

文章编号: 0559-9350(2025)03-0354-10

金沙江下游梯级水库运行期设计洪水计算方法研究

谢雨祚, 郭生练, 钟斯睿, 汪肖雅, 王 俊

(武汉大学 水资源工程与调度全国重点实验室, 湖北 武汉 430072)

摘要:以金沙江下游梯级水库为研究对象, 采用时变 P-Ⅲ型适线法和最可能地区组成法两种途径分别隐式和显式考虑上游水库群的调蓄影响, 计算水库运行期设计洪水及采用同频率法放大设计洪水过程线, 推求水库运行汛期控制水位(简称汛控水位), 分析对比发电效益。结果表明: ①两种途径计算的水库运行期设计洪水均小于建设期设计洪水; 时变 P-Ⅲ型适线法无需对流量资料进行还原计算且无需考虑水库调度过程, 而最可能地区组成法从上游至下游对各水库逐级调洪演算, 计算复杂但实用性强; ②上游水库的调蓄作用对下游洪水的削减显著, 基于时变 P-Ⅲ型适线法(最可能地区组成法), 向家坝水库运行期 1000 年一遇设计洪峰、3 d、7 d 和 15 d 洪量的削减率分别为 37.30% (41.65%)、35.96% (39.66%)、36.82% (35.72%) 和 28.03% (26.76%); ③维持原设计防洪标准不变, 经调洪演算求得乌东德、白鹤滩、溪洛渡和向家坝水库的汛控水位分别为 955.6、794.6、572.3 和 373.2 m, 与原设计汛限水位相比, 6—9 月份梯级水库按汛控水位运行, 可增发电量 27.6 亿 kW·h (+2.6%), 经济效益显著。

关键词: 水库运行期; 设计洪水; 洪水地区组成; 非一致性洪水频率分析; 汛限水位; 汛控水位; 金沙江下游

中图分类号: TV122.3

文献标识码: A

doi: 10.13243/j.cnki.slxb.20240382

1 研究背景

自 2022 年 7 月白鹤滩电站全部机组投产发电以来, 金沙江下游乌东德-白鹤滩-溪洛渡-向家坝梯级(简称金下梯级)水库电站构成了一条清洁能源走廊, 为助力我国经济社会发展, 减少温室气体排放发挥了重要作用。金下梯级水库初设阶段采用华弹(巧家)站、屏山站历史洪水调查考证资料和 1939 年以来水文测站观测资料系列, 根据我国《水利水电工程设计洪水计算规范》(SL 44—2006)^[1](简称“规范”), 采用单站天然年最大洪水资料系列和 P-Ⅲ型适线法, 估算给定频率的设计洪水, 选择偏不利典型年洪水按同频率法放大得到设计洪水过程线, 以确定防洪库容及特征水位, 并采用汛限制水位(简称汛限水位)指导水库调度运行^[2]。该设计洪水主要用于确定溢洪道尺度和坝高, 是为大坝建设服务的, 称为“建设期设计洪水”。近几十年来, 全球气候变化和人类活动影响加剧, 长江上游兴建了 4 万多座水库电站, 改变了河流水文情势, 观测的水文资料系列已经无法满足一致性假定要求^[3]。因此, 考虑上游水库群的调蓄影响, 开展水库运行期设计洪水研究, 对实现洪水资源高效利用具有重要的理论和实践价值。

郭生练等^[4]系统阐述了梯级水库运行期设计洪水的研究方法, 包括非一致性洪水频率分析和洪水地区组成两种途径。①时变矩法^[5]在近些年国内外非一致性洪水频率分析研究中应用最为广泛, 其通过构建洪水频率分布的统计参数与非一致性驱动因子的函数关系, 以描述洪水系列随时间变化的非一致性特征。基于时变矩模型的时变 P-Ⅲ型适线法^[6]具有较好的拟合效果, 且能考虑历史洪水点据的排位, 可用于运行期非一致性设计洪水的估算。②“规范”采用的典型年法、同频率法和离散求和法

收稿日期: 2024-06-19; 网络首发日期: 2024-12-04

网络首发地址: <https://link.cnki.net/urlid/11.1882.TV.20241204.1059.001>

基金项目: 国家自然科学基金长江联合基金项目(U2340205); 中国长江电力股份有限公司项目(Z242402005)

作者简介: 谢雨祚(1998—), 博士生, 主要从事水文水资源研究。E-mail: yuzuoxie@whu.edu.cn

通信作者: 郭生练(1957—), 教授, 挪威工程院外籍院士, 主要从事水文水资源研究。E-mail: slguo@whu.edu.cn

存在着许多不足和局限性。随着 Copula 函数在水文领域的引入与实践^[7]，先后提出的最可能组成法^[8-10]和最不利组成法^[11]，在克服“规范”推荐方法缺陷的基础上，依据 Copula 函数构建各分区洪量联合分布，均可求得洪量组合分配的唯一方案，并可扩展至数目较多的梯级水库。变化环境下超标洪水的致灾机理研究表明，对设计洪水而言，梯级水库群的调蓄影响显著高于气候变化的影响^[12]，而非一致性洪水频率分析和洪水地区组成属于两种相互独立的方法体系，分别隐式和显式考虑了上游梯级水库的调蓄作用，目前尚未有研究比较基于这两种途径下的运行期设计洪水成果。

本文以金沙江下游乌东德-白鹤滩-溪洛渡-向家坝梯级水库为研究对象，采用时变 P-Ⅲ 型适线法进行非一致性洪水频率分析，基于 4 座水库共有的 1966 典型年设计洪水过程线，推求金下梯级水库运行期设计洪水及汛控水位，并与基于最可能洪水地区组成法推求的运行期设计洪水结果进行对比，探究梯级水库潜在的综合利用效益，致力于满足新时期、新形势下水资源高效利用的需求。

2 研究对象概况

金沙江是中国长江上游自青海省玉树市巴塘河口至四川省宜宾市岷江口的河段，流经青海、西藏、四川、云南等省和自治区，流域面积约 47.32 万 km²，占长江全流域面积的 26.3%，以云南省石鼓镇和四川省攀枝花市雅砻江口分为上、中、下游河段。金沙江最大支流雅砻江发源于青海省巴颜喀拉山南麓，东南流入攀枝花市，长 1187 km，流域面积 14.4 万 km²。金沙江流域占长江干流总落差的 95%，水能资源蕴藏量达 1.124 亿 kW，技术可开发水能资源达 9000 万 kW，富集程度居世界之最，各河段均建有大型水库群。金沙江流域各在建或已建水库的特征参数以及(预计)建成运行年份见表 1，各水库的相对位置如图 1 所示。

表 1 金沙江流域在建或已建水库特征参数及运行年份

流域	水库	流域控制 面积/万 km ²	正常蓄水位 /m	总库容 /亿 m ³	调节库容 /亿 m ³	防洪库容 /亿 m ³	装机容量 /GW	建设 情况	(预计) 建成运行年份
金沙江上游	波罗	16.05	2989	8.37	0.99		0.96	已建	2023
	叶巴滩	17.35	2889	11.85	5.37		2.24	在建	2026
	拉哇	17.60	2702	24.67	8.24		2.00	在建	2027
	巴塘	17.64	2545	1.58	0.26		0.74	已建	2023
	苏洼龙	18.38	2475	6.74	0.84		1.20	已建	2021
	昌波	18.44	2385	0.167	0.081		0.826	在建	2030
	旭龙	18.99	2302	8.47	1.26		2.40	在建	2030
金沙江中游	梨园	22.00	1618	8.05	1.73	1.73	2.40	已建	2016
	阿海	23.54	1504	8.85	2.38	2.15	2.00	已建	2014
	金安桥	23.74	1418	9.13	3.46	1.58	2.40	已建	2012
	龙开口	24.00	1298	5.58	1.13	1.26	1.80	已建	2014
	鲁地拉	24.73	1223	17.18	3.76	5.64	2.16	已建	2014
	观音岩	25.65	1134	22.50	5.55	5.42	3.00	已建	2016
雅砻江	两河口	6.57	2865	108.00	65.60	21.44	3.00	已建	2022
	孟底沟	7.96	2254	8.85	0.86		2.40	在建	2032
	杨房沟	8.09	2094	5.12	0.538		1.50	已建	2022
	卡拉	8.19	1987	2.49	0.365		1.02	在建	2029
	锦屏Ⅰ级	10.26	1880	79.90	49.11	16.00	3.60	已建	2014
	锦屏Ⅱ级	10.27	1646	0.192	0.05		4.80	已建	2014
	官地	11.01	1330	7.60	1.23		2.40	已建	2013
	二滩	11.64	1200	58.00	33.70	9.00	3.30	已建	1999
	桐子林	12.76	1015	0.91	0.15		0.60	已建	2016
金沙江下游	乌东德	40.61	975	74.08	30.20	24.40	10.20	已建	2021
	白鹤滩	43.03	825	206.27	104.00	75.00	16.00	已建	2022
	溪洛渡	45.44	600	126.70	64.60	46.50	12.60	已建	2014
	向家坝	45.88	380	51.63	9.03	9.03	6.00	已建	2014

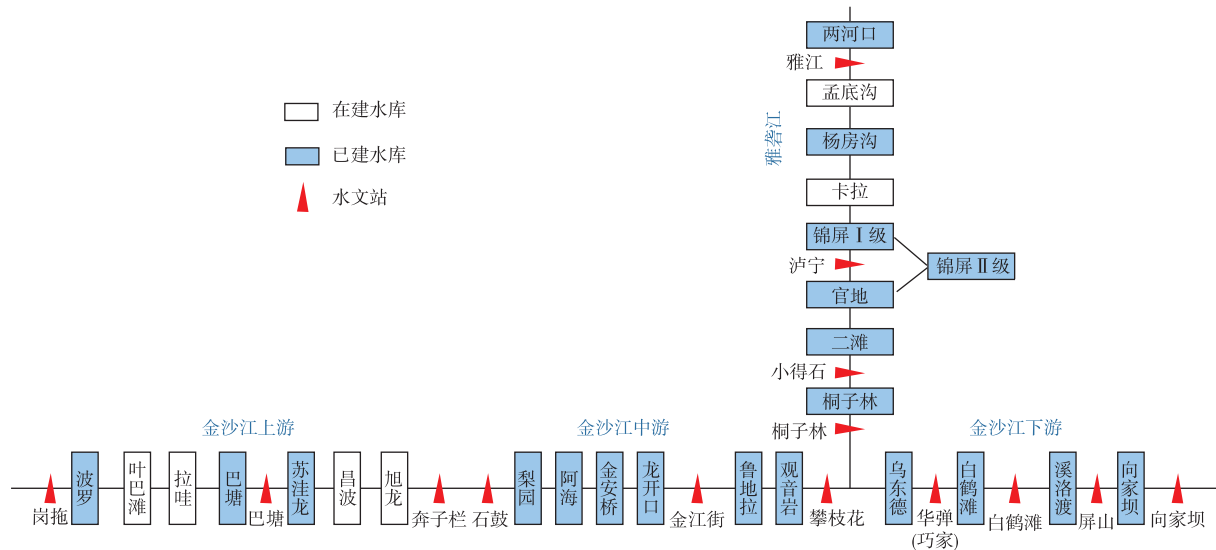


图 1 金沙江流域在建或已建水库及水文站概化图

金沙江下游乌东德水库坝址设计洪水依据站为华弹和屏山水文站、白鹤滩为华弹水文站、溪洛渡和向家坝均为屏山水文站，初设设计洪水计算的资料序列范围分别为 1939—2008、1939—2009、1939—1998 和 1939—1998 年^[13]。乌东德、白鹤滩和溪洛渡水库的设计标准为 1000 年一遇，而向家坝水库的设计标准为 500 年一遇，为统一考虑设计洪水重现期，本文以 1000 年一遇为设计算例标准。

3 基于非一致性洪水频率分析计算运行期设计洪水

非一致性洪水频率分析直接对具有非一致性特征的洪水系列进行分布函数的拟合，无需对实测流量系列进行还原计算，仅通过耦合某些度量水库对洪水系列影响的指标进行分析，无法具体地考虑水库的调度规则、特征参数与曲线等水库调度计算所需因素，故称此过程为对水库调蓄影响的“隐式”考虑。

3.1 时变 P-Ⅲ型分布模型 用于位置、尺度和形状参数的广义可加模型 (Generalized Additive Models for Location, Scale and Shape, GAMLSS)^[14] 可灵活地描述随机变量分布模型的统计参数与协变量之间的函数关系，而“规范”推荐采用 P-Ⅲ型频率曲线拟合年最大洪水系列^[11]，因此非一致性洪水频率分析基于 GAMLSS 模型构建时变 P-Ⅲ型分布模型。López 等^[15] 提出了无量纲的水库系数量化水库调蓄作用对下游径流过程的影响。考虑到水库提供调节径流的库容为调节库容而非总库容，本研究以调节库容替换总库容^[16]，并以改进的水库系数 (Modified Reservoir Index, MRI) 作为协变量，隐式考虑上游水库群调蓄对 P-Ⅲ型分布模型参数的影响：

$$f_{Y_t}(y_t | MRI; \Omega) = \frac{\beta_t^{\alpha_t}}{\Gamma(\alpha_t)} (y_t - a_{0t})^{\alpha_t - 1} e^{-\beta_t(y_t - a_{0t})} \quad (1)$$

$$MRI = \sum_{n=1}^N \left(\frac{S_n}{S} \cdot \frac{V_n}{R} \right) \quad (2)$$

式中：N 为研究断面以上的大型水库数量， $n = 1, 2, \dots, N$ ； S_n 和 V_n 分别为第 n 座水库的集水面积 (km^2) 和调节库容 (m^3)； S 和 R 分别为研究断面集水面积 (km^2) 和多年平均径流量 (m^3)； $\Gamma(\cdot)$ 为 Gamma 函数； a_{0t} 、 β_t 和 α_t 分别为时变 P-Ⅲ型分布的位置、尺度和形状参数， $\beta_t > 0$ ， $\alpha_t > 0$ ； y_t 为 t ($t = 1, 2, \dots, T$) 时刻洪峰或洪量 Y_t 的样本点； $f_{Y_t}(y_t | MRI; \Omega)$ 为 y_t 对应的时变 P-Ⅲ型分布模型的概率密度函数； $\Omega = \{\omega_{1i}, \omega_{2i}, \omega_{3i} | i = 0, 1, 2, \dots, I\}$ 为时变 P-Ⅲ型分布中的广义可加模型参数集合，设时变 P-Ⅲ型分布模型参数与 Ω 的关系为： $\ln(a_{0t}) = \omega_{10} + \omega_{11} \times MRI$ 、 $\ln(\beta_t^{-1}) = \omega_{20} + \omega_{21} \times MRI$ 和 $\alpha_t = \omega_{30}$ ^[6]。

3.2 时变 P-Ⅲ型适线法 时变 P-Ⅲ型适线法将实测洪水样本的经验频率点据分位数与时变 P-Ⅲ型

分布的理论分布分位数进行拟合,理论基础为时变 P-Ⅲ型分布的累积分布函数 $F_{Y_i}(y_i|MRI; \Omega)$ 随着 y_i 增大而单调递增^[6]: 令 $Z_i = F_{Y_i}(Y_i|MRI; \Omega)$ 为在 $(0, 1)$ 内取值的随机变量, 当 $z_i \leq 0$ 时 $F_{Z_i}(z_i) = 0$; 当 $z_i \geq 1$ 时 $F_{Z_i}(z_i) = 1$; 当 $0 < z_i < 1$ 时 $F_{Z_i}(z_i) = z_i$, 则 $Z_i \sim U(0, 1)$ 。采用时变 P-Ⅲ型适线法估算分布参数, 分为三个步骤^[6]: ①计算洪水峰量的理论与经验累积概率, 其中理论累积概率采用基于 MRI 的时变 P-Ⅲ型分布模型计算, 经验累积概率需根据洪水样本所属的特大洪水或实测洪水类型, 采用统一处理法^[3] 计算。②点绘理论与经验累积概率 Q-Q 图, 以 Gamma 分布的逆累积分布函数作为 Q-Q 图坐标轴尺度, 判断年最大洪水系列经验频率和理论概率分布分位数的分布是否一致。③以“规范”推荐的离差平方和最小^[1] 为优化目标、以遗传算法^[17] 为优化算法, 对 Q-Q 图中的理论与经验累积概率点据进行适线并估计参数。由于缺少显式的水库调度, 适线法需要以上游水库的调节库容作为设计洪水削减量的约束。最后采用 K-S 检验和分位曲线图对时变 P-Ⅲ型适线法结果进行诊断评估。

3.3 时变 P-Ⅲ型适线法计算结果分析

(1)历史洪水统计。历史文献自 1813 年以来对金沙江下游流域的洪水和洪灾有较完整的记载。多次调查考证表明, 1813 年以来不可能遗漏大于或相当于 1966 年量级的洪水, 故考证期始于 1813 年, 定量数据仅有洪峰流量, 按大小依次排列为 1924、1860、1892、1905、1928 和 1966 年(实测), 其中 1966 年在实测系列中为首大洪水, 提出作特大值处理, 详见表 2。频率计算时段根据“规范”要求和梯级水库初设报告, 选择年最大洪峰 Q_m 、最大洪量 W_{1d} 、 W_{3d} 、 W_{7d} 、 W_{15d} 和 W_{30d} 。其中, 华弹站、屏山站特大洪水的 W_{1d} 、 W_{3d} 和 W_{7d} 根据各站峰量相关关系插补, 相关系数为 0.96~1.00, Q_m 与 W_{15d} 、 W_{30d} 相关点据分布呈带状, 相关线具有一定的不确定性, 偏安全考虑进行插补^[13]。需要强调的是, 虽然年最大洪峰、洪量和 MRI 系列已经给定, 但是由时变 P-Ⅲ型分布模型参数与 Ω 的关系可知, 参数 ω_{11} 、 ω_{21} 的取值会影响时变 P-Ⅲ型分布的函数值, 因此同一个洪水随机变量在整个不连序系列中的排位可能会随着 ω_{11} 、 ω_{21} 的取值而变化。为了合理地限制协变量 MRI 对特大洪水频率的影响, 本研究对时变 P-Ⅲ型分布进行参数估计时, 维持特大洪水数量与对应的排位不变。

表 2 华弹和屏山站历史洪水洪峰流量统计

单位: m³/s

水文站	1924 年	1860 年	1892 年	1905 年	1928 年	1966 年
华弹站	32700 (1)	32000 (2)	27800 (3)	26800 (4)	26500 (5)	25800 (6)
屏山站	36900 (1)	35000 (2)	33200 (3)	30700 (4)	29400 (5)	29000 (6)

注: 括号内数据表示特大洪水的排位。

(2)金沙江流域水库系数。基于 1939—2022 年(共 84 a)华弹(巧家、白鹤滩)、屏山(向家坝)水文站实测日流量及各水库投运后实测入库流量资料系列, 根据式(3)、表 1 和各个水库对径流的调蓄年份, 分别以华弹(巧家)站、屏山(向家坝)站为断面计算金下梯级改进的水库系数 MRI 的时间序列见图 2, 并绘制 1990 年以来向家坝坝址年最大 Q_m 和 W_{15d} 的变化趋势如图 3。

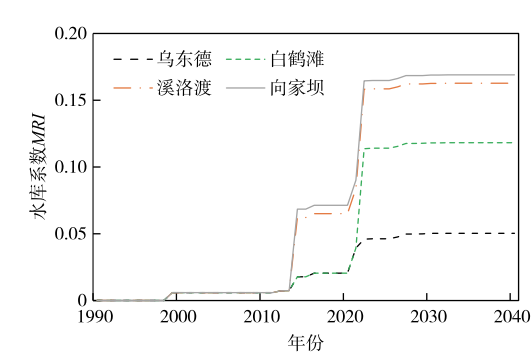


图 2 金沙江梯级水库的水库系数及发展趋势

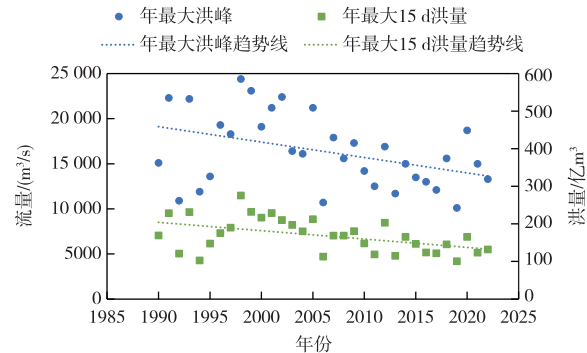


图 3 向家坝水库坝址年最大洪峰和 15 d 洪量变化趋势

从图 2 中 MRI 和图 3 的年最大系列的发展趋势可以看出, 自 1990 年代末雅砻江流域修建二滩水

库以来，金下梯级水库对 MRI 的贡献最大，且年最大 Q_m 和 W_{15d} 呈现下降趋势。取显著性水平 0.05，采用 MK 趋势检验法对 1990 年以来向家坝坝址年最大 Q_m 、 W_{1d} 、 W_{3d} 、 W_{7d} 、 W_{15d} 和 W_{30d} 系列进行趋势检验，MK 检验统计量分别为 -2.51、-2.53、-2.46、-2.49、-2.92 和 -2.49， p 值分别为 0.012、0.012、0.014、0.012、0.003 和 0.012，说明年最大洪水系列均呈现下降趋势，且年最大 Q_m 、 W_{1d} 、 W_{3d} 系列下降趋势显著，而年最大 W_{7d} 、 W_{15d} 和 W_{30d} 系列不显著。综上所述，金沙江流域梯级水库的调蓄作用对下游年最大洪峰和洪量的影响显著。

(3) 时变 P-Ⅲ型适线法计算结果。分别采用年最大值取样法对 1939—2022 年乌东德、白鹤滩、溪洛渡和向家坝水库坝址日流量资料系列进行取样，并与表 2 所示特大洪水共同组成一个具有 210 年调查考证期的不连序年最大系列。需要说明的是，乌东德水库并没有坝址初设年最大洪水系列和相应的 P-Ⅲ型频率曲线及参数^[13]，考虑到乌东德水库与华弹站控制面积相差小于 5%，将下游华弹站作为乌东德水库坝址以计算乌东德水库的水库系数。根据金沙江流域水库群的空间关系（见图 1），基于 GAMLSS 模型构建时变 P-Ⅲ型分布参数与水库系数 MRI 之间的广义可加模型，不对参数优化边界设限，使最终优化参数不在边界处取得，表 3 汇总金下梯级水库时变 P-Ⅲ型适线法的参数估计值与拟合优度评价指标，可以看出：①K-S 检验的 p 值均大于 0.05，接受原假设，认为实测洪量数据的经验频率分布与时变 P-Ⅲ型分布均服从 (0, 1) 区间上的均匀分布，因此可以采用时变 P-Ⅲ型适线法进行参数估计。②时变 P-Ⅲ型适线法对参数 ω_{11} 和 ω_{21} 的估计值均为负，而根据位置、尺度参数与样本总体均值的关系 $EY = \alpha\beta^{-1} + a_0$ 可知， MRI 对洪峰和洪量系列的均值有削减作用。

表 3 时变 P-Ⅲ型适线法分布参数和检验结果

水库	洪峰洪量	分布参数估计值					K-S 检验	离差平方和
		ω_{10}	ω_{11}	ω_{20}	ω_{21}	ω_{30}		
乌东德	Q_m	9.00	-4.85	7.72	-4.24	2.82	0.85	2.41×10^7
	W_{3d}	2.97	-4.02	1.76	-5.16	2.75	0.71	1.59×10^2
	W_{7d}	3.72	-3.19	2.49	-4.20	2.89	0.74	7.07×10^2
	W_{15d}	4.37	-2.36	3.14	-1.28	2.91	0.34	2.25×10^3
白鹤滩	Q_m	9.13	-6.64	7.80	-6.11	2.86	0.74	3.00×10^7
	W_{3d}	3.08	-6.00	1.82	-4.58	2.87	0.59	1.94×10^2
	W_{7d}	3.78	-3.93	2.51	-2.93	3.25	0.72	8.00×10^2
	W_{15d}	4.42	-0.29	3.19	-1.29	3.17	0.56	2.06×10^3
溪洛渡	Q_m	9.18	-1.03	7.99	-3.70	2.58	0.51	4.78×10^7
	W_{3d}	3.22	-1.12	2.12	-3.63	2.13	0.49	3.19×10^2
	W_{7d}	4.02	-1.18	2.92	-2.55	1.98	0.22	1.39×10^3
	W_{15d}	4.63	-1.08	3.42	-1.63	2.50	0.80	3.06×10^3
向家坝	Q_m	9.18	-2.92	8.04	-2.52	2.50	0.51	4.78×10^7
	W_{3d}	3.18	-0.39	2.14	-3.48	2.17	0.49	3.19×10^2
	W_{7d}	3.98	-3.10	2.81	-2.23	2.43	0.22	1.39×10^3
	W_{15d}	4.58	-0.54	3.43	-1.39	2.59	0.80	3.06×10^3

4 基于洪水地区组合法计算梯级水库运行期设计洪水

与非一致性洪水频率分析不同的是，洪水地区组合法采用还原后的一致性坝址年最大洪水系列进行频率分析，经洪水地区组成计算后，根据各分区洪量放大设计洪水过程线并从上游至下游逐级进行调洪演算，考虑了水库的调度规则、特征参数与曲线等因素，称为对水库调蓄影响的“显式”考虑。

4.1 洪水地区组合法 洪水地区组成是基于来水组合遭遇的上游各分区洪水的分配。典型年法、同频

率法和离散求和法是“规范”推荐的求解洪水地区组成的方法，均存在一定的局限性：典型年法以单个典型年份代表长时间尺度上洪水的空间分布情况失之偏颇^[18]；同频率法方案数量随维度呈幂次增加，方案筛选困难^[19]；离散求和法需作独立性处理，不适用洪水系列相关性较高的流域，且梯级水库数量较多时易出现维数灾难^[20]。最可能组合法^[8-10]和最不利组合法^[11]是近年来广泛使用的求解梯级水库洪水地区组成的有效方法，分别采用 Copula 函数构建洪量联合分布，推求联合概率密度最大和对防洪最不利的洪量组合分配方案。由于金沙江流域狭长、除雅砻江外无较大支流汇入，且金下梯级预留防洪库容较大，防洪风险较低，仅在向家坝水库下游柏溪镇设有安全流量^[21]，则发生概率更大的洪量组合更值得关注，因此采用最可能地区组合法求解金沙江流域洪水地区组成^[22]。

4.2 最可能洪水地区组成 设 N 个水库 $A_1, A_2, \dots, A_{N-1}, A_N$ 与设计断面 C 的洪水地区组成情况，设 $B_1, B_2, \dots, B_{N-1}, B_N$ 为梯级水库的 N 个区间流域。随机变量 $X_n, Y_n (n=1, 2, \dots, N)$ 和 Z 分别表示水库 A_n 、区间流域 B_n 和断面 C 的天然来水量，依次取值为 x_n, y_n 和 z 。最可能洪水地区组合法采用各分区洪水的联合概率密度函数值 $f(x_1, x_2, \dots, x_{N-1}, x_N, z)$ 的大小来度量不同洪水组合发生的相对可能性并求解 $f(x_1, x_2, \dots, x_{N-1}, x_N, z)$ 在满足水量平衡约束下的最大值：

$$\begin{cases} \max f(x_1, x_2, \dots, x_{N-1}, x_N, z) = c(u_1, u_2, \dots, u_{N-1}, u_N, v) \prod_{n=1}^N f_{X_n}(x_n) \cdot f_Z(z) \\ \text{s.t.} \begin{cases} x_1 + y_1 = x_2 \\ x_1 + y_1 + y_2 = x_3 \\ \dots \\ x_1 + y_1 + y_2 + \dots + y_n = z = z_p \end{cases} \end{cases} \quad (3)$$

式中： x_n, y_n 和 z 分别为水库 A_n 、 $A_n - A_{n+1}$ 区间和设计断面 C 的洪量大小； $f_{X_n}(x_n)$ 、 $f_Z(z)$ 分别为水库 A_n 和设计断面 C 洪量的概率密度函数； u_n, v 分别为 X_n 和 Z 的概率分布函数； $c(u_1, u_2, \dots, u_{N-1}, u_N, v)$ 为 Copula 的概率密度函数； z_p 为设计断面给定重现期 p 下的设计洪水值。

对式(3)中的各个变量求偏导，即可求解各分区洪水的最可能地区组成^[8-10]：

$$\begin{cases} \frac{\partial f(x_1, x_2, \dots, x_{N-1}, x_N, z)}{\partial x_1} = 0 \\ \frac{\partial f(x_1, x_2, \dots, x_{N-1}, x_N, z)}{\partial x_2} = 0 \\ \dots \\ \frac{\partial f(x_1, x_2, \dots, x_{N-1}, x_N, z)}{\partial z} = 0 \end{cases} \quad (4)$$

基于还原后的各个水库坝址的年最大天然流量序列，采用 P-Ⅲ型适线法计算梯级水库的建设期设计洪水。基于建设期设计洪水成果，采用 t-copula 函数建立各分区洪水的联合分布。参数估计方法采用极大似然法，假设检验方法采用 Cramer Von Mises 法。根据均方根误差 $RMSE$ 和赤池信息准则 AIC 对 t-copula 的自由度进行优选。

4.3 最可能地区组成计算结果分析 金沙江下游最可能洪水地区组成求解与运行期设计洪水计算过程详见参考文献[23]，由于金沙江上游已建水库未设防洪库容，本文在参考文献[23]的基础上将还原后的金下梯级水库坝址年最大系列延长至 2022 年，并补充计算了雅砻江水库的地区组成与调洪演算。其中根据 $RMSE$ 和 AIC 值，金沙江中游、雅砻江和金沙江下游梯级水库联合分布分别选择自由度为 5、4 和 3 的 t-copula 函数，最终推求的运行期设计洪水成果详见表 4。

5 金下梯级水库运行期设计洪水过程线及汛控水位

5.1 运行期设计洪水过程线及汛控水位计算流程 汛限水位是协调防洪与兴利的关系，确保水库发挥

表4 金沙江下游梯级水库建设期和运行期1000年一遇设计洪水比较

变量	时期	乌东德	白鹤滩	溪洛渡	向家坝
	建设期	35800	38800	43300	43700
$Q_m / (m^3/s)$	运行期(非一致性)	26600(-25.70%)	27100(-30.15%)	28900(-33.26%)	27400(-37.30%)
	运行期(地区组成)	26000(-27.37%)	25400(-34.54%)	28900(-33.26%)	25500(-41.65%)
	建设期	84.3	95.2	108	109
$W_{3d} / 亿 m^3$	运行期(非一致性)	65.9(-21.83%)	71.2(-25.21%)	74.4(-31.11%)	69.8(-35.96%)
	运行期(地区组成)	66.0(-21.71%)	65.4(-31.28%)	74.8(-30.72%)	65.8(-39.66%)
	建设期	181	202	237	239
$W_{7d} / 亿 m^3$	运行期(非一致性)	145(-19.89%)	162(-19.80%)	177(-25.32%)	151(-36.82%)
	运行期(地区组成)	146(-19.48%)	151(-25.32%)	172(-27.38%)	154(-35.72%)
	建设期	366	395	443	446
$W_{15d} / 亿 m^3$	运行期(非一致性)	310(-15.30%)	346(-12.41%)	351(-20.77%)	321(-28.03%)
	运行期(地区组成)	301(-17.51%)	323(-18.25%)	688(-18.76%)	326(-26.76%)
汛期运行 水位/m	建设期限水位	952	785	560	370
	运行期(非一致性)汛控水位	955.6(+3.6)	794.6(+9.6)	576.6(+16.6)	374.3(+4.3)
	运行期(地区组成)汛控水位	957.6(+5.6)	794.7(+9.7)	572.3(+12.3)	373.2(+3.2)
6—9月	建设期	227.8	359.2	310.1	158.2
发电量/ (亿kW·h)	运行期(非一致性)	229.7(+0.8%)	366.8(+2.1%)	329.0(+6.1%)	161.6(+2.1%)
	运行期(地区组成)	230.8(+1.3%)	367.2(+2.2%)	325.7(+5.0%)	160.7(+1.6%)

注：括号内数据表示相对建设期的变化率或变化量。

防洪功能而在初设阶段确定的水位参数指标，通常是水库在汛期允许兴利蓄水的上限水位，也是水库在汛期防洪运用时的起调水位^[2]。目前我国水库运行调度仍然沿用建设期的设计洪水成果以及汛限水位等特征值，忽略了上游梯级水库群的调蓄影响，导致许多水库汛期大量弃水、综合利用效益有待提高等问题。因此，基于运行期设计洪水成果推求水库运行期设计洪水过程线及汛控水位以指导水库调度运行，具有重要的实际意义。

根据金沙江下游梯级水库的可行性研究报告^[13]，1966年8月洪水为金沙江下游4座水库共有的典型年设计洪水过程线。因此选择1966年典型洪水过程线，根据两种途径推求的运行期设计洪水计算运行期设计洪水过程线及汛控水位：①对非一致性洪水频率分析，由于已经采用水库系数隐式考虑了上游梯级水库的调蓄影响，因此根据时变P-Ⅲ型适线法得出的时变P-Ⅲ型分布参数，采用各水库上游所有已建水库(见表1)的MRI值，计算1000年一遇设计 Q_m 、 W_{1d} 、 W_{3d} 、 W_{7d} 、 W_{15d} 和 W_{30d} 成果，采用同频率法直接放大1966年典型洪水过程线，得到各水库运行期设计洪水过程线(非一致性)；②对地区组合法，根据最可能洪水地区组成结果，将洪量依次分配给上游梯级水库及区间，采用同频率法放大各分区1966典型年洪水过程线依次调洪演算，输入到梯级水库系统中，从上游至下游依次进行调洪演算和河道洪水演算直至研究水库坝址断面，显式考虑了上游各个水库的特征参数和曲线，得到各水库运行期设计洪水过程线(地区组成)；③得到受上游梯级水库调蓄影响下的运行期设计洪水过程线之后，以设计洪水位为最高调洪水位，根据金沙江下游梯级各水库防洪调度规则进行调洪演算，通过试算推求金沙江下游梯级各水库的汛控水位。需要强调的是，显式和隐式两种途径进行运行期设计洪水成果的对比如分析时，所考虑的水库群应保持完全一致。

5.2 两种途径计算结果对比分析 建设期设计洪水、基于最可能地区组合法和基于时变P-Ⅲ型适线法的1966典型年运行期设计洪水过程线见表4、图4—7。结果表明：①下游各水库受上游梯级水库的调蓄影响，其运行期设计洪水过程线的洪峰削减程度较大，洪水过程变得相对平缓。②金沙江下游梯级水库的运行期1000年一遇设计洪水相比建设期有显著削减。基于时变P-Ⅲ型适线法(最可能地区组

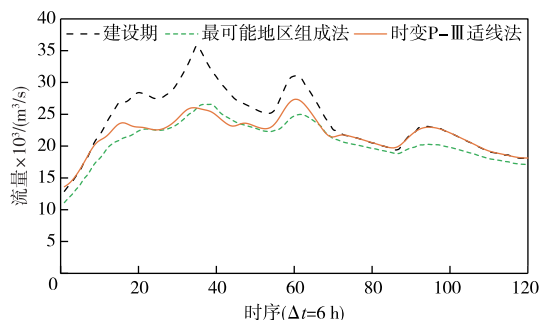


图4 乌东德水库建设期和运行期设计洪水过程线

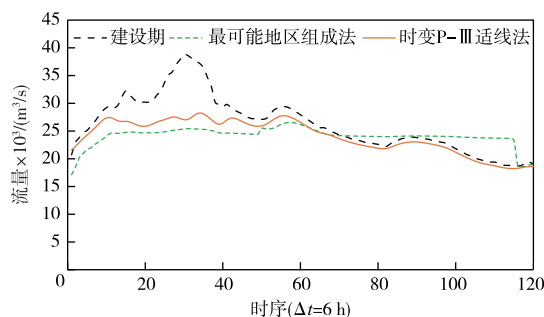


图5 白鹤滩水库建设期和运行期设计洪水过程线

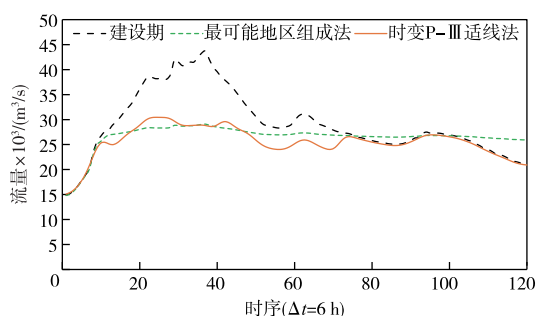


图6 溪洛渡水库建设期和运行期设计洪水过程线

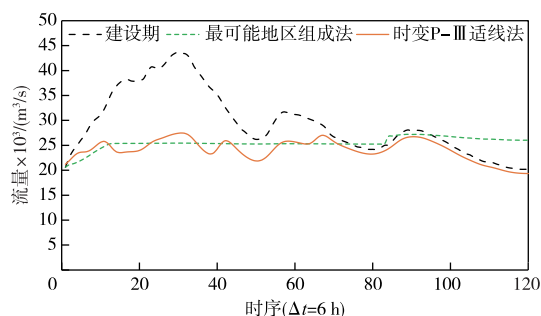


图7 向家坝水库建设期和运行期设计洪水过程线

成法), 向家坝水库在运行期的 1000 年一遇设计洪峰、3 d、7 d 和 15 d 洪量分别削减了 16 300 (18 200) m^3/s 、39.2 (43.2) 亿 m^3 、88 (85) 亿 m^3 和 125 (120) 亿 m^3 , 削减率分别为 37.30% (41.65%)、35.96% (39.66%)、36.82% (35.72%) 和 28.03% (26.76%)。③由于运行期设计洪水的显著削减, 金沙江下游梯级水库的汛期控制水位可以显著抬高, 若仍保持原有设计洪水对应的汛限水位, 将不能充分发挥梯级水库的综合效益。基于时变 P-III 型适线法(最可能地区组合法), 乌东德、白鹤滩、溪洛渡和向家坝的汛控水位可分别抬高至 955.6 (957.6)、794.6 (794.7)、576.6 (572.3) 和 374.3 (373.2) m。

根据金沙江下游梯级水库的调度规程, 乌东德、白鹤滩水库的主汛期为 7 月, 溪洛渡、向家坝水库的主汛期为 7—8 月, 且需要为长江中下游预留防洪库容, 9 月份以后仅承担川渝河段防洪任务^[24]。由于汛期运行水位的变化亦会改变消落期—主汛期—蓄水期的发电水头, 因此发电效益分析需考虑 6—9 月。根据各水库流域控制面积和华弹、屏山水文站 1939—2020 年还原后的 6—9 月逐日流量系列, 采用水文比拟法计算各水库入库流量和相应的区间流量, 构建梯级水库汛期和蓄水期日尺度调度模型。分别计算不同设计洪水及汛控水位方案下 6—9 月的发电量见表 4。

水库汛期调度若以汛控水位运行, 能够在一定程度上提高各水库汛期发电效益^[23]。考虑到水库在初设阶段若根据多场洪水进行调洪, 一般取最不利的起调水位作为最终的汛限水位值^[25], 同理本研究的汛控水位取两种途径中的最低值, 即乌东德、白鹤滩、溪洛渡和向家坝水库汛控水位分别取 955.6、794.6、572.3 和 373.2 m。汛前消落至汛控水位、汛后承接汛控水位开始逐步蓄水, 消落期和蓄水期内发电效益也会相应提高。相比建设期拟定的汛限水位方案, 最终的汛控水位方案, 能够使乌东德、白鹤滩、溪洛渡和向家坝水库在 6—9 月份分别增发电量 1.9 亿、7.6 亿、15.6 亿和 2.5 亿 $\text{kW} \cdot \text{h}$, 分别增加了 0.8%、2.1%、5.0% 和 1.6%, 金沙江下游梯级水库总增发电量为 27.6 亿 $\text{kW} \cdot \text{h}$, 增加了 2.6%。

6 结论

本文基于时变 P-III 型适线法和最可能洪水地区组合法, 隐式和显式考虑上游水库群的调蓄影响, 分别推求出金沙江下游梯级水库的运行期设计洪水及汛控水位, 并与建设期设计洪水及汛限水位进行比较, 主要结论如下:

(1)采用时变 P-Ⅲ型适线法和最可能洪水地区组成法推求的运行期设计洪水均小于建设期设计洪水,二者所推求的运行期设计洪水及汛控水位有差异但并不显著。时变 P-Ⅲ型适线法隐式考虑水库调蓄影响,无需对流量系列进行还原计算;而最可能地区组成法需从上游至下游对各水库逐级调洪演算、资料处理和计算复杂,但实用性更强。

(2)梯级水库的调蓄影响对下游洪水的削减作用不容忽视。相较于建设期设计洪水,基于时变 P-Ⅲ型适线法(最可能地区组成法),向家坝水库 1000 年一遇运行期设计洪峰、3 d、7 d 和 15 d 洪量的削减率分别为 37.30%(41.65%)、35.96%(39.66%)、36.82%(35.72%)和 28.03%(26.76%)。

(3)维持建设期防洪标准不变,金沙江下游梯级水库在运行期的汛控水位相比汛限水位可适当抬高。偏安全考虑确定的乌东德、白鹤滩、溪洛渡和向家坝的汛控水位分别为 955.6、794.6、572.3 和 373.2 m,相较于建设期汛限水位,6—9 月梯级水库可增发电量 27.6 亿 kW·h(+2.6%)。

参 考 文 献:

- [1] 中华人民共和国水利部. 水利水电工程设计洪水计算规范: SL 44—2006[S]. 北京: 中国水利水电出版社, 2006.
- [2] 郭生练, 刘攀, 王俊, 等. 再论水库汛期水位动态控制的必要性和可行性[J]. 水利学报, 2023, 54(1): 1–12.
- [3] 郭生练. 设计洪水研究进展与评价[M]. 北京: 水利水电出版社, 2005.
- [4] 郭生练, 熊立华, 熊丰, 等. 梯级水库运行期设计洪水理论和方法[J]. 水科学进展, 2020, 31(5): 734–745.
- [5] 熊立华, 郭生练, 江聪. 非一致性水文概率分布估计理论和方法[M]. 北京: 科学出版社, 2018.
- [6] 谢雨祚, 郭生练, 熊立华, 等. 考虑历史洪水资料的三峡水库运行期非一致性设计洪水估算[J]. 水利学报, 2024, 55(6): 643–653.
- [7] 刘章君, 郭生练, 许新发, 等. Copula 函数在水文水资源中的研究进展与述评[J]. 水科学进展, 2021, 32(1): 148–159.
- [8] 闫宝伟, 郭生练, 郭靖, 等. 基于 Copula 函数的设计洪水地区组成研究[J]. 水力发电学报, 2010, 29(6): 60–65.
- [9] 刘章君, 郭生练, 李天元, 等. 梯级水库设计洪水最可能地区组成法计算通式[J]. 水科学进展, 2014, 25(4): 575–584.
- [10] GUO S, MUHAMMAD R, LIU Z, et al. Design flood estimation methods for cascade reservoirs based on copulas[J]. Water, 2018, 10(5): 560.
- [11] 钟斯睿, 郭生练, 何彦锋, 等. 梯级水库下游最不利洪水地区组成法[J]. 水科学进展, 2024, 35(3): 430–439.
- [12] 李国芳, 郝振纯. 变化环境下流域水文气象极端事件演变规律及超标准洪水致灾机理[M]. 武汉: 长江出版社, 2022.
- [13] 谢雨祚, 熊丰, 李帅, 等. 金沙江下游梯级水库设计洪水复核计算[J]. 水资源研究, 2021, 10(6): 561–571.
- [14] RIGBY R A, STASINOPOULOS D M. Generalized additive models for location, scale and shape[J]. Journal of the Royal Statistical Society Series C: Applied Statistics, 2005, 54(3): 507–554.
- [15] LÓPEZ J, FRANCÉS F. Non-stationary flood frequency analysis in continental Spanish rivers, using climate and reservoir indices as external covariates[J]. Hydrology and Earth System Sciences, 2013, 17(8): 3189–3203.
- [16] 杜涛, 曹磊, 欧阳硕, 等. 变化环境下金沙江流域洪水频率分析[C]//2022 中国水利学术大会论文集(第五分册). 2022.
- [17] 张晓菁, 刘攀, 周丽婷, 等. 考虑水文模型参数时变的水库水位多预见期实时预报——以水布垭水库为例[J]. 水利学报, 2023, 54(4): 426–438, 450.
- [18] 郭生练, 刘章君, 熊立华. 设计洪水计算方法研究进展与评价[J]. 水利学报, 2016, 47(3): 302–314.
- [19] XIONG F, GUO S, YIN J, et al. Comparative study of flood regional composition methods for design flood estimation in cascade reservoir system[J]. Journal of Hydrology, 2020, 590: 125530.
- [20] 谢雨祚, 郭生练, 王俊, 等. 梯级水库下游设计洪水地区组成法比较研究[J]. 水文, 2023, 43(5): 18–26.

- [21] 胡向阳. 面向多区域防洪的长江上游水库群协同调度策略[M]. 北京: 中国水利水电出版社, 2020.
- [22] 谢雨祚, 熊丰, 郭生练, 等. 金沙江下游梯级与三峡水库防洪库容互补等效关系研究[J]. 水利学报, 2023, 54(2): 139-147.
- [23] 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.
- [24] 谢雨祚, 郭生练, 钟斯睿, 等. 金沙江下游梯级水库防洪库容优化配置公式推导与应用[J]. 水科学进展, 2023, 34(4): 520-529.
- [25] 郭生练, 王俊, 谢雨祚, 等. 面向新时期新需求的三峡水库运行方案研究[J]. 水利学报, 2024, 55(4): 379-388.

Research on design flood estimation method during operation period for cascade reservoirs in the lower Jinsha River

XIE Yuzuo, GUO Shenglian, ZHONG Sirui, WANG Xiaoya, WANG Jun

(State Key Laboratory of Water Resources Engineering and Management, Wuhan University, Wuhan 430072, China)

Abstract: The cascade reservoirs in the lower Jinsha River were selected as case study. Both the time-varying P-Ⅲ curve fitting (Tv-P3/CF) method and the most likely flood regional composition (MLFRC) method were employed to estimate the design flood during the reservoir operation period, considering the regulation effects of upstream reservoirs in implicit and explicit way, respectively. The design flood hydrographs were amplified by the same frequency method, and the reservoir flood control water levels (FCWLs) were determined. The results indicate that: (1) The design floods during operation period calculated by two methods are consistently lower than those during the construction period. The Tv-P3/CF method offers covariate without the need to consider the reservoir operation and restore flow data series, while the MLFRC method, which performs step-by-step flood routing from upstream to downstream for each reservoir, is much complex in its calculation process but holds practical significance. (2) The regulation effect of upper reservoirs significantly reduces downstream floods, 1,000-year design flood peak, 3-day, 7-day, and 15-day flood volumes estimated by the Tv-P3/CF (MLFRC) method have reduced about 37.30% (41.65%), 35.96% (39.66%), 36.82% (35.72%), and 28.03% (26.76%) at the Xiangjiaba Reservoir, respectively. (3) Maintaining the original flood prevention standards unchanged, the FCWLs derived by flood regulating for the Wudongde-Baihetan-Xiluodu-Xiangjiaba cascade reservoirs are 955.6、794.6、572.3 and 373.2 m, respectively. Compared to reservoir operation based on the flood-limited water levels, the operation of cascade reservoirs based on FCWLs can generate 2.76 billion kW·h more power (+2.6%) from June to September annually, which has significant economic benefits.

Keywords: reservoir operation period; design flood; flood regional composition; non-stationary flood frequency analysis; flood-limited water level; flood control water level; lower Jinsha River

(责任编辑: 韩 昆)