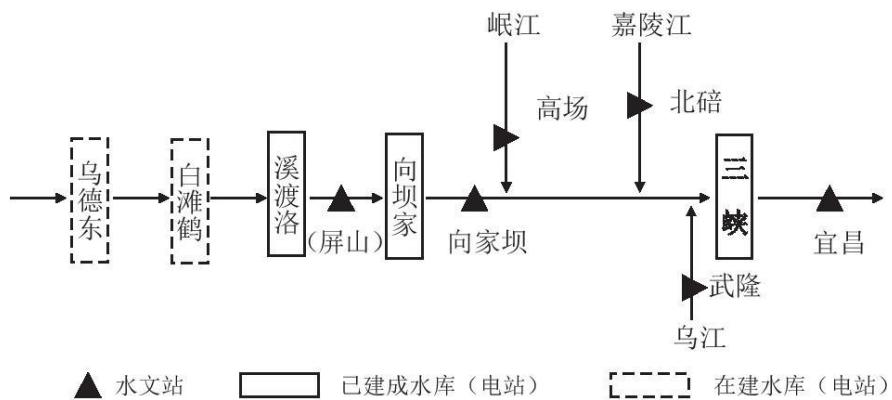


图 1 溪洛渡-向家坝-三峡梯级水库拓扑关系图

2 研究方法

2.1 三峡水库分期汛限水位计算过程

针对以溪洛渡、向家坝和三峡水库组成的梯级水库系统，首先依据溪-向梯级水库调度规程，模拟计算向家坝水库出库流量

过程,进而计算其与下游支流洪水发生时间和量级的相关性,进行向家坝-三峡区间洪水遭遇分析,还现计算受溪-向梯级调蓄影响的三峡水库入库流量过程,进而进行汛期分期并推求分期汛限水位,最后对防洪风险与兴利效益进行分析。受溪洛渡-向家坝梯级调蓄影响的三峡水库分期汛限水位计算过程见图 2 所示。

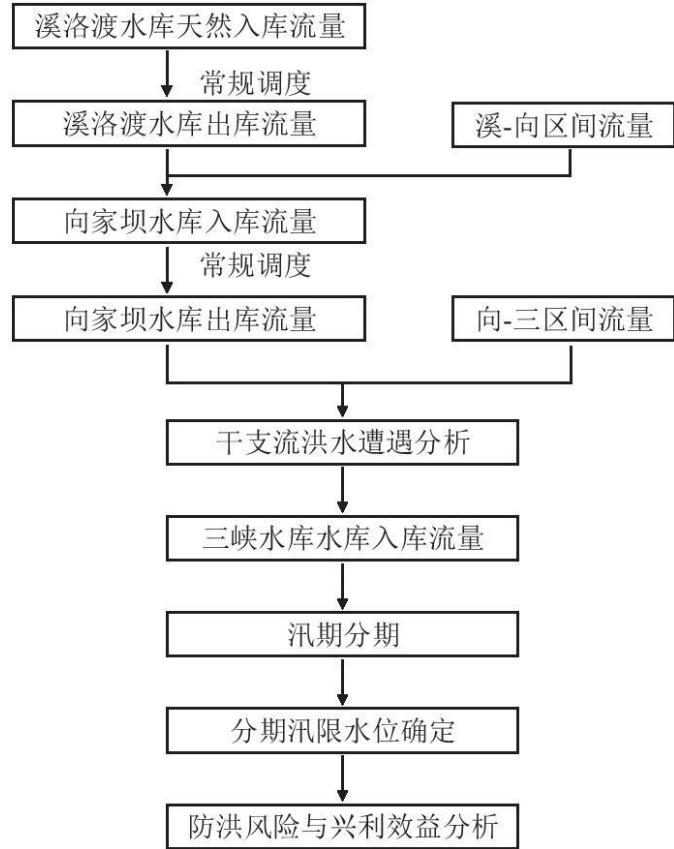


图 2 三峡水库汛限水位推求流程图

2.2 区间洪水遭遇分析方法

以峰现时间和洪水量级作为洪水特征变量,分别选取 VonMises 分布函数和 P-III 分布函数对洪水峰现时间和洪水发生量级进行拟合,优选确定区间干支流洪水遭遇的最佳多维 Copula 函数,以对洪水峰现时间和洪水发生量级进行洪水遭遇风险分析。

(1) 边缘分布函数确定

VonMises 分布函数可以准确的描述洪水发生时间的分布过程^[9],因此洪水发生时间采用 VonMises 分布函数进行拟合。VonMises 分布函数的变化范围为 $[0, \pi]$,首先对洪水发生时间做简单的数据处理,将洪水发生时间转化为 $[0, 2\pi]$ 上的弧度,公式如下:

$$x = D_j 2\pi / L \quad (1)$$

式中: D_j 表示实测第 j 年的洪水在汛期的第 D_j 天发生; L 表示汛期长度。

对于洪水发生时间的概率密度函数 $f_x(x)$, VonMises 分布函数计算公式如下:

$$f_x(x) = \sum_{i=1}^m \frac{p_i}{2\pi I_0(k_i)} \exp [k_i \cos(x - \mu_i)], \quad (2)$$

$$0 \leq \mu_i \leq 2\pi, \quad k_i > 0$$

式中: x 表示洪水发生时间; i 表示混合 VonMises 分布的各个组成部分, p_i 指混合比例; μ_i 表示位置参数, $\mu_i \in [0, 2\pi]$; k_i 为尺度参数, $k_i \in [0, +\infty]$; $I_0(k_i)$ 为第一类 0 阶修正的 Bessel 函数; m 表示概率密度函数的峰数。

年最大洪峰流量服从 P-III 型分布, 洪水发生量级的概率密度函数 $f_Y(y)$ 为:

$$f_Y(y) = \frac{\beta^\alpha}{\Gamma(\alpha)} (y - \delta)^{\alpha-1} \exp [-\beta(y - \delta)], \quad \alpha > 0,$$

$$\beta > 0, \quad \delta \leq y < \infty \quad (3)$$

式中: y 表示洪峰流量; α 、 β 、 δ 分别为 P-III 型分布的形状、尺度和位置参数; $\Gamma(\alpha)$ 为伽马函数。

(2) 多维 Copula 函数优选

Copula 函数是定义在 $[0, 1]$ 上均匀分布的多维联合分布函数。它可以将多个随机变量的边缘分布连接起来构造联合分布。假设随机变量 X_i ($i=1, 2, \dots, n$) 的边缘分布函数分别为 $F_{X_i}(x) = P_{X_i}(X_i \leq x_i)$, 其中 n 为随机变量的个数, x_i 为随机变量 X_i 的值, 那么, 存在唯一的 Copula 函数使得:

$$H(x_1, x_2, \dots, x_n) = C(F_{X_1}(x_1), F_{X_2}(x_2), \dots, F_{X_n}(x_n)) = C(u_1, u_2, \dots, u_n) \quad (4)$$

式中: $F_k(x_k) = u_k$, $k=1, \dots, n$, u_k 在区间 $[0, 1]$ 上连续。

采用多维 Copula 函数进行拟合, 常见的多维 Copula 函数有 Frank Copula、Clayton Copula、Gumbel Copula 3 种类型, 不同类型 Copula 函数具体公式见参考文献[10]。通过 Copula 函数参数估计及拟合优度检验, 计算比较各个观测点的经验累计概率和理论累计概率的一致性, 优选确定最佳拟合 Copula 函数, 进而对区间洪水遭遇概率进行分析。

3 结果分析

3.1 溪-向梯级运行条件下向家坝出库流量计算

首先依据溪洛渡水电站水库调度规程^[11]对溪洛渡水库 1950~2010 年共 61 年的天然日入库径流过程模拟调度得到溪洛渡水库出库流量过程, 再加上溪-向区间入流得到向家坝入库流量过程, 最后通过向家坝水电站水库调度规程^[12]模拟调度得向家坝水库出库流量。不同典型频率下经过溪-向梯级调蓄前后向家坝下泄年最大洪峰(Q_{m})、最大 3 日洪量(W_{3d})、最大 7 日洪量(W_{7d})、最大 15 日洪量(W_{15d})对比结果见表 1。

表 1 溪-向梯级调蓄前后向家坝出库洪峰洪量对比

频率 (%)	Q _m (m ³ /s)		削减率 (%)	W _{3d} (10 ⁸ m ³)		削减率 (%)	W _{7d} (10 ⁸ m ³)		削减率 (%)	W _{15d} (10 ⁸ m ³)		削减率 (%)
	天然径流	调蓄后		天然径流	调蓄后		天然径流	调蓄后		天然径流	调蓄后	
0.01	40537	39808	1.8	110	103.7	5.8	247.5	233.1	5.8	448.5	415.2	7.4
0.1	35231	32989	6.4	93.6	84.7	9.6	209.9	192	8.5	383.5	350.6	8.6
0.2	33552	30908	7.9	88.6	79.0	10.9	198.2	179.5	9.4	363.3	330.8	8.9
1	29441	26001	11.7	76.3	65.6	14.0	170.1	150.2	11.7	314.5	283.6	9.8
5	24864	20927	15.8	63.2	52.1	17.4	139.9	120.1	14.2	261.7	233.8	10.7
10	22645	18653	17.6	57.0	46.3	18.8	125.7	106.7	15.2	236.9	211.1	10.9
20	20156	16281	19.2	50.2	40.4	19.6	110.4	92.8	15.9	209.9	186.9	11.0

由表 1 可知, 经过溪-向梯级水库调蓄, 不同频率下向家坝水库出库流量较天然径流情况洪峰洪量均有所减小。随着频率的增加, 向家坝水库调蓄对天然径流的 Q_m 、 W_{3d} 、 W_{7d} 、 W_{15d} 的削减率越高, 削减程度越明显。

3.2 向家坝-三峡区间洪水遭遇分析

三峡水库的入库径流由金沙江下游干流和向家坝水库至三峡水库区间(下文简称向-三区间)支流组成。选用金沙江干流的向家坝站、岷江的高场站、嘉陵江的北碚站以及乌江的武隆站 1950~2010 年的同步日流量资料进行区间洪水遭遇分析。由于金沙江下游、岷江、嘉陵江、乌江的洪水发生时间分布一般呈现双峰甚至三峰状, 故在采用 VonMises 分布描述洪水发生时间的分布特征时采用二阶及以上的混合 VonMises 分布描述。各站点混合 VonMises 分布函数参数拟合结果如表 2 所示。

采用线性矩法估计 P-III 型分布的参数见表 3。

通过计算实测值与理论值的均方根误差(RMSE)来检验 Copula 函数的拟合效果, 洪水发生时间和洪水发生量级联合分布函数的参数估计值及拟合检验。

表 2 混合 VonMises 分布函数参数

控制站	p _i	u _i	k _i
向家坝	0.2574	3.2989	4.0671
	0.0310	5.1861	248.6540
	0.9247	4.6498	1.6773
高场	0.4540	3.3618	1.1445

	0. 1617	3. 3531	79. 6131
	0. 0235	4. 1254	615. 2129
北碚	0. 2043	5. 1253	3. 7312
	0. 0115	0. 0306	438. 5682
	0. 3492	2. 3402	3. 0086
武隆	0. 3735	1. 7207	18. 2508
	0. 9935	0. 6507	400. 2872
	1. 0000	2. 2443	0. 7912

表 3P-III型分布参数

控制站	E_x	C_v	C_s	α	β	δ
向家坝	14075. 23	0. 30	2. 56	0. 61	0. 00019	10776. 35
高场	15999. 84	0. 29	1. 16	2. 97	0. 00037	7999. 92
北碚	22402. 46	0. 33	0. 16	156. 25	0. 00169	-70007. 7
武隆	11907. 38	0. 33	1. 32	2. 30	0. 00039	5953. 69

洪水发生时间 RMSE 值最小的是 Clayton Copula 函数；洪水发生量级对应 RMSE 值最小的是 Gumbel Copula 函数。因此，在分析干支流洪水遭遇时间和量级时分别采用 Clayton Copula 和 Gumbel Copula 函数进行分析。

金沙江向家坝站与岷江高场站、嘉陵江北碚站、乌江武隆站洪水发生时间在汛期的遭遇概率 P_4 计算公式如下^[9,10]：

$$P_4 = \sum_{k=\tau_{XB}}^N P(t_k < T_x \leq t_{k+1}, t_k + \tau_{xG} < T_g \leq t_{k+1} + \tau_{xG}, t_k + \tau_{xB} < T_b \leq t_{k+1} + \tau_{xB}, t_k + \tau_{xW} < T_w \leq t_{k+1} + \tau_{xW}) \quad (5)$$

式中： t_k 表示汛期的第 k 天； T_x 、 T_g 、 T_b 、 T_w 分别表示金沙江向家坝站、岷江高场站、嘉陵江北碚站、乌江武隆站洪水发生时间； τ_{xG} 、 τ_{xB} 、 τ_{xW} 分别表示金沙江干流向家坝站至金沙江与岷江、嘉陵江、乌江交汇处的洪水传播时间。

得到洪水发生时间的边缘分布和最优 Copula 函数后，再根据公式(5)计算可得干支流四站洪水在汛期峰现时间遭遇概率如图 3。

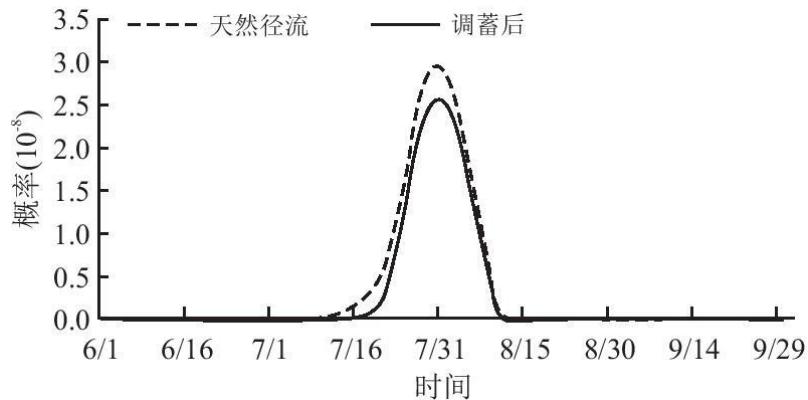


图 3 干支流 4 站洪水发生时间遭遇概率

由图 2 可知,金沙江与岷江、嘉陵江、乌江 4 站洪水遭遇主要集中在 7 月中旬至 8 月中旬。相较于天然径流,在受溪-向梯级水库调蓄后,金沙江与岷江、嘉陵江、乌江洪水发生时间遭遇概率的峰值由 2.97×10^{-8} 降到 2.57×10^{-8} 。由于遭遇概率极小,一般情况下,不会出现四站洪水同时遭遇的情况,但考虑到防洪安全,在汛期分期时尽量将 7~8 月中旬尽可能划分在主汛期。得到洪水量级的边缘分布和最优 Copula 函数后,再根据公式(6)计算金沙江干流与支流岷江、嘉陵江、乌江同时洪水遭遇且大于某一重现期 T 的洪水概率为 P_4^T :

$$P_4^T = P_4 P(Q_X > q_X^T, Q_G > q_G^T, Q_B > q_B^T, Q_W > q_W^T) \quad (6)$$

式中: Q_X, Q_G, Q_B, Q_W 代表金沙江干流、岷江、嘉陵江、乌江的洪水发生量级; $q_X T, q_G T, q_B T, q_W T$ 分别为其 T 年一遇的设计洪水。

由表 5 的结果显示,受溪-向梯级水库调蓄后,金沙江与支流岷江、嘉陵江、乌江同时发生 10000 年一遇、1000 年一遇、100 年一遇、10 年一遇、5 年一遇的遭遇概率分别为 1.6×10^{-22} 、 1.6×10^{-18} 、 1.6×10^{-14} 、 1.6×10^{-10} 、 2.5×10^{-9} 。随着重现期的缩短,重现概率减小,且金沙江干流与支流岷江、嘉陵江、乌江同时发生洪水的概率极小。

表 5 干支流 4 站不同重现期下洪峰同时遭遇重现概率计算表

遭遇概率				向家坝				
				T=10000a	T=1000a	T=100a	T=10a	T=5a
高场				T=10000a	T=1000a	T=100a	T=10a	T=5a
				T=10000a	T=1000a	T=100a	T=10a	T=5a
北碚	T=10000a	武隆	T=10000a	1.6×10^{-22}	4.9×10^{-19}	4.1×10^{-15}	3.9×10^{-11}	6.2×10^{-10}
	T=1000a		T=1000a	4.9×10^{-21}	1.6×10^{-18}	4.9×10^{-15}	4.1×10^{-11}	6.3×10^{-10}
	T=100a		T=100a	4.1×10^{-19}	4.9×10^{-17}	1.6×10^{-14}	4.8×10^{-11}	6.9×10^{-10}
	T=10a		T=10a	4.0×10^{-17}	4.1×10^{-15}	4.8×10^{-13}	1.6×10^{-10}	1.4×10^{-9}

	T=5a		T=5a	1.6×10^{-16}	1.6×10^{-14}	1.8×10^{-12}	3.5×10^{-10}	2.5×10^{-9}
--	------	--	------	-----------------------	-----------------------	-----------------------	-----------------------	----------------------

3.3 三峡水库分期汛限水位计算

通过对金沙江干流与支流岷江、嘉陵江、乌江洪水发生时间和洪峰遭遇概率的分析,可知干支流同时发生大洪水的概率极小,几乎不可能同时发生。因而受溪-向梯级水库调蓄影响后的三峡水库的入库洪水过程可根据各支流控制站洪水至三峡水库坝址的汇流时间错时段叠加得到。通过对受溪-向梯级水库调蓄影响后的三峡水库的日入库流量(1950~2010年)进行统计分析,不同典型频率下经过溪-向梯级水库调蓄前后三峡水库入库洪峰洪量对比见表6。

表6 不同频率下三峡水库受溪-向梯级调蓄前后洪峰洪量统计表

频率 (%)	Q _m (m ³ /s)		削减率 (%)	W _{3d} (10 ⁸ m ³)		削减率 (%)	W _{7d} (10 ⁸ m ³)		削减率 (%)	W _{15d} (10 ⁸ m ³)		削减率 (%)
	天然径流	调蓄后		天然径流	调蓄后		天然径流	调蓄后		天然径流	调蓄后	
0.01	95389	92580	2.9	207.6	200.5	3.4	407.6	395.1	3.1	792.7	763.3	3.7
0.1	85244	82457	3.3	186.5	181.2	2.8	369.5	354.6	4.0	711.2	675.2	5.1
0.2	81961	79204	3.4	179.7	175.0	2.6	357.1	341.7	4.3	685.1	647.7	5.5
1	73742	71111	3.6	162.6	159.2	2.1	325.9	309.7	5.0	620.4	581.1	6.3
5	64225	61846	3.7	142.8	140.7	1.4	289.4	273.6	5.5	546.8	508.9	6.9
10	59433	57231	3.7	132.8	131.3	1.1	270.8	255.8	5.5	510.4	474.7	7.0
20	53887	51936	3.6	121.2	120.4	0.6	249.2	235.6	5.4	468.8	437.3	6.7

由表6可知,在不同频率下经过溪-向梯级水库调蓄后三峡水库入库径流较天然径流情况洪峰、洪量均有所减小。频率越大,溪-向梯级水库对三峡入库径流Q_m、W_{3d}、W_{7d}、W_{15d}的影响越明显。进一步的,采用数理统计法^[13]和基于熵权法的改进Fisher最优分割法^[14]对受溪-向梯级水库调蓄影响后的三峡水库进行汛期分期,两种方法分期结果一致,即6月10日~6月30日为前汛期,7月1日~8月31日为主汛期,9月1日~9月30日为后汛期。根据《水利水电工程设计洪水计算规范》,采用分期内最大值选样法统计各分期内Q_m、W_{3d}、W_{7d}、W_{15d},进而采用P-III型曲线推求设计值。根据受溪-向梯级水库调蓄影响后的三峡水库洪水情况,前汛期单峰典型洪水选取19950617号洪水,复峰典型洪水选取19800615号洪水;主汛期单峰典型洪水选取19980813号洪水,复峰典型洪水选取19930819号洪水;后汛期单峰典型洪水选取19750901号洪水,复峰典型洪水年选取19690829号洪水。采用同频率法对这6场典型洪水进行放大得到相应的设计洪水过程线。图4为各分期典型洪水过程线。

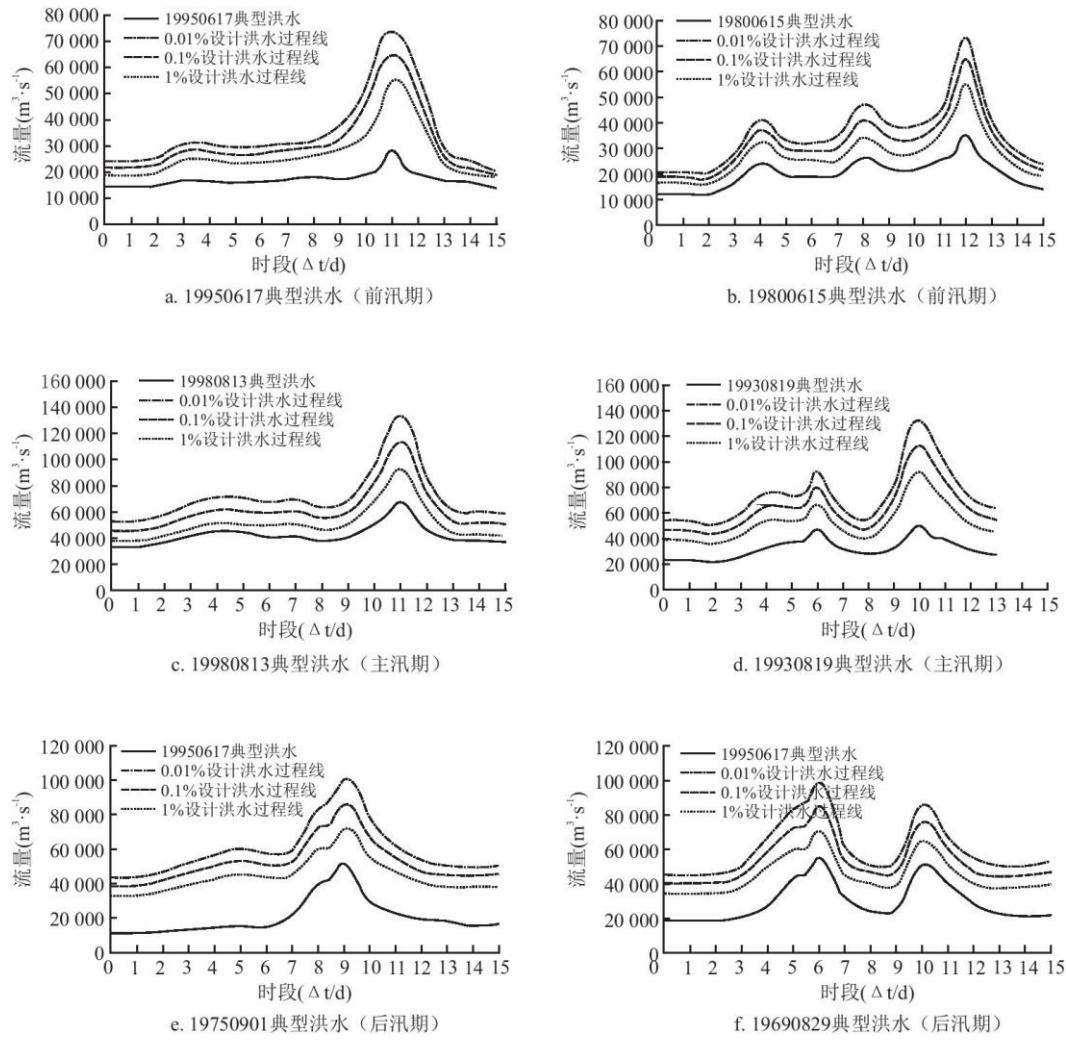


图 4 三峡水库各分期设计洪水过程

根据对荆江进行防洪补偿调度方式和沙市水位与泄量的关系,充分考虑三峡水库汛期不同时期来水情况,分别拟定三峡水库前汛期、主汛期、后汛期的调度规则如下^[13,15,16]:

(1) 前汛期: 前汛期 10000 年一遇设计洪水值小于主汛期 100 年一遇设计洪水值, 因而遇 10000 年一遇以下洪水时, 应控制沙市水位不超过警戒水位 43m, 即控制三峡水库下泄流量不超过 $39900\text{m}^3/\text{s}$; 若库水位高于 145m, 则在控制水库下泄流量不超过 $39900\text{m}^3/\text{s}$ 的情况下, 及时降低库水位以利于抵御下次洪水来临; 此外, 前汛期 10000 年一遇以下洪水, 则控制坝前最高洪水水位不超过原设计 100 年一遇防洪高水位 166.9m。

(2) 主汛期: 遇 100 年一遇以下洪水, 控制沙市水位不超过 44.5m, 即控制三峡水库下泄流量不超过 $53900\text{m}^3/\text{s}$; 遇到超过 100 年至 1000 年一遇洪水时, 开始仍控制下泄流量不超过 $53900\text{m}^3/\text{s}$, 当坝前水位超过 100 年一遇洪水位 166.9m 时, 控制三峡水库下泄流量不超过 $76000\text{m}^3/\text{s}$, 在水库蓄洪超过 175m 时, 原则上按全部泄流能力泄洪, 但应控制泄量不大于最大入库流量。

(3) 后汛期: 遇分期 100 年一遇洪水按控制沙市水位 43.5m 进行补偿调度, 即控制下泄流量不超过 $44500\text{m}^3/\text{s}$; 遇分期 1000 年一遇洪水按控制沙市水位 44m 进行补偿调度, 即控制下泄流量不超过 $49100\text{m}^3/\text{s}$; 遇分期 10000 年一遇洪水按控制沙市水位 44.5m 进行补偿调度, 即控制下泄流量不超过 $53900\text{m}^3/\text{s}$; 后汛期 10000 年一遇以下洪水, 则控制坝前最高洪水水位不超过 175m。

进而以 145m 为初始起调水位, 以 0.1m 为步长, 根据各个设计洪水过程线进行调洪演算, 当坝前最高水位超过相应的限制水位所对应的起调水位即为所求汛限水位。表 7 为各分期典型洪水相应设计洪水过程线经过调洪演算得到的起调水位与坝前最高水位关系, 由此可得受溪-向梯级水库调蓄后三峡水库分期的汛限水位计算结果见表 8。

表 7 各分期典型洪水起调水位与坝前最高水位计算结果 (P=0.01%)

分期	典型洪水	起调水位 (m)	最大下泄流量 (m ³ /s)	坝前最高水位 (m)	是否超过允许最高水位
前汛期	19950617	159.1	39900	166.81	否
		159.2	39900	166.91	是
	19800615	162.0	39900	166.73	否
		162.1	39900	167.08	是
主汛期	19980813	149.2	76000	174.97	否
		149.3	76000	175.02	是
	19930819	148.7	76000	174.94	否
		148.8	76000	175.04	是
后汛期	19750901	159.2	53900	174.95	否
		159.3	53900	175.03	是
	19690829	161.2	53900	174.96	否
		161.3	53900	175.028	是

表 8 三峡水库分期汛限水位计算结果

项目	前汛期	主汛期	后汛期
分期起止时间	6/10~6/30	7/1~8/31	9/1~9/30
分期汛限水位 (m)	159.1	148.7	159.2
原汛限水位 (m)	145	145	145

由表 8 可知, 采用分期汛限水位控制, 在汛期不同时段采用不同的汛限水位进行控制, 较原单一汛限水位, 前汛期抬高 14.1m、主汛期抬高 3.7m、后汛期抬高 14.2m。

3.4 防洪风险与兴利效益分析

采用频率分析法^[17]对三峡水库不同径流条件下的分期汛限水位防洪风险进行分析，并进一步计算分期汛限水位较原汛限水位抬高带来的蓄水增量以及由于水头变化在汛期各分期增加的多年平均发电量，结果见表 9。

表 9 三峡水库分期汛限水位防洪风险与兴利效益分析结果

项目		前汛期	主汛期	后汛期	合计
风险	超设计洪水位风险(%)	0.00062	0.00254	0.00129	/
	超校核洪水位风险(%)	0.00077	0.00988	0.00976	/
效益	蓄水增量($10^8 m^3$)	84.17	11.16	84.87	180.20
	增发电量($10^8 kW \cdot h$)	2.84	3.85	3.65	10.33

由表 9 可知，采用分期汛限水位控制下三峡水库前汛期、主汛期、后汛期超设计和校核洪水风险率均低于水库自身设计($P=0.1\%$)和校核($P=0.01\%$)标准。受溪-向梯级水库调蓄后，三峡水库采用汛限水位分期控制较原设计标准在前汛期、主汛期和后汛期蓄水量分别增加 84.17×10^8 、 11.16×10^8 、 $84.87 \times 10^8 m^3$ ，整个汛期增加蓄水量 $180.20 \times 10^8 m^3$ 。而各分期由于水头的抬高增发的总电量为 $10.33 \times 10^8 kW \cdot h$ 。由此可见，采用考虑溪-向梯级调蓄影响的三峡水库分期汛限水位，在不增加汛期防洪风险的前提下可使水库兴利效益进一步提升。

4 结论

本文提出考虑溪-向梯级调蓄影响的三峡水库分期汛限水位计算方法，通过对向家坝出库流量计算和向家坝至三峡水库区间干支流洪水遭遇分析，还现计算三峡水库入库径流过程，进而确定其分期汛限水位确定。研究表明，考虑溪-向梯级水库调蓄影响三峡水库汛期可划分为三期：6月10日~6月30日为前汛期、7月1日~8月31日为主汛期、9月1日~9月30日为后汛期，汛限水位分别为 159.1、148.7、159.2m。在不增加防洪风险的前提下，汛期可增加蓄水量 $180.20 \times 10^8 m^3$ ，增发电量 $10.33 \times 10^8 kW \cdot h$ 。而随着乌东德、白鹤滩水库的陆续建成，考虑更加复杂的长江上游干支流水库群联合运行条件下的三峡水库分期汛限水位的确定，有待进一步深入探讨。

参考文献：

- [1] 郭文献，李越，王鸿翔，等. 基于 IHA-RVA 法三峡水库下游河流生态水文情势评价 [J]. 长江流域资源与环境, 2018, 27(9):2014-2021.
- [2] 熊丰，郭生练，陈柯兵，等. 金沙江下游梯级水库运行期设计洪水及汛控水位 [J]. 水科学进展, 2019, 30(3):401-410.
- [3] 魏山忠，郭生练，王俊，等. 长江巨型水库群防洪兴利综合调度研究 [M]. 武汉：长江出版社，2016.
- [4] 王俊，郭生练. 三峡水库汛期控制水位及运用条件 [J]. 水科学进展, 2020, 31(4):473-480.
- [5] 郭生练，熊丰，王俊，等. 三峡水库运行期设计洪水及汛控水位初探 [J]. 水利学报, 2019, 50(11):1311-1317, 1325.
- [6] 余玉聪，李雯晴，刘招，等. 金沙江下游梯级水库汛期分期及汛限水位合理性研究 [J]. 长江科学院院报, 2020, 37(9):39-

- [7] 李英海, 夏青青, 张海荣, 等. 考虑溪洛渡水库调蓄影响的向家坝分期汛限水位研究, 水文, 2021, 41 (3):32-37.
- [8] 张琪, 李英海, 李清清, 等. 基于调度图的金沙江下游梯级水电站改进蓄水策略研究[J]. 水利水电技术, 2018, 49(7):159-166.
- [9] 陈璐, 郭生练, 张洪刚, 等. 长江上游干支流洪水遭遇分析[J]. 水科学进展, 2011, 22(3):323-330.
- [10] HUANG K D, CHEN L, ZHOU J Z, et al. Flood hydrograph coincidence analysis for mainstream and its tributaries [J]. Journal of Hydrology, 2018, 565:341-353.
- [11] 中国电建集团成都勘测设计研究院. 金沙江溪洛渡水电站水库运用与电站运行调度规程(试行) [R]. 成都: 中国电建集团成都勘测设计研究院有限公司, 2013.
- [12] 中国水电顾问集团中南勘测设计研究院. 金沙江向家坝水电站水库运用与电站运行调度规程(试行) [R]. 长沙: 中国水电顾问集团中南勘测设计研究院有限公司, 2012.
- [13] 郭生练, 李响, 刘心愿, 等. 三峡水库汛限水位动态控制关键技术研究[M]. 北京: 中国水利水电出版社, 2011.
- [14] 夏青青, 李英海, 郭家力, 等. 基于熵权法的改进 Fisher 最优分割法在水库汛期分期中的应用 [J]. 人民珠江, 2019, 40(7):42-47.
- [15] 孙丹丹. 三峡水库汛限水位变幅控制风险评估[D]. 北京: 北京工业大学, 2010.
- [16] 赵文焕, 李荣波, 訾丽. 长江流域水库群风险防洪调度分析[J]. 人民长江, 2020, 51(12):135-140, 178.
- [17] 郭军峰, 冯平. 流域下垫面变化对水库防洪风险率的影响[J]. 水力发电学报, 2016, 35(3):56-65.