

分类号：
学 号：20202110016

密 级：公开
单位代码：10759

石河子大学

硕 士 学 位 论 文



肯斯瓦特水库汛限水位动态控制方案研究

学 位 申 请 人	张海川
指 导 教 师	乔长录 教授
	尤洋 高级工程师
申 请 学 位 类 别	专业硕士
专 业 名 称	土木水利
研 究 领 域	水利工程
所 在 学 院	水利建筑工程学院

中国·新疆·石河子

2023 年 05 月

分类号：
学 号：20202110016

密 级：公开
单位代码：10759

石河子大学

硕 士 学 位 论 文



肯斯瓦特水库汛限水位动态控制方案研究

学 位 申 请 人	张海川
指 导 教 师	乔长录 教授
	尤洋 高级工程师
申 请 学 位 类 别	专业硕士
专 业 名 称	土木水利
研 究 领 域	水利工程
所 在 学 院	水利建筑工程学院

中国·新疆·石河子

2023 年 05 月

**Study on the dynamic control scheme of the flood level of Kenswat
Reservoir**

A Dissertation Submitted to

Shihezi University

In Partial Fulfillment of the Requirements

for the Degree of

Civil and Hydraulic Engineering

By

Zhang Hai-chuan

(Hydraulic Engineering)

Dissertation Supervisor: Prof. Qiao Chang-lu

Senior Engineer: You Yang

May, 2023

摘要

目的: 在干旱地区, 汛期是水库增加兴利效益的有效时期。新疆玛纳斯河位于天山北坡经济带, 是我国西部干旱区典型的内陆河, 流域水资源供需矛盾突出, 河流中游的肯斯瓦特水库全汛期调洪采用固定的汛限水位, 忽略了汛期洪水资源的兴利效益。通过研究肯斯瓦特水库汛限水位动态控制方案, 以期提高水库汛期洪水资源化利用水平、缓解水库下游供水压力。

方法: 本文首先对肯斯瓦特水库实施汛限水位动态控制的必要性和洪水与降雨预报的可用性进行了分析, 并运用分形理论对水库的汛期进行划分。在分期基础上, 运用同时考虑洪水预报和中央气象台 24-48 h 降雨预报信息的改进预泄能力约束法, 计算水库汛限水位动态控制域, 然后运用实时预蓄预泄法得出水库汛限水位动态控制方案, 并选取实测洪水过程对方案进行实例调洪演算。最后分析了水库运用汛限水位动态控制方案, 在洪水和降雨预报产生漏报时是否威胁水库的防洪安全。

结果: (1) 玛纳斯河流域降水和气温空间插值结果对比与径流模拟结果评价说明格点数据可以代表肯斯瓦特水库坝址以上流域的降水和气温数据。洪水预报和中央气象台在研究区 24-48 h 无雨和小雨的预报精度满足要求, 在肯斯瓦特水库汛限水位动态控制中是可用的。

(2) 水库汛期分为前汛期 6 月 1 日到 6 月 25 日, 主汛期 6 月 26 日到 8 月 9 日, 后汛期 8 月 10 日到 8 月 31 日。主汛期汛限水位动态控制域为 $[984.00, 985.74]$ (m), 后汛期 $[984.00, 986.81]$ (m)。

(3) 水库汛限水位动态控制方案为: 当预报洪水流量不小于 $500 \text{ m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$, 水库将水位维持在汛限水位动态控制域下限, 并按照现行规则调洪。当预报洪水流量小于 $500 \text{ m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$, 根据降雨预报信息调度: 当预报未来 24-48 h 无雨时, 水库将水位维持在汛限水位动态控制域上限; 当预报为小雨时, 将水位维持在汛限水位动态控制域上下限的平均值; 预报为中雨及以上等级时, 将水位维持在汛限水位动态控制域下限, 并按照现行规则调洪。按照方案对“19990720”号洪水进行实时动态调度与现行静态调度过程相比, 不会影响水库和下游保护对象的防洪安全, 并增加水库 $3.42 \times 10^6 \text{ m}^3$ 蓄水量。

(4) 在 24-48 h 无雨和小雨预报漏报, 实际发生更高等级降雨情况下, 水库最大下泄流量未超过下游河道安全泄量 $500 \text{ m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$ 、调洪最高水位也没超过防洪高水位 992.66 m。洪水和无雨预报都漏报, 发生校核洪水情况下, 主汛期调洪最高水位为 992.90 m, 最大下泄流量为 $2460 \text{ m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$, 后汛期调洪最高水位为 993.42 m, 最大下泄流量为 $2500 \text{ m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$, 均未超过设计校核洪水位 993.49 m 及设计校核洪水对应的最大下泄流量 $2596 \text{ m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$ 。说明洪水预报和 24-48 h 无雨或小雨预报在发生漏报的情况下, 肯斯瓦特水库汛限水位动态控制不会影响水库和下游保护对象的防洪安全。

结论: 对肯斯瓦特水库利用洪水和降雨预报信息, 运用基于实时预蓄预泄法制定的汛限水位动态控制方案, 可以在不影响水库和下游保护对象防洪安全的前提下, 有效增加水库汛期蓄水量。

关键词: 肯斯瓦特水库; 汛期分期; 汛限水位动态控制; 防洪安全分析

Abstract

Purpose: In arid areas, the flood season is an effective period for reservoirs to increase their profitability. The Manas River in Xinjiang is located in the economic zone of the northern slope of the Tianshan Mountains, and is a typical inland river in the western arid zone of China. The contradiction between the supply and demand of water resources in the basin is outstanding, but the Kenswat Reservoir in the middle reaches of the river adopts a fixed flood limit level for flood regulation during the whole flood season, ignoring the benefit of flood water resources in the flood season. By studying the dynamic control scheme of the flood limit level of Kenswat Reservoir, the aim is to improve the level of flood water resource utilisation and relieve the pressure of the reservoir on downstream water supply.

Methodology: This thesis first analyses the need for dynamic control of flood limit levels and the availability of flood and precipitation forecasts in reservoirs by Kenswat, and applies fractal theory to divide the reservoirs into flood periods. On the basis of the classification, the reservoir flood level dynamic control domain is calculated using the improved pre-discharge capacity constraint method, and then the reservoir flood level dynamic control scheme is derived using the flood forecasts and the 24-48 h rainfall forecasts from the Central Weather Bureau using the real-time pre-storage and pre-discharge method, and an example flood control calculation is carried out using the measured flood process. Finally, it is analysed whether the use of dynamic flood level control schemes in reservoirs threatens the flood safety of reservoirs when flood and rainfall forecasts produce missed forecasts.

Results: (1) Comparison of spatial interpolation results of precipitation and air temperature in the Manas River basin and evaluation of runoff simulation results indicate that the grid point data are representative of precipitation and temperature data in the basin above the Kenswat reservoir dam site. The accuracy of the real-time flood forecasts and the Central Weather Station forecasts of 24-48 h rain-free and light rain in the study area meet the requirements and are usable in the dynamic control of the flood level of Kenswat Reservoir.

(2) The reservoir flood period is divided into the pre-flood period from June 1 to June 25, the main flood period from June 26 to August 9, and the post-flood period from August 10 to August 31. The area of dynamic control of the limit water level is [984.00, 985.74] (m) in the main flood period and [984.00, 986.81] (m) in the post-flood period.

(3) The dynamic control scheme of the reservoir flood level is: when the forecast flood flow is not less than $500 \text{ m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$, the reservoir maintains the water level at the lower limit of the dynamic control domain

of the flood level and regulates the flood according to the existing rules. When the forecasted flood flow is less than $500 \text{ m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$, the reservoir will maintain the water level at the upper limit of the flood level dynamic control area when there is no rain in the next 24-48 h. When the forecast is for light rain, the water level will be maintained at the average of the upper and lower limits of the flood level dynamic control area; when the forecast is for medium rain or above, the water level will be maintained at the lower limit of the flood level dynamic control area and flood regulation will be carried out according to the current rules. The current rules for flood regulation. Compared with the current static scheduling process, the real-time dynamic scheduling of flood "19990720" will not affect the flood protection of the reservoir itself and will increase the reservoir storage capacity by $3.42 \times 10^6 \text{ m}^3$.

(4) In the case of a 24-48 h rain-free and light rain forecast omission, the actual occurrence of a higher level of rainfall, the maximum discharge from the reservoir does not exceed the safe discharge of $500 \text{ m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$ from the downstream river, and the maximum flood control level does not exceed the high flood control level of 992.66 m. In the case of both a flood and a rain-free forecast omission, the maximum flood control level in the main flood season is 992.90 m, and the maximum discharge The maximum flood level is 992.90 m and the maximum discharge is $2460 \text{ m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$, while the maximum flood level in the post-flood period is 993.42 m and the maximum discharge is $2500 \text{ m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$, both of which do not exceed the design and calibration flood level of 993.49 m and the maximum discharge of $2596 \text{ m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$ corresponding to the design and calibration flood. The real-time dynamic control of the flood limit level of the reservoir will not affect the flood safety of the reservoir itself and the downstream protected objects.

Conclusion: The use of flood and rainfall forecast information for the Kenswat reservoir and the application of a dynamic control scheme for the flood limit level based on the real-time pre-storage and pre-discharge method can effectively increase the reservoir's flood storage capacity without compromising the flood protection safety of the reservoir and the downstream protected objects.

Key words: Kenswat Reservoir; Flood staging; Dynamic control of flood water level; Flood safety analysis

目 录

第 1 章 绪论.....	1
1.1 研究背景及意义.....	1
1.2 国内外研究现状.....	2
1.2.1 水库汛期分期研究现状.....	2
1.2.2 水库汛限水位动态控制方法研究现状	3
1.2.3 水库汛限水位动态控制风险分析研究现状	4
1.3 研究的主要内容.....	4
1.4 技术路线.....	6
第 2 章 肯斯瓦特水库汛限水位动态控制现状条件分析	7
2.1 玛纳斯河流域概况.....	7
2.2 肯斯瓦特水库概况.....	8
2.2.1 肯斯瓦特水库工程概况.....	8
2.2.2 肯斯瓦特水库现行调度规则.....	11
2.3 肯斯瓦特水库汛限水位动态控制的必要性分析	12
2.4 肯斯瓦特水库汛限水位动态控制的可行性分析	12
2.4.1 洪水预报信息的可行性分析.....	12
2.4.2 降水预报信息的可行性分析.....	13
2.5 本章小结.....	19
第 3 章 基于分形理论的肯斯瓦特水库汛期分期	20
3.1 分形理论介绍.....	20
3.2 汛期样本分析.....	20
3.3 分形理论分期计算过程与结果	22
3.3.1 分形理论计算方法.....	22
3.3.2 前汛期分期计算与结果.....	23
3.3.3 主汛期分期计算与结果.....	24
3.3.4 后汛期分期计算与结果.....	26
3.4 本章小结.....	28
第 4 章 肯斯瓦特水库汛限水位动态控制方案制定	29
4.1 肯斯瓦特水库汛限水位动态控制域的确定	29
4.1.1 改进预泄能力约束法基本思想与计算公式	29
4.1.2 基于改进预泄能力约束法计算水库汛限水位动态控制域	29
4.2 基于实时预蓄预泄法制定水库汛限水位动态控制方案	30
4.3 水库汛限水位动态控制方案实时调度计算实例	33
4.4 本章小结.....	36

第 5 章 不利条件下肯斯瓦特水库汛限水位动态控制方案防洪安全分析	37
5.1 肯斯瓦特水库汛限水位动态控制方案风险识别	37
5.2 不利条件下降雨预报漏报水库防洪安全分析	37
5.3 不利条件下洪水预报和降雨预报均漏报水库防洪安全分析	38
5.4 本章小结.....	41
第 6 章 结论与展望	42
6.1 结论.....	42
6.2 展望.....	43
参考文献.....	44

第 1 章 绪论

1.1 研究背景及意义

我国水资源时空分布不均，不仅洪涝灾害频发，而且是一个严重缺水的国家。我国修建了近 10 万座水库，在防洪、供水、发电、航运、生态等方面发挥了巨大作用。近年来，国家防汛抗旱部门以防洪安全为重点，加强了水库汛限水位的监管，弱化了水库其他功能，对水库汛期不超过汛限水位运行出现了一些过度强调的情况，导致很多水库汛期大量弃水降低水位、汛后又无水可蓄。近些年，尤其是 2022 年长江流域多个省份出现旱情，导致供水困难，引起了各方的关注^[1]。

水库防洪调度采用规划设计的汛限水位和调度方案，可以有效抵御洪水风险，但限制了洪水的兴利效益，难以有效平衡防洪安全与利用洪水资源之间的矛盾。水库汛期汛限水位动态控制，是在保障水库防洪安全的基础上，增加水库蓄水量，充分发挥水库兴利效益的重要手段。20 世纪 50 年代末至今，我国许多具有良好调节能力的大型水库，为更充分的发挥水库的兴利效益，按照国家规范文件将汛期分为两到三期，分时段调控水库汛限水位。根据时序变化调整汛限水位来实现水库汛限水位动态控制虽然符合洪水变化的规律，但水库汛期分期依据的是历史水文气象资料，在实际调度中，没有利用实时水文气象信息，不但难以准确把握蓄水时机，还会降低水库防洪标准。

玛纳斯河防洪保护区内人口数量，耕地和工业区面积众多，是新疆经济发展水平较高的地区之一。肯斯瓦特水利枢纽工程位于玛纳斯河中游出山口处，是具有综合利用功能的大（2）型 II 等工程，可以兼顾防洪、灌溉、发电等，具有良好的社会 and 经济效益。水库下游不断增加的人口和快速发展的工农业对水资源高效利用的需求日益强烈，但水库现行调洪方案采用全汛期固定的汛限水位，水库管理者为保护水库和下游防洪区的安全，往往造成水库汛期不敢蓄，汛后无水可蓄的窘境，水库在遭遇洪水时的汛限水位为 984 m，正常蓄水位为 990 m，水库在汛期调度中还有较大的可利用库容，洪水资源利用率可进一步提高。

综上所述，本文在确保肯斯瓦特水库防洪安全的前提下根据实时和预报的雨情、水情等信息，在安全的汛限水位动态控制域内对肯斯瓦特水库汛限水位实行动态控制，分析动态控制方案对水库和下游防护对象的防洪安全是否造成影响。研究肯斯瓦特水库汛限水位动态控制方案，对提高水库汛期洪水资源化利用水平、缓解水库对下游的供水压力具有一定的指导意义。

1.2 国内外研究现状

1.2.1 水库汛期分期研究现状

汛期分期可以为水库汛期分时段调蓄洪水提供基础,但汛期受多种因素影响,利用全面准确的数据并运用科学的方法进行汛期分期具有很高的研究价值。在保证水库防洪安全的前提下,国内众多学者深入研究我国暴雨洪水的季节性变化规律,主要运用定量分析方法对汛期进行分期。

定量分析方法分为统计分析和聚类分析法。常用的统计分析法有数理统计法、相对频率分析法^[2]和矢量统计法^[3]等。数理统计法原理简单,但阈值的选取存在主观性;刘伟^[4]通过统计分析水口水库年最大洪峰流量、各级洪峰流量在年内发生次数和各时段的占比,研究数理统计法在汛期分期中的可用性。相对频率分析法能直观地反映汛期内洪水发生的概率,但分期时段一般只能精确到旬;王声扬等^[5]运用相对频率分析法对洞庭湖流域湘江等四条河流的汛期进行分期,对分期计算方法进行了改进,将下旬不是10天的月份做了均一化处理。矢量统计法可以直观的表现汛期洪水的变化规律,但分割点的确定主观性强;陈立华等^[6]根据龙滩水电站汛期流量资料,运用矢量统计法进行汛期分期计算,并对结果通过非参数统计、计算置信区间和相对频率进行检验,得到了较合理的汛期分期结果。

聚类分析法具备较强的数学物理背景,但计算较复杂。主要包括分形理论^[7]、Fisher最优分割法^[8]、模糊集分析法^[9]、集对分析法^[10]和系统聚类法^[11]等。分形理论可以揭示水文过程中洪峰散点序列汛期分布的规律,运用单个指标将洪水分期以日尺度进行划分。Fisher最优分割法可考虑多指标影响,能够在不破坏样本原有顺序的基础上,定量确定最优分期数将分期时段精确到日,但计算量大,需要较强的编程能力。模糊集分析法考量了汛期分期标准的模糊性,但阈值的选择具有主观性。集对分析法借助联系度可以考虑多指标对汛期分期的影响。系统聚类法首先通过计算汛期各时段降雨,流量等特性指标的相似系数构成相似矩阵,根据选择的阈值判断矩阵的相似性划分不同分期。在运用考虑多指标分期的方法时,需要计算各个指标的权重^[12],唐莉等^[13]基于主成分分析法对各指标赋权;朱燕燕等^[14]运用模糊层次分析法进行赋权。

在国外方面,德国学者 Beurton^[15]利用聚类分析对德国多区域的洪水进行了详细的分期和比较,结果显示德国洪水分布较为分散,并存在发生冬季和春季洪水的可能;Cunderlik 等^[16]统计分析了英国部分河流年内洪峰流量在月尺度上出现的场次和时间进行汛期的划分。

1.2.2 水库汛限水位动态控制方法研究现状

合理的调控汛限水位能产生防洪和兴利的双重收益。我国对汛限水位的研究比较成熟。从上世纪 50 年代初,我国开始陆续建成第一批水库,并建立起初始的防洪调度理论体系。由于水库建成初期,没有足够的水文数据和成熟的技术支持汛限水位动态控制研究,因此,水库管理者在汛期将水位维持在设计汛限水位值。进入 90 年代,计算机被引入到水利研究中,极大地提升了水利数据处理的效率与精度。期间,水文预报技术迅速发展,许多学者在一些北方省份的水库中研究了利用降雨预报、洪水预报信息指导水库调度问题的可行性^[17]。进入 21 世纪,在国家防汛抗旱部门的组织推动和全国多个科研院所的通力合作下,水库汛限水位动态控制方法体系已日渐完善。当前,水库汛限水位动态控制的主要方法如下:

(1) 数理统计法^[18]不同于水库设计洪水分级泄流法,该方法通过统计分析年内和年际间的洪水变化周期以及大洪水之间的时间间隔,得出未来发生洪水的概率和洪水级别。统计分析洪水规律需要对水库设计洪水进行复核,对洪水资料的选取与处理要遵循资料来源可靠、按洪水发生概率最大分期、各分期样本容量一致、以汛限水位动态控制关键时期为界划分统计区段的原则。

(2) 防洪预报调度法^[19]是在水库汛限水位动态控制中由洪水预报得到将要入库的洪水流量大小,进而改变水库下泄能力,在满足下游允许水库出流量的前提下,确保在洪水来临之前,留出足量的蓄水库容。运用该方法可产生两方面的效益^[20]。第一,若保持原设计汛限水位不变,利用洪水预报信息,水库可以提高防洪水平。第二,若保持原防洪水平不变,水库则可以抬高汛限水位,提高洪水资源利用效率。

(3) 预泄能力约束法^[21]是利用洪水预报信息,计算调控的有效预泄时间,根据水库水位~库容~泄流关系、下游安全下泄流量,水库现有调度方式等资料,计算水库在有效预泄时间内可预泄水量,确定汛限水位动态控制域。在利用洪水预报信息的基础上,同时利用降雨预报信息是对该方法的一种改进。在利用预报信息时会客观的存在预报误差,从而会给水库本身以及上下游防洪安全带来影响,在实际调度中运用该方法需要进行风险分析。

(4) 实时预蓄预泄法^[22]根据水库泄流能力和预报有效预见期,计算出汛限水位动态控制域,在保证水库本身和防洪目标安全的前提下,根据实时洪水预报和降雨预报信息,结合水库的泄流能力,对水库汛限水位进行动态控制,该方法在运用的过程中也需要分析预报误差不会影响水库以及下游的防洪安全。

(5) 信息模糊推理模式法^[23]需要首先分析水库汛限水位动态控制可用的水情、雨情和水库工程情况等综合信息,然后按照水库设计调度规则,将水库调度管理人员的调度方法和控制经验编写成标准的语言命令集合,与可用的综合信息建立逻辑推理关系,

将信息与语言命令集合转换为推理模式,再选择科学的推理方法,如模糊推理法等,得出符合要求的水库汛限水位控制方案集,指导水库进行动态调度。

(6) 在运用水库群联合防洪调度补偿法^[24]施行汛限水位动态控制时,需要在满足单个水库和水库群本身及上下游保护对象的防洪标准的基础上,协同利用水库群之间的联合调度尽量地提高各水库的汛限水位,使水库群中具备发电条件的水库发电效益最大,并且在满足各水库上下游用水需求的前提下,使水库群总体的弃水量最小。

1.2.3 水库汛限水位动态控制风险分析研究现状

在对水库汛限水位进行动态控制的过程中,需要利用洪水、降雨等预报信息,也需要实时收集并计算水库入库流量,水位变化,控制水库下泄流量等观测信息,预报误差和测量误差是客观存在且无法完全消除的,而且水库调度管理人员对调度过程中潜在的风险认识有限,所以分析水库汛限水位动态控制风险对于保障水库安全运行十分重要。

国外对于风险分析方面的研究开始的比较早,在 20 世纪 80 年代,美国总统卡特就强调要将风险水资源工程的风险计算作为重点研究课题。Li 等^[25]基于非稳定条件下随机过程理论,结合具体风险定义深入研究了水资源系统的风险性评价,结果表明该理论对于风险评价具有很高的价值。Harris 等^[26]考虑经济、水力以及水文因素,以工程项目为实例,计算了该项目方案的条件非超越概率。文献^[27-33]给出了一些计算风险率的方法,其中包括 Z-P 关系曲线求解法^[27],极限分析法^[28]、模糊数学法^[29]、MC 法^[30]、最大嫡法^[31]、马尔柯夫过程方法^[32]、基于概率论与数理统计的分析法^[33]等。

国内学者也进行了深入的研究,万俊等^[34]充分利用水文气象预报信息,在保证下游防洪安全的前提下制定汛限水位动态控制方案,并将方案存在风险降至可接受水平。曹永强^[35]量化了洪水预报和降雨预报精度误差,并定性总结了决策者本身偏好可能造成的误差;田峰巍等^[36]、黄强等^[37]、席秋义等^[38]在风险识别的基础上,对风险进行的定性分析和定量计算方法对于水库调度中的风险分析具有良好的适用效果。朱元甡等^[39]、黄振平等^[40]综合考虑多种不确定的因素,对风险分析作了比较全面的研究,深入分析了风险因子的分布特性以及敏感性,并通过实例计算对建立的防洪效益风险分析模型加以验证。

1.3 研究的主要内容

(1) 肯斯瓦特水库汛限水位动态控制的必要性和可行性分析

针对肯斯瓦特水库静态调度洪水所产生的预期效益难以保证的问题,阐述水库施行汛限水位动态控制的必要性并分析流域洪水预报信息的可用性。针对水库坝址以上控制流域没有传统气象站点,研究区缺乏必要的历史气象资料,对使用格点数据来代表研究

区降水和气温实测数据的空间插值精度进行对比分析，并运用格点数据驱动 HBV 和 SRM 两个适合高寒山区的水文模型对格点数据的代表性进行分析，然后对格点不同量级降雨数据与中央气象台发布的 24-48 h 不同量级降雨预报的准确率、漏报率和空报率进行分析。

（2）基于分形理论的肯斯瓦特水库汛期分期

在水库原规定的汛期时段和对流域多年平均月径流量占比进行分析的基础上，运用分形理论对肯斯瓦特水库的汛期进行分期，将水库汛期分为前汛期、主汛期和后汛期。

（3）肯斯瓦特水库汛限水位动态控制域的计算及动态控制方案的制定

结合肯斯瓦特水库历史水文资料及现状运行情况，运用同时考虑洪水预报和中央气象台 24-48 h 短期降雨预报信息的改进预泄能力约束法，计算出水库主汛期和后汛期的汛限水位动态控制域。在动态控制域内，根据洪水和降雨预报信息以及水库面临时刻的雨、水、工情信息，运用实时预蓄预泄法得到水库汛限水位动态控制方案，最后以玛纳斯河流域实测洪水过程进行水库汛限水位实时动态控制实例分析。

（4）肯斯瓦特水库汛限水位动态控制方案防洪安全分析

从水库调度不利条件出发，分别对无雨预报漏报实际发生中雨、小雨预报漏报实际发生大雨和洪水与无雨预报同时漏报发生校核洪水情况下主汛期和后汛期运用汛限水位动态控制方案对水库和下游保护对象的防洪安全进行分析。

1.4 技术路线

本文技术路线见图 1-1。

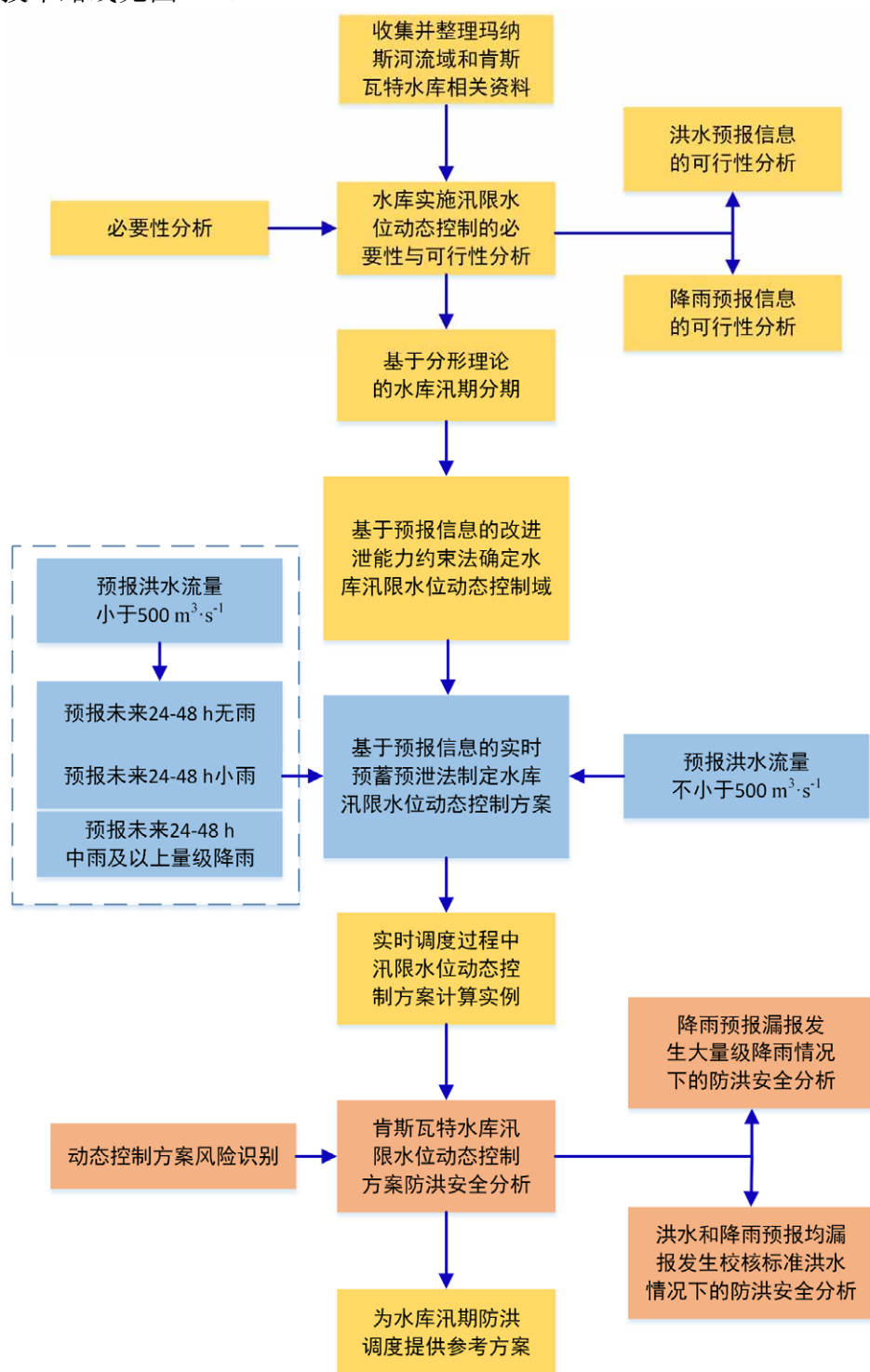


图 1-1 技术路线

Fig. 1-1 The figure of technical route

第 2 章 肯斯瓦特水库汛限水位动态控制现状条件分析

2.1 玛纳斯河流域概况

本文研究区域为新疆玛纳斯河流域肯斯瓦特水库坝址以上流域（图 2-1）。玛纳斯河流域位于西风带上游，远离海洋，深居内陆，湿润的气流不易到达，因此气候干燥，且年内气温差异大，属于温带大陆性气候。春、冬两季的气温增幅大，对年平均气温贡献最大^[41]，多年平均气温为 6.4℃。流域年降水量少且空间分布不均匀，主要集中在山地，多年平均降水量为 340.8 mm。因为降水和气温存在显著的季节变化，河流的径流量变化也十分明显，主要集中在春夏两季，冬季径流量稀少^[42]。

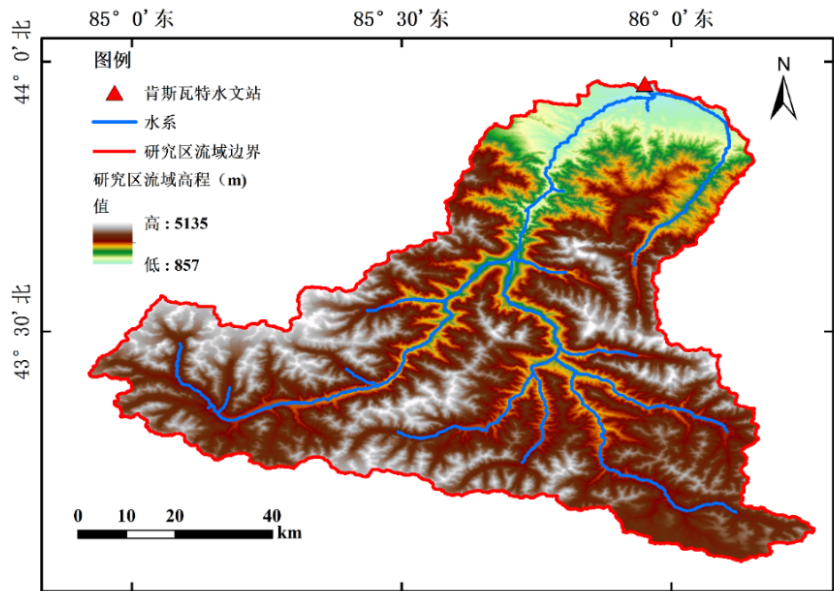


图 2-1 研究区示意图

Fig. 2-1 Schematic diagram of study area

由玛纳斯河肯斯瓦特水文站 1956-2013 年实测水文数据得知，流域径流量呈现增加趋势，蒸发量变化较小，多年平均蒸发量为 1613.3 mm。王薇等^[43]选用肯斯瓦特水文站自 1956 到 2010 年的逐月降水资料，运用多种分析方法研究玛纳斯河流域的降水变化，其结果显示：玛纳斯河流域的降水的年内和年际变化都较大。在年内，径流量主要集中在 6-8 月，夏季最为丰富，属于夏汛河流^[44]；在年际，丰水期和枯水期明显，丰水期存在 32 年周期性的变化，枯水期存在 10 年周期性的变化^[45]。流域洪水大部分发生在 6-8 月汛期内，且集中发生在 7 月到 8 月上旬，每年最大洪峰也基本都出现在 7、8 月。

2.2 肯斯瓦特水库概况

2.2.1 肯斯瓦特水库工程概况

肯斯瓦特水利枢纽工程位于新疆玛纳斯河中游的肯斯瓦特河段，地理位置 85°57'E，43°58'N；水库正常蓄水位 990 m，最大坝高 129.4 m，总库容 1.88×10⁸ m³，控制灌溉面积 3.16×10⁶ 亩，装机容量 100 MW，设计年发电量 2.723×10⁸ kW·h，是大（2）型 II 等工程。水库设计洪水标准为 500 年一遇，相应洪峰流量为 2382 m³·s⁻¹；校核洪水标准为 5000 年一遇，相应洪峰流量为 3601 m³·s⁻¹；下游防洪保护标准为 50 年一遇，相应洪峰流量为 1249 m³·s⁻¹。该工程主要由拦河坝、溢洪道、泄洪洞、发电引水系统等组成，兼顾防洪、灌溉、发电等多种功能。肯斯瓦特水库主要技术指标见表 2-1，泄洪洞闸门不同开度时水位~泄量关系见表 2-2，溢洪道闸门不同开度水位~泄量关系见表 2-3，水库水位~库容~泄量关系见表 2-4。

表 2-1 肯斯瓦特水库主要技术指标
Tab. 2-1 Main technical indicators of Kenswat Reservoir

项目		指标	项目		指标
主 坝	建设地点	肯斯瓦特河段	水 库 特 性	校核洪水位	993.49 m
	所在河流	玛纳斯河		设计洪水位	992.98 m
	控制面积	4637 km ²		正常蓄水位	990 m
	设计	500 年		防洪高水位	992.66 m
	校核	5000 年		汛期限制水位	984 m
标 准	设计洪水	2382 m ³ ·s ⁻¹		死水位	955 m
	校核洪水	3601 m ³ ·s ⁻¹		总库容	1.88×10 ⁸ m ³
主 坝	坝型	混凝土面板坝		防洪库容	3.56×10 ⁷ m ³
	地基特性	泥质粉砂岩		调节库容	1.12×10 ⁸ m ³
	地震设防烈度	9°		死库容	6.20×10 ⁷ m ³
	坝顶高程	996.6 m		校核洪水位最大泄量	2596 m ³ ·s ⁻¹
	防浪墙顶高程	997.8 m		设计洪水位最大泄量	2382 m ³ ·s ⁻¹
	最大坝高	129.4 m	下 游 情 况	下游防洪保护标准	50 年
	坝顶长度	475 m		河道安全泄量	500 m ³ ·s ⁻¹

表 2-2 泄洪洞闸门水位~泄量关系

Tab. 2-2 Relationship between water level in flood relief cavern gates ~ discharge volume

水 位 (m)	闸门不同开度时的泄量($\text{m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$)								
	开度 0.5m	开度 1.0m	开度 1.5m	开度 2.0m	开度 2.5m	开度 3.0m	开度 3.5m	开度 4.0m	开度 4.5m (全开)
950	34.6	68.4	101.4	133.5	164.8	195.1	224.6	253.2	280.8
955	38.8	76.9	114.2	150.8	186.6	221.6	255.9	289.3	322.0
960	42.6	84.5	125.7	166.2	206.1	245.3	283.7	321.5	358.5
965	46.0	91.4	136.2	180.4	223.9	266.8	309.1	350.7	391.6
970	49.2	97.9	146.0	193.5	240.4	286.8	332.5	377.6	422.1
975	52.3	104.0	155.2	205.8	255.9	305.4	354.4	402.8	450.6
980	55.1	109.7	163.8	217.4	270.4	323.0	375.0	426.4	477.3
984	57.3	114.1	170.4	226.2	281.6	336.4	390.7	444.5	497.7
985	57.8	115.2	172.0	228.4	284.3	339.6	394.5	448.8	502.7
986	58.4	116.2	173.6	230.5	287.0	342.9	398.3	453.2	507.6
987	58.9	117.3	175.2	232.7	289.6	346.1	402.0	457.5	512.5
988	59.4	118.3	176.8	234.8	292.2	349.2	405.8	461.8	517.3
989	59.9	119.4	178.3	236.8	294.9	352.4	409.4	466.0	522.1
990	60.4	120.4	179.9	238.9	297.4	355.5	413.1	470.2	526.8
991	60.9	121.4	181.4	240.9	300.0	358.6	416.7	474.4	531.5
992	61.4	122.4	182.9	243.0	302.6	361.7	420.3	478.5	536.2
993	61.9	123.4	184.4	245.0	305.1	364.7	423.9	482.6	540.8
994	62.4	124.4	185.9	247	307.6	367.7	427.4	486.6	545.9
995	62.9	125.4	187.4	249.0	310.1	370.7	430.9	490.6	549.9

表 2-3 溢洪道闸门不同开度水位~泄量关系表

Tab. 2-3 Spillway gates different opening degrees water level ~ discharge relationship table

水位(m)	闸门不同开度时的泄量($\text{m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$)					
	开度 2m	开度 4m	开度 5m	开度 6m	开度 7m	开度 10m (全开)
980	0	0	0	0	0	0
981	45	45	45	45	45	45

续表 2-3

水位(m)	闸门不同开度时的泄量($\text{m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$)					
	开度 2m	开度 4m	开度 5m	开度 6m	开度 7m	开度 10m (全开)
982	98	98	98	98	98	98
983	187	199	199	199	199	199
984	248	315	315	315	315	315
985	277	450	450	450	450	450
986	304	498	521	521	521	521
987	328	557	576	595	595	595
988	351	642	741	760	760	760
989	372	681	815	910	930	930
990	392	718	859	987	1107	1125
991	412	753	901	1035	1207	1318
992	430	786	941	1081	1261	1545
993	447	818	979	1125	1312	1915
994	464	849	1016	1167	1362	2136
995	481	879	1052	1208	1410	2298

表 2-4 水库水位~库容~泄量关系

Tab. 2-4 Relationship between reservoir level~capacity~discharge

水位(m)	库容(10^8m^3)	下泄流量($\text{m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$)
983	1.460	690.6
984	1.497	812.7
985	1.535	952.7
986	1.576	1028.6
987	1.617	1107.5
988	1.658	1277.3
989	1.699	1452.1
990	1.740	1651.8
991	1.782	1849.5

续表 2-4

水位(m)	库容(10^8m^3)	下泄流量($\text{m}^3\cdot\text{s}^{-1}$)
992	1.825	2081.2
993	1.868	2455.8
994	1.911	2681.9
995	1.954	2847.9

2.2.2 肯斯瓦特水库现行调度规则

水库现行调度规则是根据坝前各级控制水位选择下泄流量^[46]。水库设计汛限水位为 984 m、下游安全泄量为 $500\text{ m}^3\cdot\text{s}^{-1}$ ，以此作为控制条件进行调洪，其中调洪规则为（表 2-5）：

（1）洪水初始阶段。当入库流量小于 $500\text{ m}^3\cdot\text{s}^{-1}$ 时：水库控制下泄流量等于入库流量，维持库水位为汛限水位 984 m。

（2）洪水起涨与洪峰阶段。当入库流量大于 $500\text{ m}^3\cdot\text{s}^{-1}$ 时：水库水位在 984 m 和防洪高水位 992.66 m 之间时，控制下泄流量不超过 $500\text{ m}^3\cdot\text{s}^{-1}$ ；当水库水位超过 992.66 m，入库洪水不超过水库下泄能力时：控制下泄流量按入库洪水流量下泄，维持水位为 992.66 m；入库洪水超过水库泄流能力时：按照泄流能力自由下泄。

（3）洪水退水阶段。当水库水位在 984 m 和 992.66 m 之间时：入库流量小于 $500\text{ m}^3\cdot\text{s}^{-1}$ 时：下泄流量为 $500\text{ m}^3\cdot\text{s}^{-1}$ ，使水库水位下降至 984 m；入库流量大于 $500\text{ m}^3\cdot\text{s}^{-1}$ ，小于水库泄流能力时：控制下泄流量按入库流量下泄，维持水库水位；入库流量大于泄流能力时：按照泄流能力自由下泄；当水库水位等于 984 m 时：入库流量小于泄流能力时：控制下泄流量，维持水位为 984 m；入库流量大于水库泄流能力时：按照泄流能力自由下泄。

表 2-5 肯斯瓦特水库现行调度规则

Tab. 2-5 Current scheduling rules for Kenswat Reservoir

时段	水位 Z (m)	洪水入库流量 Q ($\text{m}^3\cdot\text{s}^{-1}$)	下泄流量 q ($\text{m}^3\cdot\text{s}^{-1}$)
涨水	$Z=984$	$Q<500$	$q=Q$
	$984<Z\leq 992.66$	$Q\geq 500$	$q=500$
	$Z>992.66$	$500<Q\leq \text{下泄能力}$	$q=Q$
		$Q>\text{下泄能力}$	自由下泄
退水	$984<Z\leq 992.66$	$Q<500$	$q=500$

续表 2-5

时段	水位 Z (m)	洪水入库流量 Q ($\text{m}^3\cdot\text{s}^{-1}$)	下泄流量 q ($\text{m}^3\cdot\text{s}^{-1}$)
退水	$984 < Z \leq 992.66$	$500 < Q \leq \text{下泄能力}$	$q = Q$
		$Q > \text{下泄能力}$	自由下泄
	$Z = 984$	$Q \leq \text{下泄能力}$	$q = Q$
		$Q > \text{下泄能力}$	自由下泄

2.3 肯斯瓦特水库汛限水位动态控制的必要性分析

水库防洪调度实践经验表明，采用原水库规划设计的汛限水位和调度规则来进行水库防洪调度，虽然可以保障防洪安全，但不利于发挥洪水的兴利作用，难以有效平衡防洪安全与合理利用洪水资源之间的矛盾。

肯斯瓦特水库的规划设计需要为玛纳斯河流域全灌区提供 $P=75\%$ 的供水保证率，尤其对南部 $7.652\times10^4\text{ hm}^2$ 灌区提供稳定的水源，同时利用坝后电站，为石河子电网增加 100 MW 的水电装机容量，并承担调峰任务^[47]。据报道，因生态流量严重不足，肯斯瓦特水库下游部分河段除 7、8 月汛期外，常年处于断流状态，调整水库管理思路，维持河道生态流量十分必要。近年来，肯斯瓦特水库常常遇到汛期洪水过后长时间干旱无雨、灌溉供水短缺、预期效益难以保证的不利局面。水库在全汛期防洪调度中，以静态汛限水位 984 m 应对不同标准洪水，正常蓄水位为 990 m，水库在汛期调度中还有较大的可利用库容，所以有必要对肯斯瓦特水库在保证防洪安全的前提下，根据水库上下游实测和预报的水雨情信息研究汛限水位动态控制方案来指导水库适当提高汛限水位，以提升水库对洪水的调蓄能力，增加水库汛末期蓄水量。

2.4 肯斯瓦特水库汛限水位动态控制的可行性分析

2.4.1 洪水预报信息的可行性分析

根据何新林等^[48]研究的玛纳斯流域洪水预报模型，将自回归滑动平均模型 $ARMA(p,q)$ ，概化为 $ARMA(p,1)$ ，并运用最小信息(AIC)准则，确定模型的最佳阶数 p ，运用修正的可变遗忘因子递推最小二乘法，进行参数的动态修正。通过对玛纳斯河流域洪水的预报，表明该模型具有较高的预报精度，其洪量相对误差 $<8\%$ ，确定性系数 $>90\%$ ，洪峰相对误差 $<11\%$ ，峰现时差基本 ≤ 1 个预报时段，对流域 11 场洪水的预报合格率为 90.9 %。根据水文情报预报规范（GB/T 22482-2008），可用于肯斯瓦特水库汛限

水位动态控制中。预报模型对玛纳斯河流域汛期（6-8 月）洪量预报成果（部分）和流域洪峰预报成果（部分）见表 2-6 和 2-7。

表 2-6 预报项目洪量预报成果（部分）

Tab. 2-6 Forecasting project total flooding forecast results (partial)		
预报年份	洪量相对误差（%）	确定性系数（%）
1998	7.2	90.5
1997	3.5	94.2
1995	3.9	93.2
1988	4.5	92.0

表 2-7 预报项目洪峰预报成果（部分）

Tab. 2-7 Forecasting project Peak flooding forecast results (partial)				
洪水编号	实测值（m ³ ·s ⁻¹ ）	预报值（m ³ ·s ⁻¹ ）	洪峰相对误差（%）	峰现时差（d）
19980702	209	199	-4.8	0
19970712	302	297	-1.7	0
19950718	182	196	7.7	-1
19880803	223	218	-2.2	0

2. 4. 2 降水预报信息的可行性分析

本文研究区域为新疆玛纳斯河流域肯斯瓦特水库坝址以上控制流域，研究区内没有传统气象站点，肯斯瓦特水文站作为水库出库控制站，其测站海拔为 900 m，远低于研究区 3254 m 的平均海拔，由于山区垂直气候带的作用，水文站的气象数据无法准确反映中高海拔山区的气象情况，研究区缺乏必要的历史气象资料^[49]，所以本文使用的降水和气温数据分别为中国气象数据网（<https://data.cma.cn>）公布的中国地面降水日值 0.5°×0.5°格点数据集（V2.0）（以下简称降水格点数据集）、中国地面气温日值 0.5°×0.5°格点数据集（V2.0）（以下简称气温格点数据集）。数据集是基于我国 2472 个气象站的气象数据，运用地理空间技术与薄盘样条插值法，得到分辨率为 0.5°×0.5°的降水和气温数据集^[50]，相比众多全球范围的降水与气温数据，该数据集对中国地区更有针对性。数据集经验证与误差分析，质量状况良好^[51-52]。

为揭示降水和气温格点数据的空间分布情况，本文基于气象格点 2000-2013 年多年平均降水和气温数据，采用 ArcGIS 软件地统计分析（*Geostatisticalanalyst*）模块中考虑 DEM 高程数据的协同克里金插值法（*Co-kriginginterpolation*）得到研究区多年平均降水量（图 2-2）和气温（图 2-3）的空间分布数据。

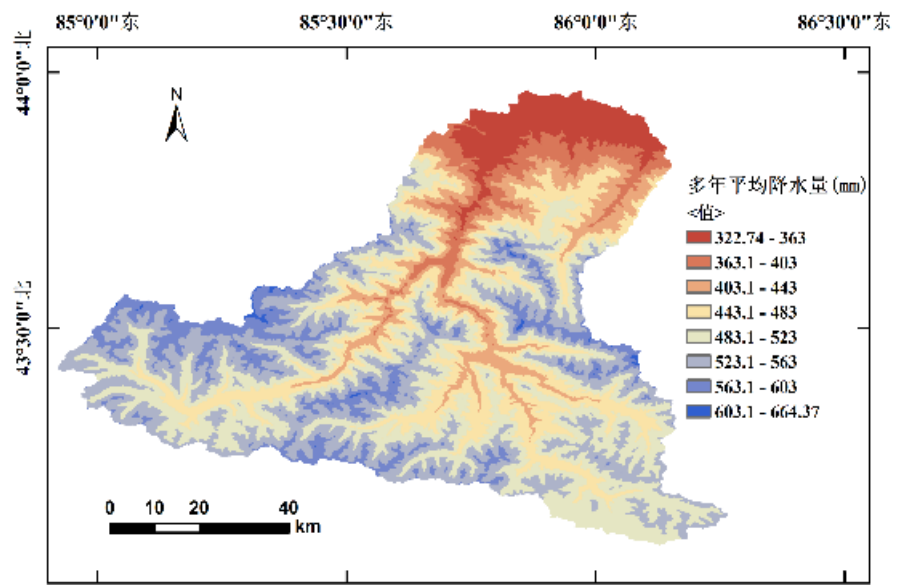


图 2-2 研究区多年平均降水量空间分布

Fig. 2-2 Spatial distribution of multi-year average precipitation in the study area

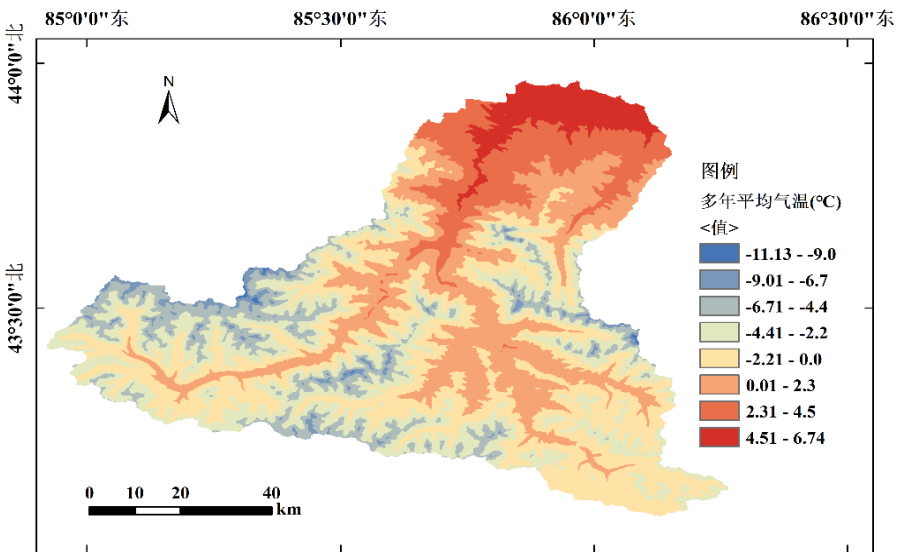


图 2-3 研究区多年平均气温空间分布

Fig. 2-3 Spatial distribution of multi-year average temperatures in the study area

从图 2-2 和图 2-3 可以看出，研究区降水量从东北到西南方向随高程递增，从流域出山口到高山区，降水量由 322.74 mm 增加到 664.37 mm；气温从东北到西南方向随高程递减，从流域出山口到高山区，气温由 6.74 °C 降低到 -11.13 °C，研究区多年平均降水和气温空间分布情况与有关学者研究结果^[53-54]基本一致。有关研究表明研究区多年平均降水量 500 mm^[55]，多年平均气温 -2 °C^[56]，对空间分布数据计算得到研究区多年平均降水量 473.56 mm、气温 -1.63 °C，格点数据集对研究区的降水存在低估，对气温存在高估。

相比于在统计学上的差异和一致性，在水文研究中更加关注降水和气温数据在流域径流模拟上的精度和表现。为进一步验证格点数据对肯斯瓦特水库坝址以上流域的代表性，运用降水与气温格点数据分别驱动 HBV 模型和 SRM 模型对玛纳斯河2000-2013年日尺度和月尺度径流进行模拟，依据肯斯瓦特水文站2000-2013年实测流量数据对模型进行校准，其中2000-2010年为率定期，2011-2013年为验证期，径流过程模拟结果见图 2-4和图2-5。

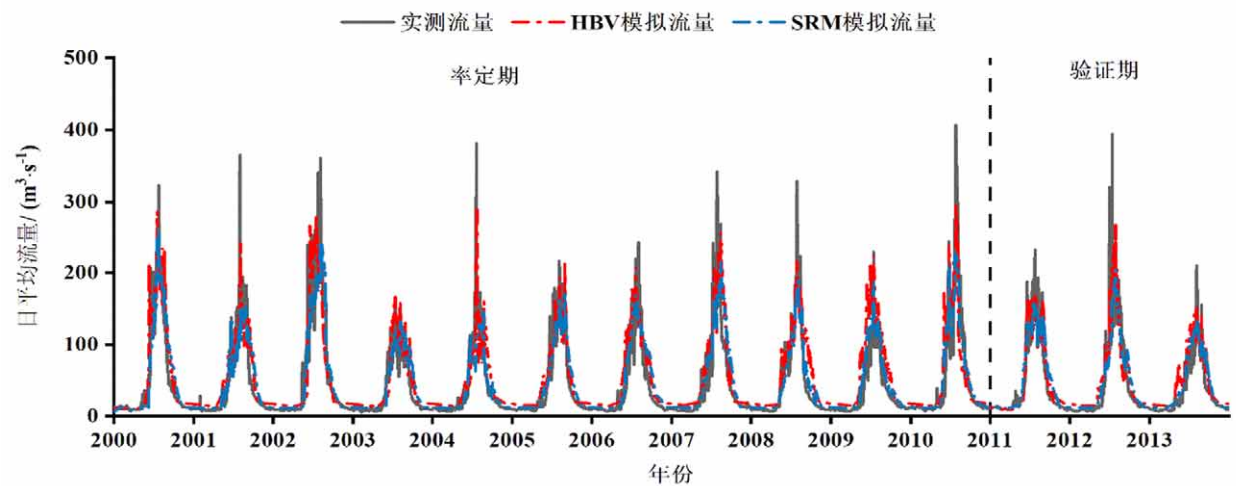


图 2-4 2000-2013 年日平均实测与模拟流量

Fig. 2-4 Daily average measured and simulated flows from2 000 to 2013

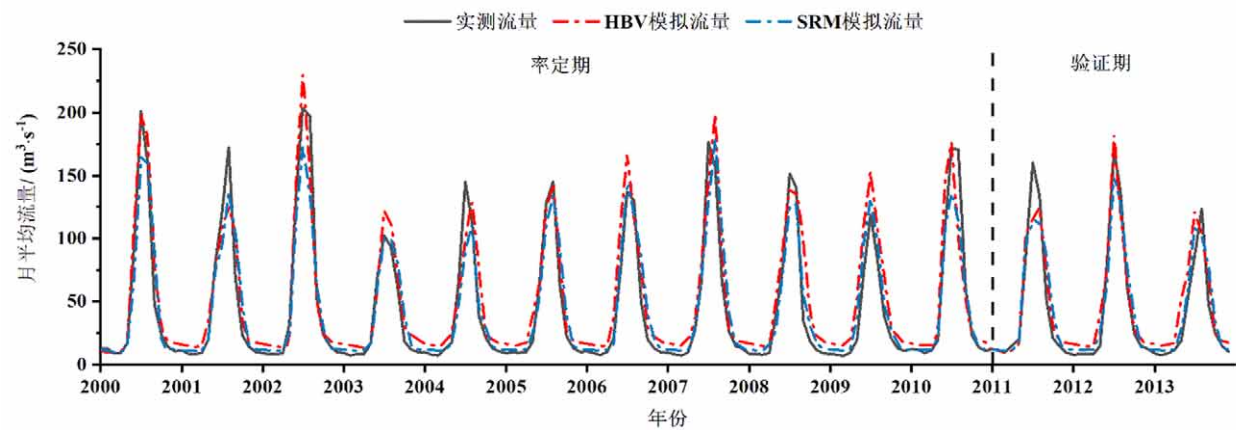


图 2-5 2000-2013 年月平均实测与模拟流量

Fig. 2-5 Monthly average measured and simulated flows from 2000 to 2013

选取 Nash-Sutcliffe 系数 (NSE)、相对均方根误差 (RSR) 和百分比偏差 ($PBIAS$) 对模型适用性评价指标。 NSE 系数有 NSE 和 $Log(NSE)$ 两种, NSE 对峰值流量更敏感, $Log(NSE)$ 对低流量更为敏感^[57]。Singh^[58]等人提出的 RSR 表示模拟值与相应实测值的离散程度, RSR 由实测值标准差将均方根误差 ($RMSE$) 标准化得到。 $PBIAS$ 表示模拟值的平均趋势相对实测值平均趋势的偏离程度^[59]。

$$NSE = 1 - \frac{\sum (Q_{obs} - Q_{sim})^2}{\sum (Q_{obs} - \overline{Q_{obs}})^2} \tag{2-1}$$

$$Log(NSE) = 1 - \frac{\sum (\ln Q_{obs} - \ln Q_{sim})^2}{\sum (\ln Q_{obs} - \ln \overline{Q_{obs}})^2} \tag{2-2}$$

$$RSR = \frac{RMSE}{STDEV_{obs}} = \frac{\left[\sqrt{\sum (Q_{obs} - Q_{sim})^2} \right]}{\left[\sqrt{\sum (Q_{obs} - \overline{Q_{obs}})^2} \right]} \tag{2-3}$$

$$PBIAS = \left[\frac{\sum (Q_{obs} - Q_{sim})}{\sum Q_{obs}} \right] \times 100\% \tag{2-4}$$

式中： Q_{obs} 为实测流量， $m^3 \cdot s^{-1}$ ； $\overline{Q_{obs}}$ 为实测流量的平均值， $m^3 \cdot s^{-1}$ ； Q_{sim} 为模拟流量， $m^3 \cdot s^{-1}$ ； $\overline{Q_{sim}}$ 为模拟流量的平均值， $m^3 \cdot s^{-1}$ 。

NSE 和 $Log(NSE)$ 的值越接近 1 表示模拟与实测流量的一致性越好，其中 1 是最佳值（即 Q_{sim} 等于 Q_{obs} ）^[60]。 RSR 越小模型模拟效果越好， RSR 的最佳值为 0。 $PBIAS$ 可以是正值或负值，负值表示模拟流量偏高，正值表示模拟流量偏低， $PBIAS$ 的最佳值为 0 %。本文使用 Moriasi 等^[61]提出的评价指标性能等级分类标准对模拟效果进行评估（表 2-8），当三个指标对一次模拟结果评价的性能等级不统一时，以三个指标中最低等级为总体评价的性能等级。

表 2-8 评价指标性能等级分类标准

Tab. 2-8 Criteria for classifying performance levels of evaluation indicators

性能等级	NSE	RSR	$PBIAS$ (%)
非常好	$0.75 < NSE \leq 1.00$	$0.00 \leq RSR \leq 0.50$	$ PBIAS < 10$
良好	$0.65 < NSE \leq 0.75$	$0.50 < RSR \leq 0.60$	$10 \leq PBIAS < 15$
满意	$0.50 < NSE \leq 0.65$	$0.60 < RSR \leq 0.70$	$15 \leq PBIAS < 25$
不满意	$NSE \leq 0.50$	$RSR > 0.70$	$ PBIAS \geq 25$

表 2-9 径流模拟结果评价指标值

Tab. 2-9 Indicator values for the evaluation of runoff simulation results

评价指标	模型名称	率定期（2000-2010）		率定期（2000-2010）	
		日尺度	月尺度	日尺度	月尺度
NSE	HBV 模型	0.77	0.85	0.76	0.87
	SRM 模型	0.73	0.80	0.71	0.84

续表 2-9

评价指标	模型名称	率定期（2000-2010）		率定期（2000-2010）	
		日尺度	月尺度	日尺度	月尺度
Log (NSE)	HBV 模型	0.79	0.82	0.77	0.85
	SRM 模型	0.85	0.87	0.83	0.86
RSR	HBV 模型	0.48	0.37	0.49	0.34
	SRM 模型	0.51	0.42	0.54	0.36
PBIAS (%)	HBV 模型	-14.53	-12.22	-14.74	-11.84
	SRM 模型	-11.47	-10.96	-12.54	-10.33

整体参照表 2-8 评价等级分类标准，以评价指标中最低的性能评价等级作为模型总体的评价等级，HBV 模型和 SRM 模型的两个时间尺度径流模拟效果评价等级都为“良好”（表 2-9）。空间插值对比分析和径流模拟结果评价说明降水和气温格点数据可以代表肯斯瓦特水库坝址以上流域的降水和气温数据。

按国家标准（GB/T28592-2012）24 小时内降水量分为降雨和降雪两种类型^[62]，由于积雪具有一定稳定性，降雪不像降雨产流一样短时间内产生洪水，且肯斯瓦特水库汛期在 6-8 月的夏季，对温度格点多年日平均数据进行统计，研究区汛期气温均大于 3℃的冰点温度，汛期内的降水形式基本为降雨，所以本章主要统计分析降雨预报在水库汛限水位动态控制的可用性。

在利用降雨预报信息提高水库汛限水位动态控制的预见期时，若采用未来 24h 降雨预报信息，则降雨有可能发生在未来 24 h 降雨预报的初期，则此种情况下降雨预报可利用的预见期最短为 0 h，因此，本文选用中央气象台对肯斯瓦特水库所在区域 2011-2013 年 6 月 1 日至 8 月 31 日的未来 24-48 h 的降雨预报资料和水库坝址以上流域的平均日降雨量资料，计算出中央气象台未来 24-48 h 降雨预报的准确率、漏报率和空报率，进而分析降雨预报在研究区的可用性。降雨分为 7 个等级（表 2-10），考虑到研究区暴雨及以上等级降雨发生的次数较少，将暴雨及以上等级合并在一起进行统计分析，中央气象台 24-48 h 各量级降雨预报精度分析见表 2-11。

表 2-10 24 小时降雨量分级

Tab. 2-10 24-hour rainfall classification

分级	无雨	小雨	中雨	大雨	暴雨	大暴雨	特大暴雨
降雨量（mm）	<0.1	0.1-9.9	10-24.9	25.0-49.9	50.0-99.9	100.0-249.9	≥250.0

降雨预报准确率 α 计算公式为：

$$\alpha = \frac{x}{p} \times 100\%$$

(2-5)

式中： x 表示实际降雨量在预报降雨等级内的频次； p 为预报频次。

降雨预报漏报率 β 计算公式为：

$$\beta = \frac{y}{p} \times 100\%$$

(2-6)

式中： y 表示实际降雨量大于预报降雨等级最大值的频次。

降雨预报空报率 γ 计算公式为：

$$\gamma = \frac{z}{p} \times 100\%$$

(2-7)

式中： z 表示实际降雨量小于预报降雨等级最小值的频次，其中 $\alpha + \beta + \gamma = 1$ 。

表 2-11 中央气象台 24-48 h 各量级降雨预报精度分析

Tab. 2-11 Central Weather Bureau 24-48 h rainfall forecast accuracy analysis by magnitude

量级	统计项目	发布	实际降雨等级频次及频率					准确率 (%)	漏报率 (%)	空报率 (%)
		预报 频次	无雨	小雨	中雨	大雨	暴雨及 以上			
无雨	发生频次	92	71	18	3	0	0	77.2	22.8	0
	频率 (%)		77.2	19.5	3.3	0	0			
小雨	发生频次	169	55	104	10	0	0	61.5	6.0	32.5
	频率 (%)		32.5	61.5	6.0	0	0			
中雨	发生频次	14	0	7	6	1	0	42.9	7.1	50.0
	频率 (%)		0	50.0	42.9	7.1	0			
大雨	发生频次	1	0	0	0	1	0	100.0	0	0
	频率 (%)		0	0	0	100.0	0			
暴雨及 以上	发生频次	0	0	0	0	0	0	—	—	—
	频率 (%)									

从水库防洪安全的角度对研究区降雨预报精度进行分析可知，中央气象台预报 24-48 h 无雨的准确率为 77.2 %，24-48 h 小雨的准确率为 61.5%，预报 24-48 h 无雨实际发生中雨的频率仅为 3.3 %，发生大雨及以上的频率为 0。预报 24-48 h 小雨实际发生中雨的频率仅为 6 %，发生大雨及以上的频率为 0。中央气象台对流域未来 24-48 h 各预报降雨量级对应的实际降雨量的空报率大于漏报率，除无雨预报外，其他等级降雨有“预报

偏大”的倾向,从防洪安全角度来看,汛期降雨预报偏大是可以接受的。根据现有资料,中雨及以上等级降雨预报样本总数过少,本文不采用其统计分析结果。经分析研究区无雨和小雨的预报信息在肯斯瓦特水库汛限水位动态控制中是可用的。

2.5 本章小结

本章介绍了肯斯瓦特水库所处流域的水文气象概况和水库工程概况,并对水库施行汛限水位动态控制的必要性和流域洪水预报项目的可用性进行了分析。针对水库坝址以上控制流域没有传统气象站点,研究区缺乏必要的历史气象资料,对使用卫星格点数据来代表研究区降水和气温实测数据的插值精度进行对比,并运用格点数据驱动 HBV 和 SRM 两个水文模型对格点数据的代表性进行评价与分析,然后对格点不同量级降雨数据与中央气象台发布的 24-48 h 降雨预报的准确率、漏报率和空报率进行分析。得出以下结论:

(1) 肯斯瓦特水库常常遇到汛期洪水过后长时间干旱无雨、灌溉供水短缺、预期效益难以保证的不利局面。有必要调整水库汛限水位现行的静态控制为动态控制,以增强水库对洪水的调蓄作用。

(2) 玛纳斯河流域洪水预报项目,根据规范预报精度评定为甲级,可用于肯斯瓦特水库汛限水位动态控制。空间插值结果对比和径流模拟结果评价说明气象格点数据可以代表肯斯瓦特水库坝址以上流域的降水和气温数据。中央气象台在研究区预报 24-48 h 无雨和小雨等级降雨的精度满足要求,可用在肯斯瓦特水库汛限水位动态控制中,中雨及雨及以上量级降雨预报样本总数过少,不采用其预报结果。

第3章 基于分形理论的肯斯瓦特水库汛期分期

汛期分期是处理防洪与兴利矛盾的关键之一。在干旱区，径流多集中在 6-8 月份，如在此期间水库不特机蓄洪，汛末很难蓄满兴利库容，但又不能一进入汛期就蓄水，使水库承担很大的风险。最常用的办法是将汛期分为前汛期、主汛期和后汛期。根据玛纳斯河流域管理章程（1996）规定，玛纳斯河汛期为 7 月 1 日至 9 月 10 日^[63]，为了研究肯斯瓦特水库汛限水位动态控制，合理调蓄洪水，充分利用水资源，需要将汛期再划分为多个洪水分期。

3.1 分形理论介绍

美国数学家 B. B. Mandelbrot 于 1975 年首次提出分形（*fractal*）的概念，主要用来描述粗糙不规则的对象^[64]。分形理论具有标度不变性和自相似性等特性，揭示了非线性系统中确定性与随机性的统一^[65]。水文现象随时间的变化，称为水文过程。水文过程的形成与演变过程受降水量时间和空间分布、下垫面和人类活动等多种因素的影响，表现出随机性和非线性。水文过程受气候因素的影响，具有以年为周期的季节变化，年内汛期洪水总趋势与洪水过程间也表现为确定性与相似性，水文过程表现出的这些特性，与分形理论揭示的特性一致，可运用该理论研究水文过程中洪峰散点序列汛期分布的水文现象，对汛期进行划分。

在河流洪水随时间变化这一复杂水文过程中蕴含着特殊的规律性，分形理论可以在一定条件下反映出这个特性^[66]，原理是连续时段内洪水流量相近，分形理论中的容量维数 D 是一个常数，可用来反映洪水流量样本集（系列）具有的标度不变性这个特性。可以通过判断相邻洪水分期时段间的容量维数 D 的相近性来进行汛期的划分。如果相邻洪水分期时段的容量维数 D 相差较小便可归为一个汛期，如果相邻洪水分期时段容量维数 D 有一定差异，则作为前后两个汛期。

3.2 汛期样本分析

根据肯斯瓦特水文站 1956-2013 年日平均径流数据，统计出水文站多年月平均径流量及各月年内占比情况，见图 3-1，表 3-1。

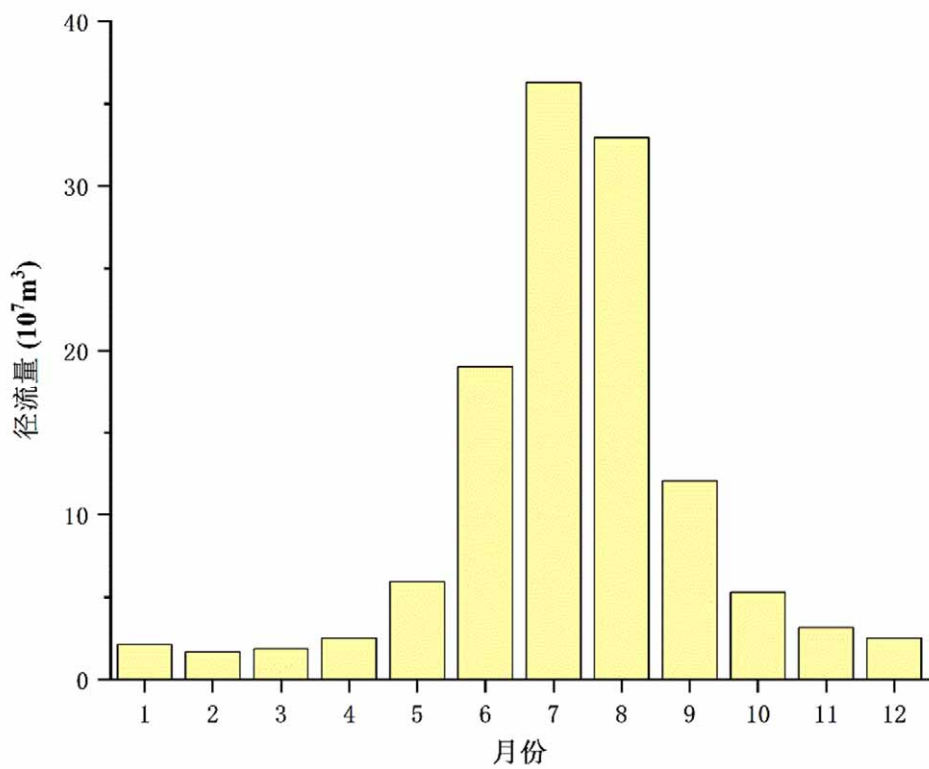


图 3-1 肯斯瓦特水文站多年月平均径流量

Fig. 3-1 Multi-year average monthly runoff at Kenswat hydrological station

表 3-1 肯斯瓦特水文站多年月平均径流量及占比

Tab. 3-1 Multi-year average monthly runoff volumes and percentages at Kenswat hydrological station

项目	1 月	2 月	3 月	4 月	5 月	6 月	7 月	8 月	9 月	10 月	11 月	12 月
径流量 (10 ⁷ m ³)	2.13	1.67	1.88	2.52	5.91	19.04	36.29	32.95	12.05	5.28	3.16	2.51
占全年百分比 (%)	1.70	1.33	1.50	2.01	4.71	15.18	28.94	26.28	9.61	4.21	2.52	2.00

从表 3-1 可以看出，7 月份占全年径流量最大为 28.94 %，6-8 月份径流量全年占比 70.40 %，所以初步拟定肯斯瓦特水库汛期为 6 月 1 日到 8 月 31 日。

分形理论以日尺度对汛期划分，则取 1 日为最小时段长，选用 1956-2013 年肯斯瓦特水文站汛期日平均最大流量为研究系列样本，系列长度为 92，得到基本满足数据独立性要求且接近于布朗运动的径流序列，符合分形理论揭示的特性^[67]。研究系列样本散布图如图 3-2。

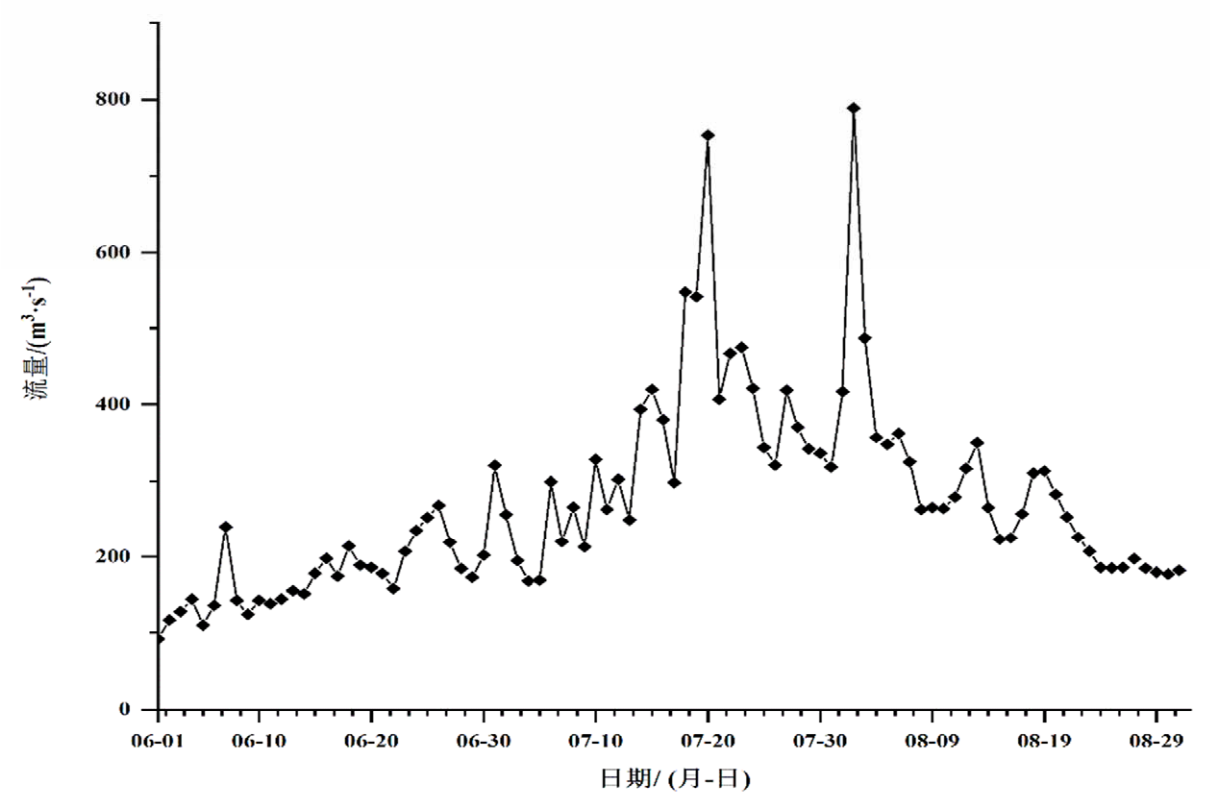


图 3-2 肯斯瓦特水文站历年汛期最大日平均流量

Fig. 3-2 Maximum daily average flow at Kenswat hydrographic station during the calendar year

3.3 分形理论分期计算过程与结果

3.3.1 分形理论计算方法

分形理论具体计算方法为^[68]：（1）由研究样本的时段长度，选定初始分期时段长 T ，选取划分洪水分期的指标分割流量值 Y_Q ^[69]。

（2）取一初始时间尺度 \mathcal{E} ，统计样本流量超过 Y_Q 的时段数 $N(\mathcal{E})$ ，计算相对时间尺度 $N_T=T/\mathcal{E}$ 、相对量度值 $NN(\mathcal{E})=N(\mathcal{E})/N_T$ ，并计算 $\ln NN(\mathcal{E})$ 和 $\ln(\mathcal{E})$ ，获得一个点据 $(\ln(\mathcal{E}), \ln NN(\mathcal{E}))$ 。

（3）变换不同的时间尺度 \mathcal{E} ，重复步骤(2)，可以获得一系列点据，得到 $\ln(\mathcal{E})\sim\ln NN(\mathcal{E})$ 相关图，确定相关图拟合直线的斜率 b ，算出时段长为 T 样本的容量维数 $D=2-b$ 。

（4）增加分期时段长 T 重复步骤（1）-（3），计算出各分期时段的容量维数 D 。根据钱镜林等^[70]的研究，本次分形以相邻分期的容量维数 D 相对差值的绝对值不大于临界值 5 %作为同一分期，以大于临界值 5 %的时段为起始点，计算下一分期。

3.3.2 前汛期分期计算与结果

由肯斯瓦特水库汛期时间可知，前汛期的起始日期为6月1日，初步假定 $T=20\text{ d}$ ，即6月1日到6月20日作为总时段长，指标分割值 Y_Q 取 $180\text{ m}^3\cdot\text{s}^{-1}$ ，然后以 5 d 为步长进行累加，分别计算 $T=25\text{ d}$ 、 $T=30\text{ d}$ 、 $T=35\text{ d}$ 的容量维数。变换不同的时间尺度 \mathcal{E} （分别取1、2、3、4、5、6 d）运用上述计算方法作出 $\ln(\mathcal{E})\sim\ln NN(\mathcal{E})$ 相关图（图3-3），得到点据拟合直线的斜率 b ，再计算出各分期时段的容量维数 D ，结果如表3-2所示，不同分期容量维数相对差值计算结果如表3-3所示。

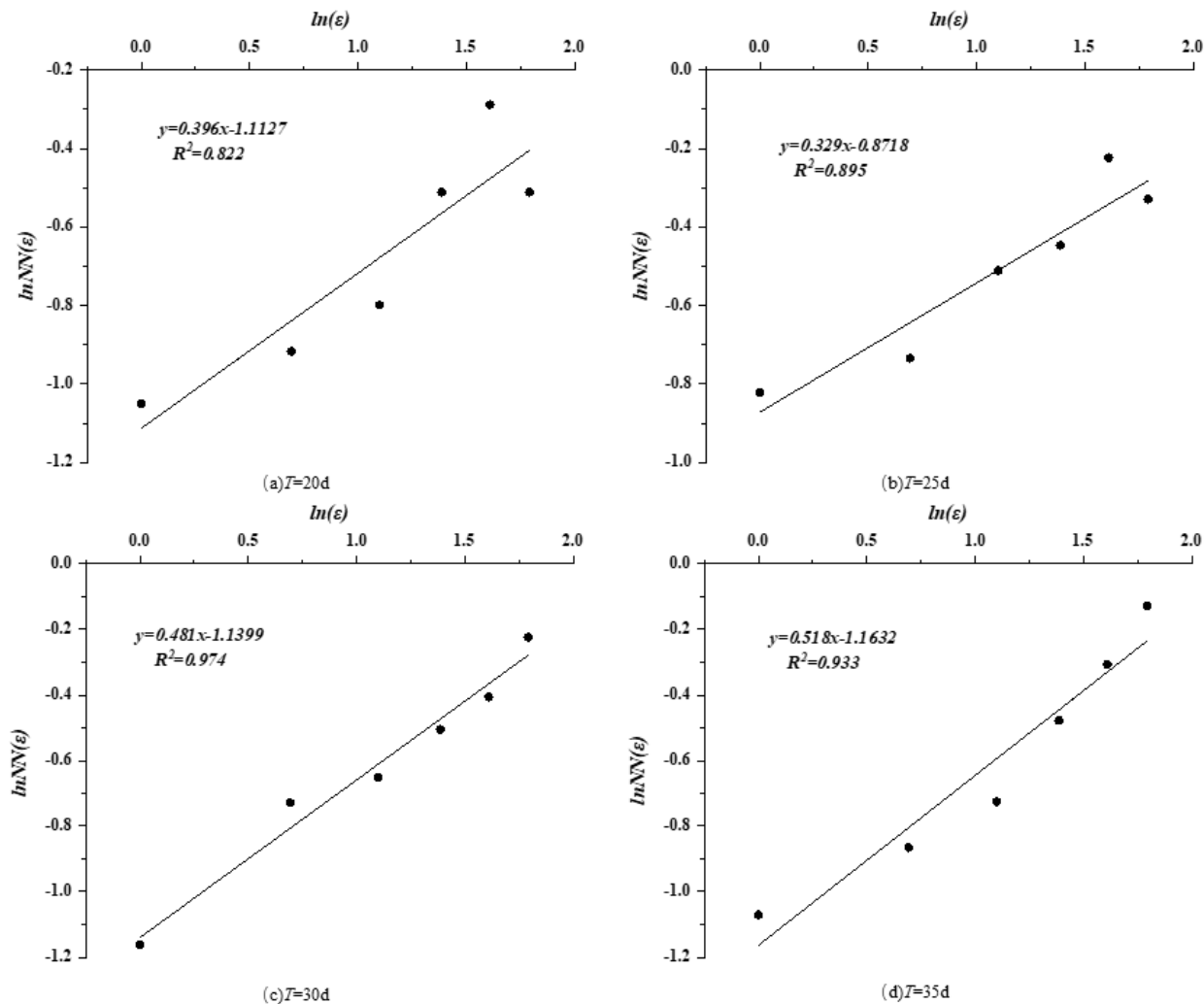


图 3-3 前汛期 $\ln(\mathcal{E})\sim\ln NN(\mathcal{E})$ 相关图

Fig. 3-3 Plot of $\ln(\mathcal{E})\sim\ln NN(\mathcal{E})$ correlation in the pre-flood period

表 3-2 前汛期不同分期容量维数

Tab. 3-2 Different staged capacity dimensions in the pre-flood period					
编号	分期		相关系数 R^2	斜率 b	容量维数 D
	起讫时间	时段长 $T(d)$			
A1	06.01-06.20	20	0.822	0.396	1.604
B1	06.01-06.25	25	0.895	0.329	1.671
C1	06.01-06.30	30	0.974	0.481	1.519
D1	06.01-07.05	35	0.923	0.518	1.482

表 3-3 前汛期不同分期容量维数相对差值

Tab. 3-3 Relative difference in capacity dimensions for different phases of the pre-flood period			
开始日期	终止日期	容量维数 D	相对差值的绝对值 (%)
06.01	06.20	1.604	
06.01	06.25	1.671	4.18
06.01	06.30	1.519	9.10
06.01	07.05	1.482	2.44

由表 3-3 可知，6 月 1 日到 6 月 20 日分期与 6 月 1 日到 6 月 25 日分期的容量维数相对差值在临界值 5 %之内，认定为同一个分期。6 月 1 日到 6 月 25 日分期与 6 月 1 日到 6 月 30 日分期的容量维数相对差值在临界值 5 %之外，认定为不同分期，所以前汛期的起讫时间为 6 月 1 日到 6 月 25 日。

3.3.3 主汛期分期计算与结果

根据前汛期的分期结果可知，主汛期以 6 月 26 日为起点，初步假定 $T=35\text{ d}$ ，即 6 月 26 日到 7 月 30 日作为初始分期时段长，指标分割值 Y_Q 取 $340\text{ m}^3\cdot\text{s}^{-1}$ ，然后以 5 d 为步长进行累加，分别计算 $T=40\text{ d}$ 、 $T=45\text{ d}$ 、 $T=50\text{ d}$ 的容量维数。类比前汛期的计算方式，得到主汛期 $\ln(\mathcal{E})\sim\ln NN(\mathcal{E})$ 相关图（图 3-4），主汛期不同分期容量维数计算结果（表 3-4），不同分期容量维数相对差值计算结果（表 3-5）。

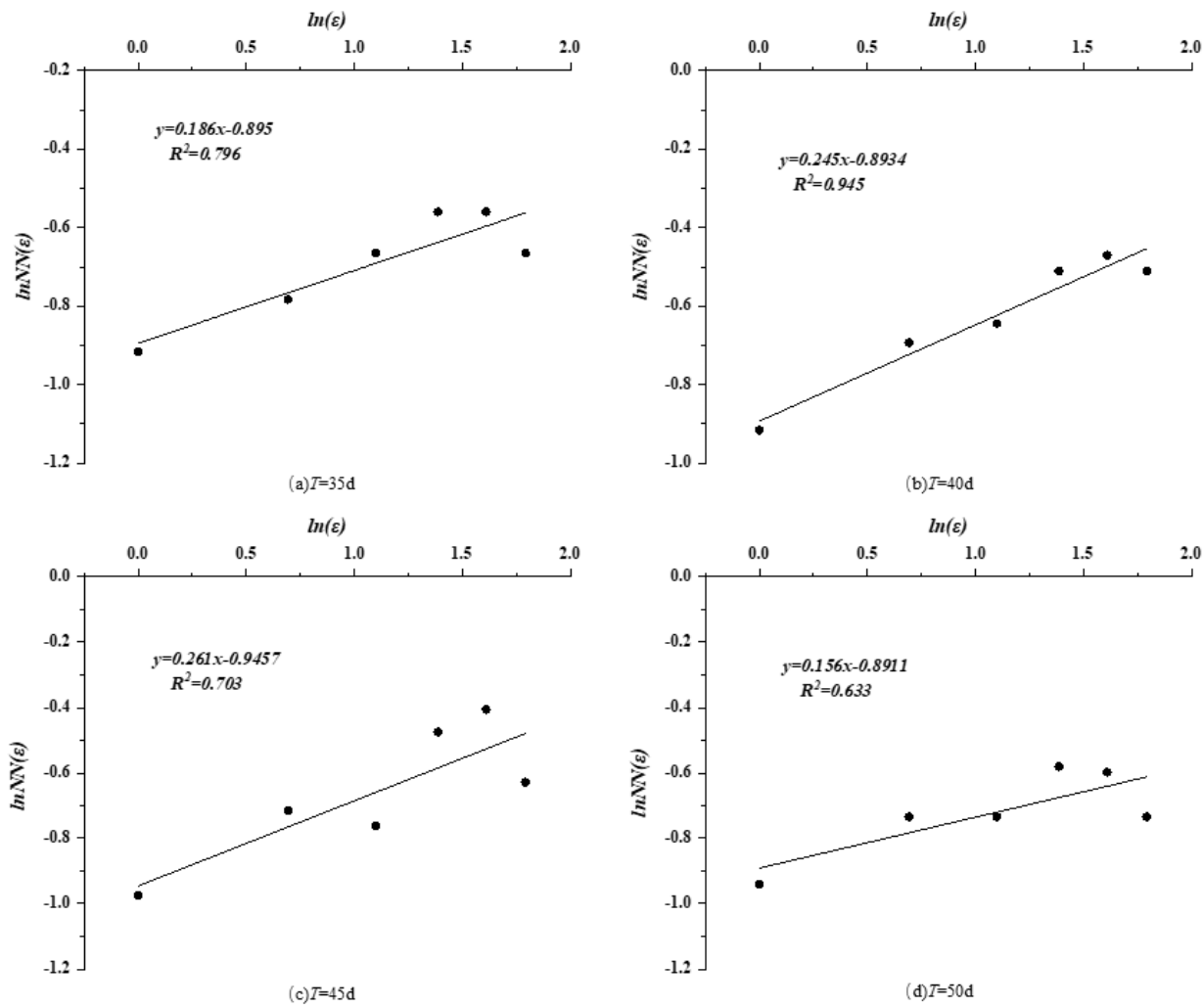


图 3-4 主汛期 $\ln(\epsilon)\sim\ln NN(\epsilon)$ 相关图

Fig. 3-4 Correlation plot of $\ln(\epsilon)\sim\ln NN(\epsilon)$ during the main flood period

表 3-4 主汛期不同分期容量维数

Tab. 3-4 Different staged capacity dimensions for the main flood period

编号	分期		相关系数 R^2	斜率 b	容量维数 D
	起讫时间	时段长 $T(d)$			
A1	06.26-07.30	35	0.796	0.186	1.814
B1	06.26-08.04	40	0.945	0.245	1.755
C1	06.26-08.09	45	0.703	0.261	1.739
D1	06.26-08.14	50	0.633	0.156	1.844

表 3-5 主汛期不同分期容量维数相对差值

Tab. 3-5 Relative difference in capacity dimensions for different phases of the main flood period

开始日期	终止日期	容量维数 D	相对差值的绝对值 (%)
06.26	07.30	1.814	
06.26	08.04	1.755	3.25
06.26	08.09	1.739	0.91
06.26	08.14	1.844	6.04

由表 3-5 可知，6 月 26 日到 7 月 30 日分期与 6 月 26 日到 8 月 4 日分期、6 月 26 日到 8 月 4 日分期与 6 月 26 日到 8 月 9 日分期的容量维数相对差值在临界值 5 %之内，三段分期认定为同一分期。6 月 26 日到 8 月 9 日分期与 6 月 26 日到 8 月 14 日分期的容量维数相对差值在临界值 5 %之外，认定为不同分期，所以主汛期的起讫时间为 6 月 26 日到 8 月 9 日。

3.3.4 后汛期分期计算与结果

根据主汛期的分期结果可知，后汛期以 8 月 10 日为起点，初步假定 $T=10\text{ d}$ ，即 8 月 10 日到 8 月 19 日作为初始分期时段长，指标分割值 Y_Q 取 $260\text{ m}^3\cdot\text{s}^{-1}$ ，然后以 5 d 为步长进行累加，再分别计算 $T=15\text{ d}$ 、 $T=22\text{ d}$ （当 $T=15\text{ d}$ 时，时间段为 8 月 10 日到 8 月 24 日，剩下 8 月 25 日到 8 月 31 日共计 7 天，所以为方便计算，将 T 取值为 22 d）的容量维数。类比前汛期的计算方式，得到后汛期 $\ln(\mathcal{E})\sim\ln NN(\mathcal{E})$ 相关图（图 3-5），后汛期不同分期容量维数计算结果（表 3-6），不同分期容量维数相对差值计算结果（表 3-7）。

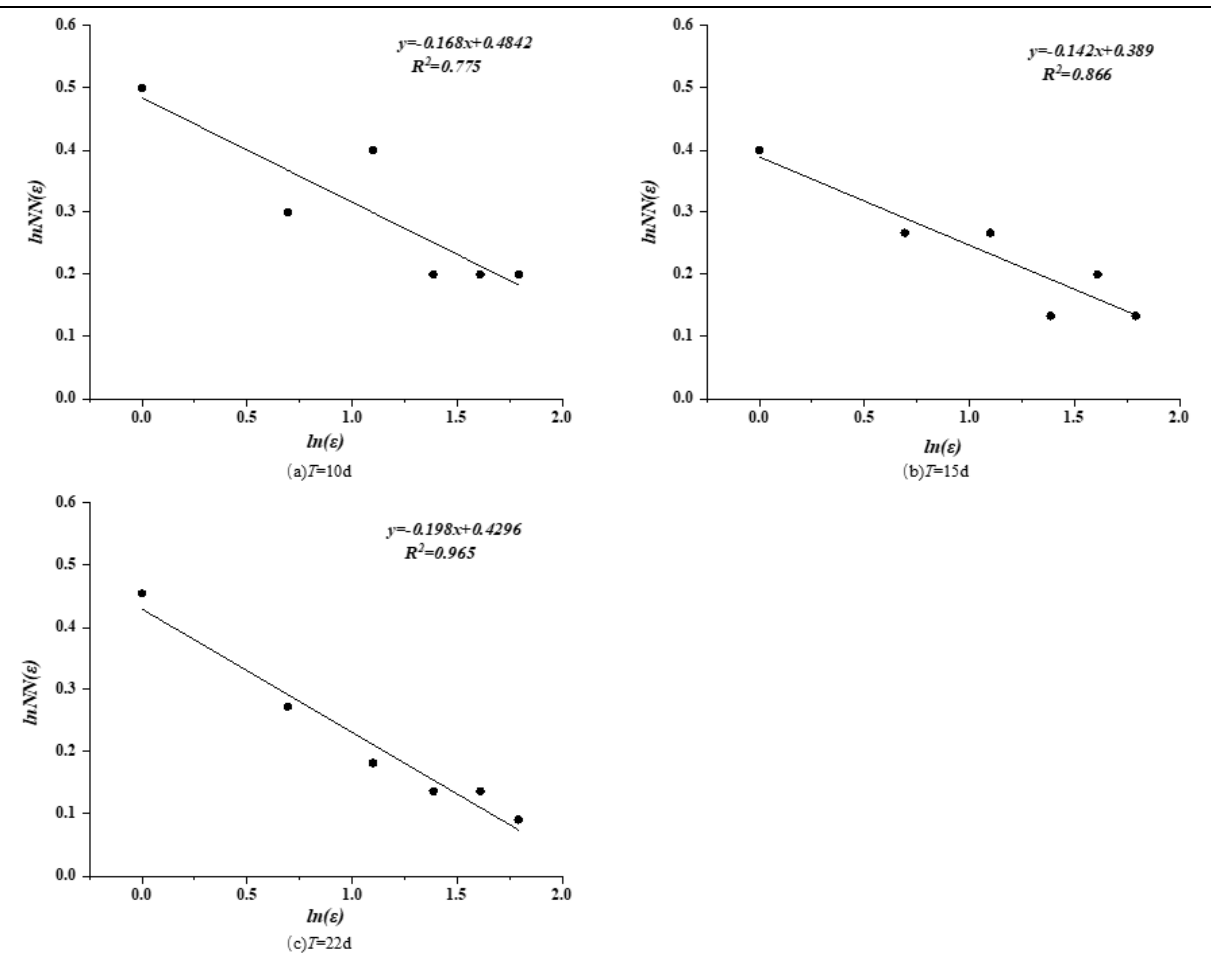


图 3-5 后汛期 $\ln(\epsilon)\sim\ln NN(\epsilon)$ 相关图

Fig. 3-5 Post-flood $\ln(\epsilon)\sim\ln NN(\epsilon)$ correlation plots

表 3-6 后汛期不同分期容量维数

Tab. 3-6 Different staged capacity dimensions for the post-flood period

编号	分期		相关系数 R^2	斜率 b	容量维数 D
	起讫时间	时段长 T (d)			
A1	08.10-08.19	10	0.775	-0.168	2.168
B1	08.10-08.24	15	0.866	-0.142	2.142
C1	08.10-08.31	22	0.965	-0.198	2.198

表 3-7 后汛期不同分期容量维数相对差值

Tab. 3-7 Relative difference in capacity dimensions for different phases of the post-flood period

开始日期	终止日期	容量维数 D	相对差值的绝对值 (%)
08.10	08.19	2.168	
08.10	08.24	2.142	1.20
08.10	08.31	2.198	2.61

由表 3-7 可知, 8 月 10 日到 8 月 19 日分期与 8 月 10 日到 8 月 24 日分期、8 月 10 日到 8 月 24 日分期与 8 月 10 日到 8 月 31 日分期的容量维数相对差值在临界值 5 % 之内, 三段分期认定为同一分期。所以后汛期的起讫时间为 8 月 10 日到 8 月 31 日。

综上, 肯斯瓦特水库汛期分为前汛期 6 月 1 日到 6 月 25 日, 主汛期 6 月 26 日到 8 月 9 日, 后汛期 8 月 10 日到 8 月 31 日。根据本文 2.1 章节中对肯斯瓦特水库多年实测流量分析, 流域洪水大部分发生在 6-8 月汛期内, 且集中发生在 7 月到 8 月上旬, 利用分形理论得到的水库汛期分期结果是合理的。

3.4 本章小结

本章在水库原规定单一汛期和对流域多年平均月径流量占比进行分析的基础上, 根据流域多年实测流量数据, 运用分形理论对肯斯瓦特水库的汛期进行分期。得到肯斯瓦特水库前汛期 6 月 1 日到 6 月 25 日, 主汛期 6 月 26 日到 8 月 9 日, 后汛期 8 月 10 日到 8 月 31 日。为后续水库主汛期和后汛期的汛限水位动态控制及防洪安全分析打下基础。

第4章 肯斯瓦特水库汛限水位动态控制方案制定

4.1 肯斯瓦特水库汛限水位动态控制域的确定

4.1.1 改进预泄能力约束法基本思想与计算公式

本文运用同时考虑洪水和降雨预报信息的改进预泄能力约束法,该方法的基本思想是:根据上文降雨预报和洪水预报信息的可行性分析,在涨洪前水库水位要降至设计汛限水位的安全原则下,在有效预见期内,利用水库水位~库容~泄流关系、下游安全下泄流量等资料综合计算出水库汛限水位动态控制域的最大值,最小值取原设计汛限水位。

计算公式^[71]如下:

(1) 计算有效预泄期:

$$T_y = T_x + T_R - T_{cu} \quad (4-1)$$

式中, T_y 为有效预泄期; T_x 为洪水预报的极限预泄期; T_R 为降雨预报的预泄期; T_{cu} 为预报调度作业时间。

(2) 计算有效预泄期内最大预蓄水量:

$$W_{yx} = (Q_{out} - Q_{in})T_y, \quad Q_{out} \leq Q_{an} \quad (4-2)$$

式中, W_{yx} 为在设计汛限水位 Z_d^0 以上的预蓄水量; Q_{out} 为 T_y 内平均泄流量,通常为安全起见取最大值,即 $Q_{out} = Q_{an}$ 为下游河道安全泄量; Q_{in} 为 T_y 内平均入流量。

(3) 计算水库汛限水位动态控制域的最大值 Z_d^+ 。实质就是已知蓄水量 W_{yx} , 设计汛限水位所对应的库容量为 $V(Z_d^0)$, 以 $[V(Z_d^0) + W_{yx}]$ 值推求水位~库容关系的过程, 用式 (4-3) 求 Z_d^+ :

$$Z_d^+ = f[V(Z_d^0) + W_{yx}], \quad Z_d^+ \leq Z_{XL} \quad (4-3)$$

式中, $V(Z_d^0)$ 为 Z_d^0 对应的库容; $f[*]$ 为水位~库容关系函数; Z_{XL} 为水库兴利水位。

4.1.2 基于改进预泄能力约束法计算水库汛限水位动态控制域

汛期是水库确保防洪安全和实现兴利效益的关键时期, 与防洪与兴利关系密切的, 是主汛期和后汛期, 主汛期主要任务是防洪, 后汛期的主要任务是蓄洪, 为蓄满兴利库容创造条件^[72], 因此本文主要计算肯斯瓦特水库汛限水位主汛期与后汛期的动态控制域。

首先需要计算运用改进预泄能力约束法所需的有效预见期。根据洪水预报可行性分析，一次洪水的极限预泄时间为水库坝址以上流域洪水起涨到下游河道安全泄量的时间，对流域 1956-2013 年洪峰流量大于 $500\text{ m}^3\cdot\text{s}^{-1}$ 的洪水起涨过程进行统计分析，一次洪水的极限预泄时间取平均值 6 h。根据降雨预报可行性分析，肯斯瓦特水库确定汛限水位动态控制域时利用的是水库坝址以上流域未来 24-48 h 降雨预报信息，实际降雨有可能发生在未来 24-48 h 降雨预报的 24 h 初期，此时降雨预报信息的可利用时间为 0 h，以安全角度考虑，降雨预报信息的可利用预见期为 24 h。根据水库调度管理经验，偏安全考虑，预报调度作业时间为 4 h。根据式（4-1）求得肯斯瓦特水库有效预泄期为： $T_y=6+24-4=26\text{ h}$ 。

将肯斯瓦特水文站 1956-2013 年历年径流在主汛期内涨洪过程中， T_y 内的最大平均流量当作主汛期有效预见期的入库流量，为 $434\text{ m}^3\cdot\text{s}^{-1}$ 。同理，后汛期有效预见期入库流量为 $388\text{ m}^3\cdot\text{s}^{-1}$ ，下游河道安全泄量为 $500\text{ m}^3\cdot\text{s}^{-1}$ ，同时肯斯瓦特水库 4-9 月的生态基流为 $6.67\text{ m}^3\cdot\text{s}^{-1}$ [73]，水库有效预泄时间平均泄流能力为 $506.67\text{ m}^3\cdot\text{s}^{-1}$ 。

表 4-1 分期汛限水位动态控制域最大值

Tab. 4-1 Maximum dynamic control area for phased flood levels

汛期分期	有效预见期 (h)	下游河道安全泄量($\text{m}^3\cdot\text{s}^{-1}$)	生态基流 ($\text{m}^3\cdot\text{s}^{-1}$)	有效预见期入库流量($\text{m}^3\cdot\text{s}^{-1}$)	有效预见期预泄水量 (10^6m^3)	动态控制域最大值 (m)
主汛期	26	500	6.67	434	6.80	985.74
后汛期	26	500	6.67	388	11.11	986.81

根据式（4-2）和式（4-3）分别计算得到主汛期和后汛期汛限水位动态控制域的最大值（表 4-1），设计汛限水位 984 m 作为水库主汛期和后汛期汛限水位动态控制域的最小值，得到肯斯瓦特水库主汛期汛限水位动态控制域为[984.00，985.74]（单位 m），后汛期水库汛限水位动态控制域为[984.00，986.81]（单位 m）。

4. 2 基于实时预蓄预泄法制定水库汛限水位动态控制方案

水库汛限水位动态控制域只是约束了汛限水位调控变动的区间，还需制定具体的汛限水位动态控制方案，以有效地指导水库汛限水位实时动态控制。肯斯瓦特水库在实时调度中根据预报洪水流量、预报降雨、水库水位和有效预见期等综合信息，以下游河道安全泄量为约束条件，基于实时预蓄预泄法控制水库下泄流量和水位对水库进行动态控制[74]，方法如下：

（1）已知 t_0 时刻水库通过控制下泄流量等于入库流量，将水位 $Z(t_0)$ 维持在汛限水位动态控制域内，即 $Z^-_d \leq Z(t_0) \leq Z^+_d$ 。首先根据洪水预报，判断未来入库洪水流量 Q_{in} 与

下游河道安全泄量 Q_{an} 的关系, 若预报未来入库洪水流量 $Q_{in} \geq 500 \text{ m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$ 时, 无论预报未来 24-48 h 为任何等级降雨, 水库都需要根据实时入库流量适当加大泄流量, 在洪水预报的极限预泄期 T_x 内将水库水位 $Z(t_0)$ 下降至汛限水位动态控制域的最小值 Z_d^- , 之后按照水库现行调度规则调洪, 此时汛限水位动态控制方法为:

①以 t_0 时刻入库流量 $Q_{in}(t_0)$ 作为调洪起始流量, 根据水库 t_0 时刻入库和下泄流量, 计算极限预泄期 T_x 内的入库水量。

②计算水库泄流时的允许下泄流量 $Q_{out}(t)$, 且不超过水库下游河道安全下泄流量 Q_{an} 。

③计算 T_x 内的可预泄水量 W :

$$W = \sum_{t=t_0}^{t_0+T_x} \{ [Q_{out}(t) - Q_{in}(t)] \Delta t \} \quad (4-4)$$

式中, Δt 为洪水入库过程时段长。

④计算极限预泄期末的水库水位 $Z_d(t_0 + T_x)$ 。由 t_0 时刻水位 $Z(t_0)$ 根据水位~库容关系可得到相应的库容 $V(t_0)$, 则极限预泄期末的水位值为:

$$Z_d(t_0 + T_x) = f(V(t_0) - W) \quad (4-5)$$

研究水库泄流方案是否需要调整, 则将 $Z_d(t_0 + T_x)$ 与 Z_d^- 进行对比:

①若 $Z_d(t_0 + T_x) = Z_d^-$, 表示预泄流量最合适;

②若 $Z_d(t_0 + T_x) < Z_d^-$, 表示预泄流量过大, 按此流量下泄, 若中雨及以上等级降雨预报发生空报, 则要计算之后的入库水量能否使水库水位上升至汛限水位动态控制域内。极限预泄期末之后的入库水量用 W_r 表示; 若 $W_r = W$ 或者 $W_r > V(Z_d^-) - V[Z_d(t_0 + T_x)]$, 则泄流方案不变; 若 $W_r < V(Z_d^-) - V[Z_d(t_0 + T_x)]$, 则应减少预泄流量, 使极限预泄期末的水库水位不小于 Z_d^- 。

(2) t_0 时刻水库水位维持在汛限水位动态控制域内, 根据洪水预报, 若预报将发生入库流量小于下游河道安全泄量 $500 \text{ m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$ 的洪水流量时, 再根据 24-48 h 降雨预报的不同等级对水库进行预蓄预泄调度。则汛限水位动态控制方法为:

①若收到 24-48 h 中雨及其以上等级降雨预报信息, 则要求水库在有效预泄时间 T_y 内由当前汛限水位降低至动态控制域的最小值, 即原设计汛限水位, 之后按照水库现行调度规则调洪。此时水位动态控制方法与预报入库流量 $Q_{in} \geq 500 \text{ m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$ 时方法一样。

②若收到 24-48 h 无雨等级降雨预报信息, 在 T_y 内水库可以调控水位增长至动态控制域的最大值。则汛限水位动态控制步骤为:

(a) 计算有效预见期 T_y , 见式 (4-1)。

(b) 计算 T_y 内的入库水量:

$$\sum_{t=t_0}^{t_0+T_y} [Q_{in}(t) \times \Delta t]$$

(4-6)

(c) 求 t_0 时刻水位与 Z_d^+ 的库容差:

$$W = V(Z_d^+) - V(t_0)$$

(4-7)

研究有效预见期内的平均泄流方案: 若 $Z(t_0)=Z_d^+$, 即 $W=0$, 则控制水库水位不变, 使水库出库流量等于入库流量; 若 $Z(t_0)<Z_d^+$, 即 $W>0$, 则 T_y 内的平均泄流量计算如下:

$$\overline{Q}_{out} = \frac{\sum_{t=t_0}^{t_0+T_y} [Q_{in}(t) \times \Delta t] - W}{T_y}$$

(4-8)

式中: \overline{Q}_{out} 为水库平均下泄流量, 且 $Q_{min} \leq \overline{Q}_{out} \leq Q_{an}$, Q_{min} 为最小下泄流量, 本文取生态基流 $6.67\text{ m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$, Q_{an} 为下游河道安全泄量 $500\text{ m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$ 。

③若收到 24-48 h 小雨预报, 水库可以在 T_y 内调控水位不变。此时汛限水位实时动态控制步骤为:

- (a) 计算 T_y 的入库水量, 见式 (4-6)。
- (b) 该情况下, 有效预见期内的水库平均泄流量 \overline{Q}_{out} 由下式求出:

$$\overline{Q}_{out} = \frac{\sum_{t=t_0}^{t_0+T_y} [Q_{in}(t) \times \Delta t]}{T_y}$$

(4-9)

对上文动态控制方法和计算步骤进行概括, 得到肯斯瓦特水库汛限水位动态控制方案见表 (4-2)。

表 4-2 肯斯瓦特水库汛限水位动态控制方案

Tab. 4-2 Dynamic Control Scheme for Flood Levels in Kenswat Reservoir

当预报洪水流量 不小于 $500\text{ m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$	无论预报未来 24-48 h 为任何等级降雨, 水库都需要根据实时入库流量适当加大泄流量, 在洪水预报的极限预泄时间内将水库水位下降至汛限水位动态控制域的最小值, 之后按照水库现行调度规则调洪。		
	当预报未来 24-48 h 无雨	当预报未来 24-48 h 小雨	当预报未来 24-48 h 中雨及以上等级降雨
当预报洪水流量 小于 $500\text{ m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$	若库水位在汛限水位动态控制域的最大值以上, 则在有效预见期内, 将库水位控制在汛	若库水位在汛限水位动态控制域的平均值以上, 则在有效预见期内, 将库水位控制在汛	若库水位在汛限水位动态控制域的最小值以上, 则在有效预见期内, 将库水位控制在汛

	限水位动态控制域的最 大值。	限水位动态控制域的平 均值。	限水位动态控制域的最 小值，并按照现行调度 规则进行调洪。
当预报洪水流量 小于 $500\text{ m}^3\cdot\text{s}^{-1}$	若库水位在动态控 制域的最大值以下，则 在有效预见期内，若无 入库水量，则将库水位 控制在目前水位，若在 有效预见期内仍有入库 水量，则将水库水位蓄 至动态控制域最大值。	若库水位在动态控 制域的平均值以下，则 在有效预见期内，若无 入库水量，则将库水位 控制在目前水位，若在 有效预见期内仍有入库 水量，则将水库水位蓄 至动态控制域平均值。	若库水位在动态控 制域的最小值以下，则 在有效预见期内，若无 入库水量，则将库水位 控制在目前水位，若在 有效预见期内仍有入库 水量，则将水库水位蓄 至动态控制域最小值。

注：肯斯瓦特水库主汛期汛限水位动态控制域为[984.00, 985.74]（单位 m），后汛期汛限水位动态控制域为[984.00, 986.81]（单位 m）。

4.3 水库汛限水位动态控制方案实时调度计算实例

根据上节制定的肯斯瓦特水库汛限水位动态控制方案，选用流域实测洪水过程对方案的实际运用过程与效果进行演示。本节选择肯斯瓦特水文站主汛期“19990720”号实测洪水数据作为计算实例，分析水库汛限水位动态控制方案实时调度过程。

洪水调度过程的雨水情信息：

- （1）洪水预报信息：7 月 17 日 0 点至 7 月 19 日 5 点之前洪水预报入库流量都小于 $500\text{ m}^3\cdot\text{s}^{-1}$ ，7 月 19 日 5 点洪水预报 7 月 20 日 5 点入库流量将上涨到 $510\text{ m}^3\cdot\text{s}^{-1}$ ；7 月 20 日 6 点洪水预报 7 月 21 日 6 点入库洪水下降到 $490\text{ m}^3\cdot\text{s}^{-1}$ ；7 月 21 日 4 点洪水预报 7 月 22 日 4 点入库流量将上涨到 $530\text{ m}^3\cdot\text{s}^{-1}$ ；7 月 21 日 14 点洪水预报 7 月 22 日 14 点入库流量将下降到 $485\text{ m}^3\cdot\text{s}^{-1}$ ；7 月 22 日 13 点洪水预报 7 月 23 日 13 点入库流量将上涨到 $520\text{ m}^3\cdot\text{s}^{-1}$ ；7 月 22 日 19 点洪水预报 7 月 23 日 19 点入库流量将下降到 $480\text{ m}^3\cdot\text{s}^{-1}$ ；随后到 7 月 25 日 0 点都预报入库流量小于 $500\text{ m}^3\cdot\text{s}^{-1}$ 。
- （2）降雨预报信息：7 月 17 日 8 点预报未来 24-48 h 有小雨，7 月 18 日 8 点预报未来 24-48 h 有中雨，7 月 19 日 8 点预报未来 24-48 h 有小雨，7 月 20 日 8 点预报未来 24-48 h 无雨，7 月 21 日 8 点预报未来 24-48 h 有小雨，7 月 22 日 8 点预报未来 24-48 h 无雨，7 月 23 日 8 点预报未来 24-48 h 有小雨，7 月 24 日 8 点预报未来 24-48 h 有小雨。
- （3）实测洪水入库流量过程：根据现有洪水资料，洪水在 7 月 18 日 0 点以 $230.0\text{ m}^3\cdot\text{s}^{-1}$ 起涨，到 7 月 18 日 5 点涨至洪峰流量 $357.2\text{ m}^3\cdot\text{s}^{-1}$ ，之后逐步回落，又从 7 月 18

日 18 点以 $178.4 \text{ m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$ 起涨, 到 7 月 20 日 5 点涨至 $515.2 \text{ m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$, 超过了水库下游河道安全泄量, 之后入库流量总体继续上涨, 到 7 月 20 日 11 点涨至洪峰流量 $1070.1 \text{ m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$, 之后入库流量逐步减小, 洪水进入退水阶段, 到 7 月 25 日 24 时下降至 $292.3 \text{ m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$ 。

(4) 实测降雨信息: 7 月 18 日 8 点至 7 月 19 日 8 点实测降雨量为 2.1 mm, 7 月 19 日 8 点至 7 月 20 日 8 点实测降雨量为 16.6 mm, 7 月 20 日 8 点至 7 月 21 日 8 点实测降雨量为 1.8 mm, 7 月 21 日 8 点至 7 月 22 日 8 点实测降雨量为 0 mm, 7 月 22 日 8 点至 7 月 23 日 8 点实测降雨量为 1.8 mm, 7 月 23 日 8 点至 7 月 24 日 8 点实测降雨量为 0 mm, 7 月 24 日 8 点至 7 月 25 日 8 点实测降雨量为 1.1 mm, 7 月 25 日 8 点至 7 月 26 日 8 点实测降雨量为 1.0 mm。

根据肯斯瓦特水库汛限水位动态控制方案, 该场洪水的动态控制过程分为 3 个阶段:

(1) 预泄阶段。首先根据 7 月 17 日洪水预报信息, 7 月 18 日全天入库流量都小于 $500 \text{ m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$, 再判断降雨预报等级。7 月 18 日 8 点之前, 根据 7 月 17 日 8 点预报未来 24-48 h 小雨的降雨信息, 水库水位控制在主汛期动态控制域上下限平均值 984.87 m; 7 月 18 日洪水预报 7 月 19 日全天入库流量小于 $500 \text{ m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$, 但 7 月 18 日 8 点预报未来 24-48 h 有中雨, 按照动态控制方案, 当 24-48 h 降雨预报为中雨及以上等级时需实施预泄方案, 将汛限水位在有效预泄时间内下降到原设计汛限水位, 并按照现行调度规则调洪。按照上文介绍预泄的方法, 水库水位为 984.87 m 时对应的库容为 $1.5314 \times 10^8 \text{ m}^3$, 水库水位为 984 m 时对应的库容为 $1.4972 \times 10^8 \text{ m}^3$, 假设水库无来水的情况下, 水库水位从主汛期动态控制域平均值 984.87 m 下降至设计汛限水位 984 m 需要预泄的水量为 $3.42 \times 10^6 \text{ m}^3$, 计算有效预见期 26 h 内平均下泄流量为 $36.5 \text{ m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$, 则实际下泄流量为平均下泄流量加上水库实时的入库流量, 并且要控制在下游河道安全泄量 $500 \text{ m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$ 之内。经过信息传递时间、决策时间、开闸时间, 水库从 7 月 18 日 12 点开始预泄, 至 7 月 19 日 13 时水库水位降至原设计汛限水位 984 m。

(2) 按现行调度规则调度阶段。7 月 19 日 13 时水库水位降至 984 m 之后, 洪水处于起涨阶段, 根据 7 月 19 日 5 点的洪水预报, 7 月 20 日 5 点入库洪水将达到 $510 \text{ m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$, 水库继续按照现行调度规则控制水库泄流, 控制下泄流量等于入库流量, 维持水库水位为 984 m, 迎接洪水。至 7 月 20 日 5 点, 水库入库流量涨至 $515 \text{ m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$, 水库仍以下游河道安全泄量 $500 \text{ m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$ 下泄, 水库水位开始上涨, 至 7 月 21 日 4 点水库水位涨至此次调洪的最高水位 992.31 m, 之后入库洪水开始进入退水阶段, 水库仍按调度规则以 $500 \text{ m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$ 泄流, 水库水位于 7 月 25 日 8 点回落至设计汛限水位 984 m。

(3) 预蓄阶段。首先根据 7 月 24 日洪水预报 7 月 25 日全天入库流量都将小于 $500 \text{ m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$, 再判断降雨预报, 7 月 24 日 8 点预报未来 24-48 h 有小雨, 按照动态控制方案, 水库水位可控制在主汛期汛限水位动态控制域上下范围的平均值 984.87 m。水库根据实时

入库流量，利用泄洪建筑物控制下泄流量，拦蓄部分尾水，水库水位于 7 月 25 日 20 点预蓄至 984.87 m。此次“19990720”号洪水运用汛限水位实时动态控制预蓄预泄方案调度完成，后续水库根据最新预报和实测水雨情信息实时调整水库下泄流量。

汛限水位动态控制和静态控制两种调度方案对肯斯瓦特水库“19990720”号洪水调洪过程见图 4-1，调洪结果见表 4-3。

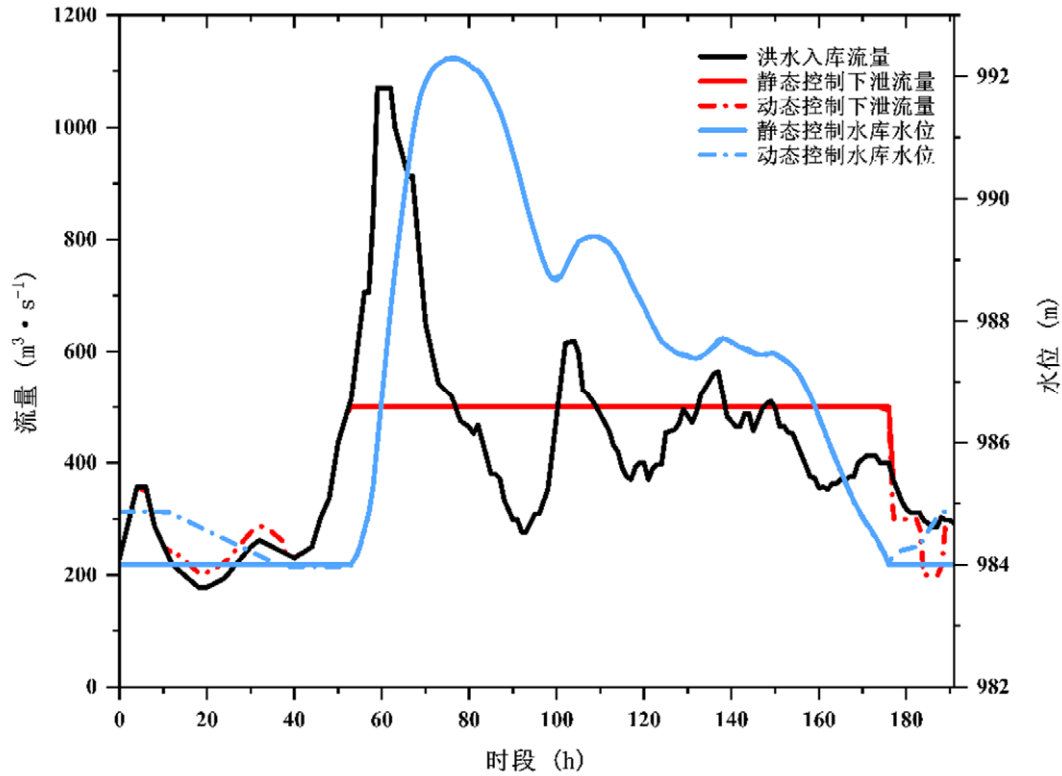


图 4-1 肯斯瓦特水库“19990720”号洪水两种调度方案调洪过程

Fig. 4-1 Two scheduling scenarios for the "19990720" flood at Kenswat Reservoir

表 4-3 肯斯瓦特水库“19990720”号洪水两种调度方案调洪结果

Tab. 4-3 Results of two scheduling scenarios for flood "19990720" at Kenswat Reservoir

洪水号	调度方式	调洪初始	最大下泄流量	调洪最高	调洪末水
		水位 (m)	($\text{m}^3\cdot\text{s}^{-1}$)	水位 (m)	位 (m)
19990720	静态调度	984	500	992.28	984
	动态调度	984.87	500	992.28	984.87

对调洪结果进行分析，与肯斯瓦特水库现行汛限水位静态调度过程相比，按照动态控制方案对流域“19990720”号洪水进行实时动态调度，水库调洪最高水位都为 992.28 m，未超过防洪高水位 992.66 m，且最大下泄流量都为 $500\text{ m}^3\cdot\text{s}^{-1}$ ，不会影响水库和下游保护对象防洪安全，并能提高水库 $3.42\times10^6\text{ m}^3$ 蓄水量。

4.4 本章小结

本章结合肯斯瓦特水库历史水文资料及现状运行情况,利用同时考虑洪水预报和中央气象台 24-48 h 短期降雨预报信息的改进预泄能力约束法,计算出水库汛限水位主汛期和后汛期的动态控制域。根据水库面临时刻的雨、水和工情信息,利用洪水预报和中央气象台 24-48 h 降雨预报信息,运用实时预蓄预泄法得到水库实时调度中的汛限水位动态控制计算方法与步骤,并概括出动态控制方案。最后以玛纳斯河流域实测洪水过程进行水库汛限水位实时动态控制实例分析,得出以下结论:

(1) 肯斯瓦特水库主汛期汛限水位动态控制域为[984.00, 985.74] (单位 m), 后汛期汛限水位动态控制域为[984.00, 986.81] (单位 m)。

(2) 当预报洪水流量不小于下游河道安全泄量 $500 \text{ m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$, 无论预报未来 24-48h 为任何等级降雨, 水库都需要根据实时入库流量适当加大泄流量, 在洪水预报的极限预泄时间内将水库水位下降至汛限水位动态控制域的最小值, 并按照现行调洪规则运行, 当预报洪水流量小于 $500 \text{ m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$, 根据不同等级降雨预报信息进行调度。

(3) 按照动态控制方案对流域“19990720”号洪水进行实时动态调度分为预泄阶段、按设计调度规则调洪阶段和预蓄阶段, 汛限水位动态调洪过程与现行静态调洪相比, 不会影响水库和下游保护对象防洪安全, 并能提高水库 $3.42 \times 10^6 \text{ m}^3$ 蓄水量。

第5章 不利条件下肯斯瓦特水库汛限水位动态控制方案 防洪安全分析

水库汛期可通过提升汛限水位增加水库的蓄水量,从而增加兴利效益,但提升汛限水位会对水库产生具有客观性、相对性、不确定性的风险。这种风险主要为^[75]:水库汛限水位的提高,使得实际调度的水位高出原本设计的汛限水位,在水库遭遇未预料到的大洪水时由于汛限水位的提高使得防洪库容相应减小,增加了漫坝和溃坝的风险,对水库和上下游的防洪安全带来危害。研究水库汛限水位动态控制对水库防洪安全的影响是十分必要的。

5.1 肯斯瓦特水库汛限水位动态控制方案风险识别

肯斯瓦特水库坝址以上流域主要为高寒山区,人迹罕至,水库上游淹没损失难以调查,本章节不考虑汛限水位动态控制方案对水库上游增加的风险,主要考虑水库本身和下游保护对象的防洪安全。根据水库动态控制方案可知,对水库汛限水位实时动态控制的过程中,当洪水预报流量不小于 $500 \text{ m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$,或小于 $500 \text{ m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$ 但预报中雨及以上等级降雨时,将控制库水位在动态控制域的最小值,即原设计汛限水位,并按照现行调度规则进行调洪,不会影响水库和下游保护对象的防洪安全,影响水库防洪安全的主要是水库根据洪水和降雨预报,将水位保持在较高位置,实际却发生高于水库最大预泄能力的洪水或大量级降雨,水库没有提前下泄降低水位而影响水库和下游保护对象的防洪安全。本章节在不利条件下,分析无雨、小雨预报和洪水预报漏报情况下,水库汛限水位动态控制方案是否影响水库和下游保护对象的防洪安全。

5.2 不利条件下降雨预报漏报水库防洪安全分析

根据上文降雨预报统计资料,中央气象台预报未来 24-48 h 为无雨和小雨时发生大雨及以上等级降雨的频率均为 0。假定的不利条件为:降雨预报发生漏报情况下的实际降雨均为相应等级的最大降雨量,且流域下垫面处于饱和状态,降雨产生的洪水径流全部入库。例如:降雨预报为小雨而实际降雨为大雨,则假定实际降雨量为大雨等级的最大值 50 mm,研究区面积 4637 km^2 ,则入库洪量为 $2.32 \times 10^8 \text{ m}^3$,并采用同倍比放大法放大流域典型洪水过程,得到降雨漏报情况下实际降雨可能形成的最大洪水过程。首先假

设水库没有提前下泄，水位在汛限水位动态控制范围的最大值，以此作为调洪初始水位，对不利条件下产生的最大洪水过程按照现行调洪规则进行调节，求出最大下泄流量和调洪最高水位，分析降雨预报漏报，实际发生大量级降雨情况下实施汛限水位动态控制对水库和下游防洪安全的影响。分别对主汛期和后汛期在降雨预报为无雨，实际发生降雨为中雨；降雨预报为为小雨，实际发生降雨为大雨，两种降雨预报发生漏报情况下，水库防洪安全分析结果见表 5-1。

表 5-1 无雨、小雨预报漏报情况下水库防洪安全分析结果

Tab. 5-1 Results of reservoir flood safety analysis in the absence of rain and light rain forecast misses

汛期分期	预报降	实际降	实际降雨量	调洪初始水	最大下泄流量	调洪最高水
	雨等级	雨等级	上限（mm）	位（m）	（m ³ ·s ⁻¹ ）	位（m）
主汛期	无雨	中雨	25	985.74	481.6	985.74
	小雨	大雨	50	984.87	500.0	990.48
后汛期	无雨	中雨	25	986.81	481.6	986.81
	小雨	大雨	50	985.41	500.0	991.02

（1）对于主汛期，假设预报未来 24-48 h 无雨将水库水位控制在动态控制域的最大值 985.74 m，对实际发生中雨产生的入库洪水进行调节计算，相应调洪最高水位为 985.74 m，最大下泄流量为 481.6 m³·s⁻¹；假设预报未来 24-48 h 小雨将水库水位控制在动态控制域的平均值 984.87 m，对实际发生大雨产生的入库洪水进行调节计算，相应调洪最高水位为 990.48 m，最大下泄流量为 500 m³·s⁻¹。

（2）对于后汛期，假设预报未来 24-48 h 无雨将水库水位控制在动态控制域的最大值 986.81 m，对实际发生中雨产生的入库洪水进行调节计算，相应调洪最高水位为 986.81 m，最大下泄流量为 481.6 m³·s⁻¹；假设预报未来 24-48 h 小雨将水库水位控制在动态控制域平均值 985.41 m，对实际发生大雨产生的入库洪水进行调节计算，相应调洪最高水位为 991.02 m，最大下泄流量为 500 m³·s⁻¹。

根据分析，在 24-48 h 无雨或小雨预报漏报，实际降雨为中雨或大雨时，即使按不利情况下形成的洪水作为入库洪水，水库调洪最高水位仍未超过防洪高水位 992.66 m、最大下泄流量也没有超过下游河道安全泄量 500 m³·s⁻¹，即此种情况下对肯斯瓦特水库实施汛限水位动态控制不影响水库和下游保护对象的防洪安全。

5.3 不利条件下洪水预报和降雨预报均漏报水库防洪安全分析

根据水库动态控制方案，当洪水预报流量小于下游河道安全泄量 500 m³·s⁻¹，且 24-48 h 预报降雨量级为无雨或小雨，水库开始实施汛限水位动态控制，若此时洪水和降雨

预报信息都发生漏报，假定的不利条件为：在洪水预报和无雨预报均漏报，产生校核洪水时，水库没有提前下泄，水库水位处于汛限水位动态控制域的最大值。如果水库依照规划设计的调洪方案，那么调洪最大下泄流量肯定比原设计汛限水位起调会更大，调洪最高水位会更高，水库有可能发生漫坝甚至溃坝。但是，如果洪水预报和在无雨预报发生漏报后，提前在不超过校核洪水最大泄量的标准下加大下泄流量进行调洪，那么相应的最大下泄流量和调洪最高水位则不一定超过以设计汛限水位作为初始调洪水位所对应的最大下泄流量和调洪最高水位。本节通过研究不利情况下，主汛期和后汛期洪水预报和无雨预报均漏报情况下发生校核洪水时，对水库在不超过原校核洪水对应最大泄量的安全前提下，提前加大下泄流量调洪过程中的最高水位和最大下泄流量，进而分析实施汛限水位动态控制对水库和下游保护对象防洪安全的影响。汛限水位动态控制与规划设计调度两种调洪方案对应的泄流和水位变化过程的对比如图 5-1 和图 5-2 所示，不利条件下主汛期和后汛期校核洪水调洪结果见表 5-2。

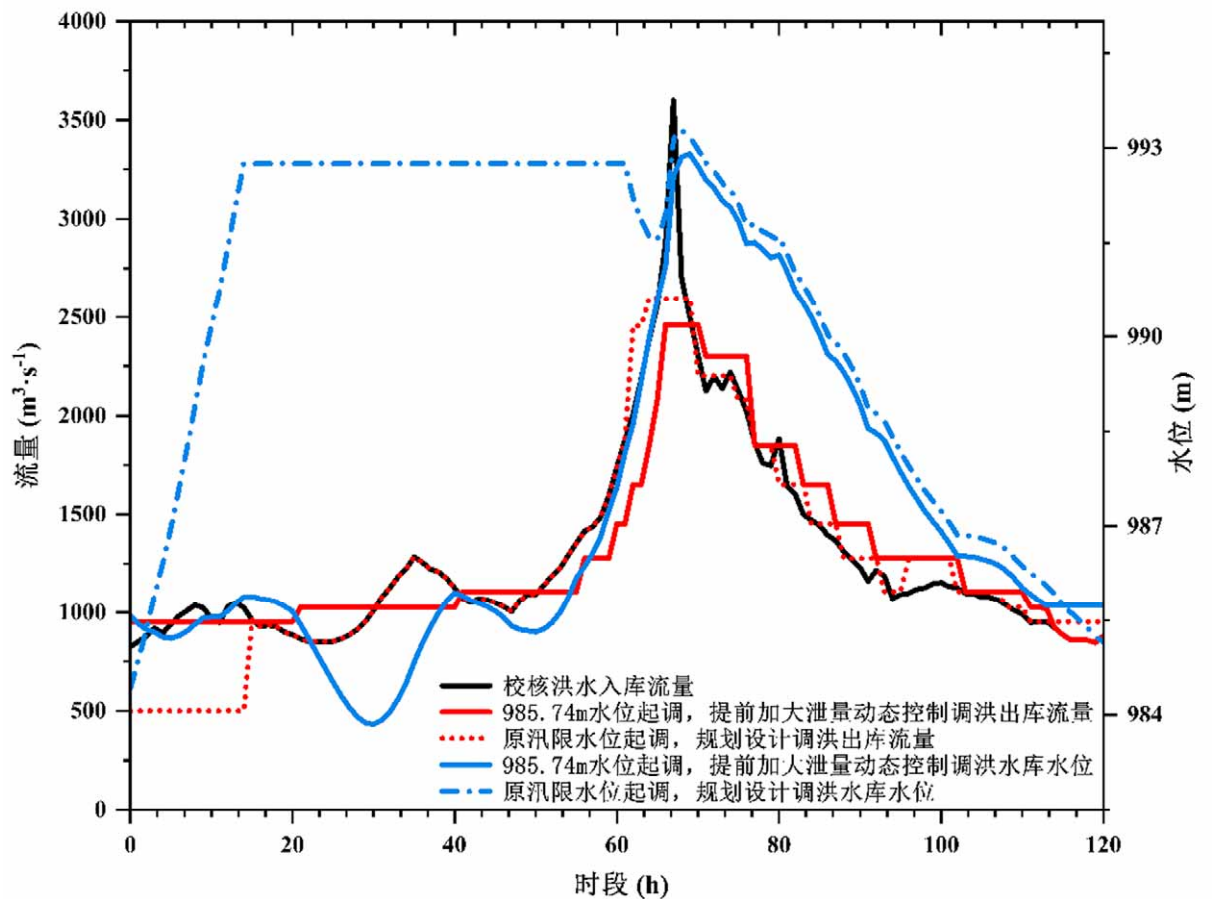


图 5-1 主汛期两种调度方案泄流和水位变化过程

Fig. 5-1 Two scheduling options for discharge and water level changes during the main flood season

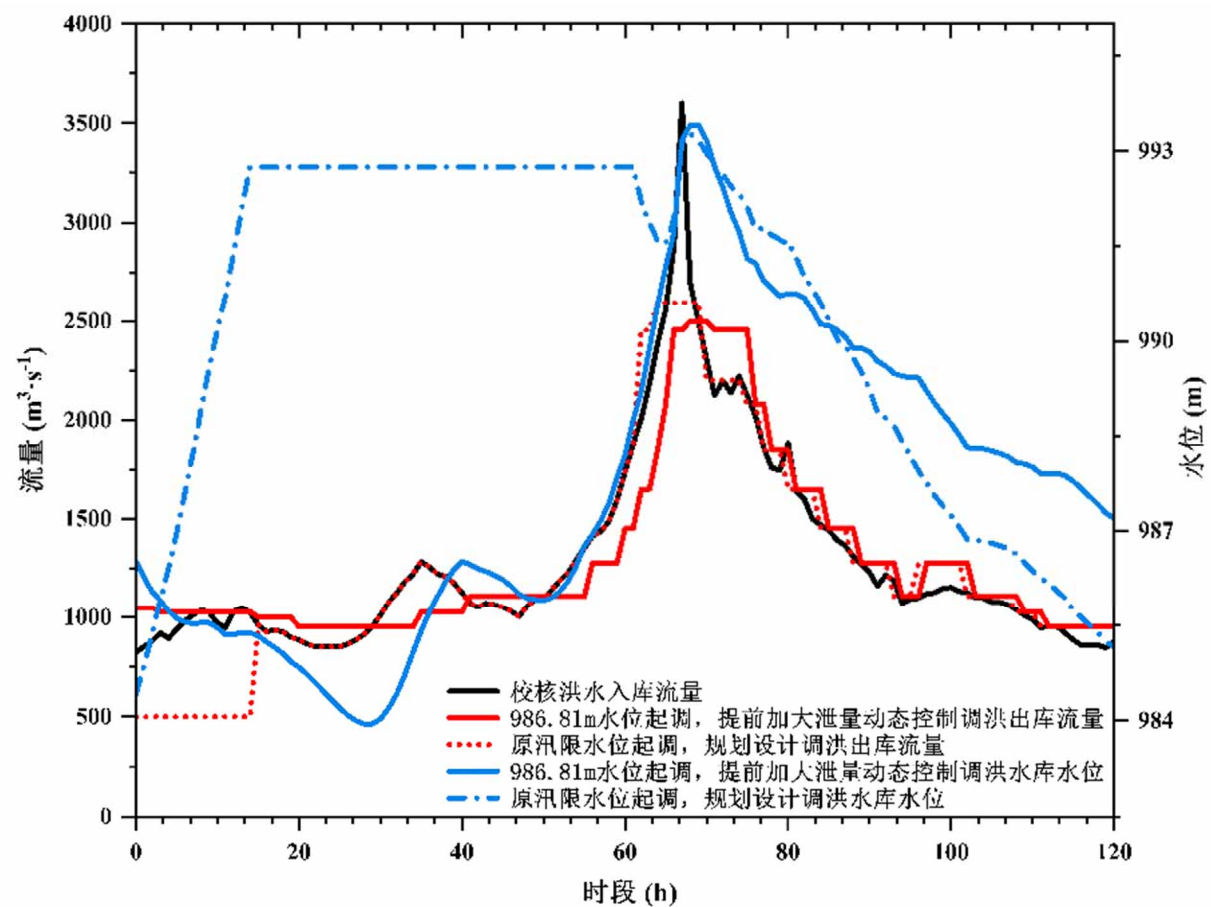


图 5-2 后汛期两种调度方案泄流和水位变化过程

Fig. 5-2 Two scheduling scenarios for release and water level changes in the post-flood period

表 5-2 洪水和无雨预报同时漏报时发生校核洪水调洪结果

Tab. 5-2 Checking flood regulation results when flood and no rain forecasts are missed at the same time

汛期分期	初始调洪水位 (m)	最大下泄流量 (m³·s ⁻¹)	调洪最高水位 (m)
主汛期	985.74	2460	992.90
后汛期	986.81	2500	993.42

洪水预报和无雨预报均漏报情况下发生校核洪水时，若根据实际洪水和降雨信息判知发生了校核洪水，则在洪水起涨时段水库采取提前加大泄流的措施下，主汛期发生校核时调洪最高水位为 992.90 m，最大下泄流量为 2460 m³·s⁻¹，后汛期发生校核洪水时调洪最高水位为 993.42 m，最大下泄流量为 2500 m³·s⁻¹，两个汛期均未超过水库原校核洪水位 993.49 m 及原校核洪水对应的最大下泄流量 2596 m³·s⁻¹，说明在此种不利情况下，肯斯瓦特水库实施汛限水位动态控制方案不会影响水库和下游保护对象的防洪安全。

5.4 本章小结

从水库调度不利角度出发,考虑在洪水预报和无雨、小雨预报漏报情况下,水库的防洪标准是否发生了变化。分别在无雨预报漏报实际发生中雨、小雨预报漏报实际发生大雨和洪水预报与无雨预报同时漏报发生校核洪水情况下,分析了主汛期和后汛期施行汛限水位动态控制方案的对水库防洪安全的影响。得出以下结论:

(1) 在24-48 h 无雨和小雨预报漏报,实际发生更高等级降雨情况下,水库最大下泄流量未超过下游河道安全泄量 $500\text{ m}^3\cdot\text{s}^{-1}$ 、调洪最高水位也没超过防洪高水位 992.66 m 。

(2) 洪水预报和无雨预报都漏报发生校核洪水情况下,主汛期调洪最高水位为 992.90 m ,最大下泄流量为 $2460\text{ m}^3\cdot\text{s}^{-1}$,后汛期调洪最高水位为 993.42 m ,最大下泄流量为 $2500\text{ m}^3\cdot\text{s}^{-1}$,均未超过原校核洪水位 993.49 m 及校核洪水对应的最大下泄流量 $2596\text{ m}^3\cdot\text{s}^{-1}$ 。

(3) 在肯斯瓦特水库汛限水位动态控制方案中利用的洪水预报信息和24-48小时无雨、小雨降雨预报信息在发生漏报的不利情况下,不会影响水库和下游保护对象防洪安全。

第6章 结论与展望

6.1 结论

本文运用同时考虑洪水预报和短期降雨预报的实时预蓄预泄法对肯斯瓦特水库汛限水位动态控制方案进行了研究,并对洪水和降雨预报漏报的不利情况下,方案对水库防洪安全的影响进行了分析。主要结论如下:

(1) 肯斯瓦特水库下游供水压力大,有必要改变现行的水库汛限水位静态控制为动态控制,以提高水库对洪水的调蓄作用。玛纳斯河流域洪水预报项目,根据国家预报规范评定,可用于肯斯瓦特水库汛限水位动态控制。空间插值结果对比和径流模拟结果评价说明格点气象数据可以代表肯斯瓦特水库坝址以上流域的降水 and 气温数据。中央气象台在研究区 24-48 h 无雨和小雨预报的精度满足要求,可用在肯斯瓦特水库汛限水位动态控制中,中雨及以上等级降雨预报样本总数过少,不采用其预报结果。

(2) 在水库原规定单一汛期和对流域多年平均月径流量占比进行分析的基础上,根据流域多年实测流量数据,运用分形理论对肯斯瓦特水库的汛期进行分期。得到肯斯瓦特水库前汛期 6 月 1 日到 6 月 25 日,主汛期 6 月 26 日到 8 月 9 日,后汛期 8 月 10 日到 8 月 31 日。

(3) 结合肯斯瓦特水库历史水文资料及现状运行情况,利用同时考虑洪水预报和中央气象台 24-48h 短期降雨预报信息的改进预泄能力约束法,计算出水库主汛期汛限水位动态控制域为[984.00, 985.74] (单位 m),后汛期汛限水位动态控制域为[984.00, 986.81] (单位 m)。

(4) 利用洪水预报和中央气象台 24-48 h 降雨预报信息,运用实时预蓄预泄法得到水库实时调度中的汛限水位动态控制计算方法与步骤,并概括出动态控制方案。按照方案对流域“19990720”号洪水进行汛限水位实时动态调度与现行静态调度过程相比,不会对水库和下游保护对象的防洪安全产生影响,并增加水库 $3.42 \times 10^6 \text{ m}^3$ 蓄水量。

(5) 在 24-48 h 无雨和小雨预报漏报,实际发生更高等级降雨情况下,水库最大下泄流量未超过下游河道安全泄量 $500 \text{ m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$ 、调洪最高水位也没超过防洪高水位 992.66 m。洪水预报和无雨预报都漏报发生校核洪水情况下,主汛期调洪最高水位为 992.90 m,最大下泄流量为 $2460 \text{ m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$,后汛期调洪最高水位为 993.42 m,最大下泄流量 $2500 \text{ m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$,均未超过校核洪水位 993.49 m 及校核洪水对应的最大下泄流量 $2596 \text{ m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$ 。肯斯瓦特水

库汛限水位动态控制方案中利用的洪水预报信息和24-48小时无雨、小雨降雨预报信息在发生漏报的不利情况下,不会影响水库和下游保护对象防洪安全。

6.2 展望

本文在确保肯斯瓦特水库防洪安全的前提下根据预报和实时的水情、雨情,采用在安全的汛限水位动态控制域内对肯斯瓦特水库进行汛限水位的动态控制,并分析了动态控制方案对水库防洪安全的影响。然而受限于自己专业知识水平和数据资料,还有一些问题可进一步研究:

(1) 本文对肯斯瓦特水库汛限水位动态控制仅利用了短期的24-48 h降雨预报,对24-48 h以后的降雨预报未加考虑,中央气象台当前技术已推行3-15 d降雨预报信息,在今后的研究中,可以在对中央气象台3-15 d降雨预报信息可行性分析的基础上,进一步提升水库汛限水位动态控制域的上限,提高水库调洪能力。

(2) 本文在推求肯斯瓦特水库汛限水位动态控制域时,只计算了汛期分期汛限水位动态控制域的上限,把水库设计汛限水位作为控制域的下限,在后续可以进一步研究提高不同汛期的动态控制域下限,在不影响水库防洪安全的前提下,整体提升汛限水位动态控制域,增加水库的兴利效益。

(3) 本文对水库汛限水位动态控制方案风险的分析,只考虑了洪水预报和降雨预报发生漏报情况下所产生的风险,在水库汛期调度过程中还存在着许多其他风险因子,可能对水库的安全性产生影响,在今后的研究中可在风险分析中考虑多个风险因子,综合考虑风险损失与收益的协调关系,给出水库调度运行决策安全且效益最大化的方案。

参考文献

- [1] 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(01): 1-12.
- [2] CUNDERLIK, J. M. OUARDA, T. BOBÉE, B. Determination of flood seasonality from hydrological records[J]. Hydrological Sciences Journal, 2004, 49(3): 511-526.
- [3] 吴东峰, 何新林, 付杨, 等.改进矢量统计法在汛期分期中应用研究[J].水资源与水利工程学报, 2007(05): 28-30.
- [4] 刘伟.基于数理统计法的多指标汛期分期划分研究[J].河南水利与南水北调, 2018, 47(02): 38-39.
- [5] 王声扬, 周研来, 朱迪, 等.洞庭湖流域水系汛期分期研究[J].水资源研究, 2022, 11(4): 366-379.
- [6] 陈立华, 潘子豪, 刘为福, 等.龙滩水电站汛期分期及合理性检验[J].水力发电, 2019, 45(05): 17-21.
- [7] 崔巍, 顾圣平, 肖聪, 等.分形分析方法在汛期分期中的参数优选与应用[J].水电能源科学, 2014, 32(03): 75-79.
- [8] 李东琴, 黄亚, 易灵, 等.基于 Fisher 最优分割法的龙滩水库汛期分期研究[J].人民珠江, 2021, 42(03): 12-16+52.
- [9] 赖童瑶.水库汛期分期及汛限水位调整研究[D].南昌: 南昌大学, 2020.
- [10] 严培胜, 王先甲, 孙志禹.集对分析在三峡水库汛期分期中的应用[J].武汉大学学报(工学版), 2012, 45(03): 310-313.
- [11] 罗姗姗, 宋星原, 张艳军, 等.汛期分期分析方法在佛子岭水库群的应用研究[J].水电能源科学, 2012, 30(02): 44-48.
- [12] 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(07): 42-47.
- [13] 唐莉, 张永波, 祝雪萍, 等.基于 PCA-Fisher 最优分割法的汛期分期影响研究[J].水力发电, 2018, 44(01): 13-16+76.
- [14] 朱燕燕, 武鹏林.基于 FAHP-Fisher 的最优分割法在汛期分期中的应用[J].水电能源科学, 2016, 34(06): 57-59+56.
- [15] SUSANNEB, ANNEGRET H T. Seasonality of floods in Germany Saisonnalite descruesen Allemagne[J]. Hydrological Sciences Journal, 2009, 54(1): 62-76.
- [16] Cunderlik J M, Ouarda T B M J, Bobee B. On the objective identification of flood seasons [J]. Water Resources Research 2004, 40(1): 463-469.

- [17] 卢瑶.耦合天气系统与降雨预报的山洪预警技术研究[D].大连: 大连理工大学, 2019.
- [18] 郭生练, 钟逸轩, 吴旭树, 等.水库洪水概率预报和汛期运行水位动态控制[J].中国防汛抗旱, 2019, 29(06): 1-4.
- [19] 张验科, 张佳新, 俞洪杰, 等.考虑动态洪水预见期的水库运行水位动态控制[J].水力发电学报, 2019, 38(09): 64-72.
- [20] 谭乔凤, 雷晓辉, 王浩, 等.考虑梯级水库库容补偿和设计洪水不确定性的汛限水位动态控制域研究[J].工程科学与技术, 2017, 49(01): 60-69.
- [21] 任明磊, 何晓燕, 丁留谦, 等.基于改进预泄能力约束法的水库汛限水位分期动态控制域确定及应用[J].中国水利水电科学研究院学报, 2018, 16(01): 16-22.
- [22] 朱永英, 袁晶瑄, 王国利, 等.实时预蓄预泄法汛限水位动态控制与应用[J].辽宁工程技术大学学报(自然科学版), 2008(04): 606-609.
- [23] 周惠成, 朱永英, 王本德, 等.水库汛限水位动态控制的模糊推理方法研究与应用[J].水力发电, 2007(07): 9-12.
- [24] 李宁宁.基于风险分摊的梯级水库汛期水位动态控制及决策研究[D].北京: 华北电力大学(北京), 2021.
- [25] LI Yi, LENCE B. On risk analysis of water resources systems under non-stationary conditions [C]. WALTON R. Proceedings of the 2005 World Water and Environmental Resources Congress: Impacts of Global Climate Change. Alaska: ASCE, 2005.
- [26] HARRIS J, FABER B, CARL R. Risk analysis methods for water resources studies [C]. WALTON R. Proceedings of the 2005 World Water and Environmental Resources Congress: Impacts of Global Climate Change. Alaska: ASCE, 2005.
- [27] 何晓燕, 黄金池.对水库汛限水位动态控制风险分析的认识[J].大坝与安全, 2010(06): 27-30.
- [28] Stedinger J R, Taylor M R. Synthetic streamflow generation, Effect of Parameter uncertainty [J]. Water Resources Research, 1982, 18(4): 919-924.
- [29] Hobbs B F, Von Patterson C, Maciejowski M E, et al. Risk analysis of aquifer contamination by brine [J]. Water Resources Plan Mgmt Div ASCE, 1988, 114(6): 667-685.
- [30] Ashkar F, Rousselle J. Design discharge as a random variable: a risk study [J]. Water Resources Research, 1981, 17(3): 577-591.
- [31] Wagner B J, Gorelick S M. Optimal groundwater management under Parameter uncertainty [J]. Water Resources Research, 1987, 23(7): 1162-1174.
- [32] Kuezero G. On the relationship between the reliability of Parameter estimated and hydrologic time series data used in calibration [J]. Water Resources Research, 1982, 18(1): 146-154.

- [33] Areher D R. Seasonality of flooding and the assessment of flood risk [J]. Proceedings of the Institution of Civil Engineers, 1981, 70: 1023-1035.
- [34] 万俊, 陈惠源, 杨小冬, 等.白盆珠水库汛期蓄水运用风险分析[J].水电能源科学, 2000(01): 25-27.
- [35] 曹永强.汛限水位动态控制方法研究及其风险分析[D].大连: 大连理工大学, 2003.
- [36] 田峰巍, 黄强, 解建仓.水库实施调度及风险决策[J].水利学报, 1998(03): 58-63.
- [37] 黄强, 沈晋, 李文芳, 等.水库调度的风险管理模式[J].西安理工大学学报, 2008(03): 10-15.
- [38] 席秋义, 黄强, 赵雪花.石泉水库主汛期拦蓄洪尾超蓄运用的风险分析[J].水力发电学报, 2014(06): 108-110+60.
- [39] 朱元牲.基于风险分析的防洪研究[J].河海大学学报(自然科版), 2001(04): 1-8.
- [40] 黄振平, 朱元牲.降水预测在防洪决策风险分析中的应用[J].河海大学学报(自然科学版), 2002(03): 7-10.
- [41] 刘世薇, 周华荣, 梁雪琼, 等.新疆石河子地区气候变化特征分析[J].干旱地区农业研究, 2012, 30(01): 230-237.
- [42] 黄松岭.新疆水利工程水文与水资源工程现状分析[J].陕西水利, 2018(06): 31-32.
- [43] 王薇, 陈伏龙, 何新林.玛纳斯河肯斯瓦特以上流域近 55 年降水量变化特性分析[J].干旱区资源与环境, 2013, 27(05): 163-168.
- [44] 胡焱锋, 姜龙.玛纳斯河肯斯瓦特站年平均流量变化特征及趋势分析[J].现代农业科技, 2010(07): 292-293.
- [45] 吉磊, 何新林, 刘兵, 等.近 60 年玛纳斯河径流变化规律的分析[J].石河子大学学报(自然科学版), 2013, 31(06): 765-769.
- [46] 黄大昕.新疆玛纳斯河设计洪水及肯斯瓦特枢纽洪水调节出库分析[J].水利科技与经济, 2017, 23(08): 52-57.
- [47] 周吉军.肯斯瓦特水利枢纽工程的作用与效益分析[J].新疆农垦科技, 2010, 33(03): 72-73.
- [48] 何新林, 刘东旭, 郭生练, 等.新疆玛纳斯河流域洪水预报研究[J].冰川冻土, 2004, (02): 197-201.
- [49] 谷新晨, 肖森元, 杨广, 等.基于 CMADS 和 SWAT 模型的玛纳斯河流域水文过程模拟[J].水资源与水工程学报, 2021, 32(02): 116-123.
- [50] 肖森元, 杨广, 何新林, 等.玛纳斯河流域 MIKESHE 水文模型率定[J].山地学报, 2021, 39(01): 1-9.
- [51] 孙铭悦, 吕海深, 朱永华, 等.2 套气象数据在资料缺乏地区的适用性评估——以呼图壁河流域为例[J].干旱区研究, 2022, 39(01): 94-103.

- [52] 唐榕, 王运涛, 李敏, 等. 尼尔基水库上游格点降水数据适用性评估[J]. 水资源与工程学报, 2019, 30(05): 26-31+39.
- [53] 季漩, 罗毅. 资料稀缺高海拔山区降水量推算方法及在水文模拟中的应用[J]. 灌溉排水学报, 2011, 30(06): 103-106.
- [54] 杨武超. 寒旱区河川径流变化特征、归因与预测[D]. 西安: 西北农林科技大学, 2021.
- [55] 马佳培, 李弘毅, 王建, 等. 面向寒区水文模拟的区域气候模式降水订正方法对比[J]. 遥感技术与应用, 2019, 34(03): 655-666.
- [56] 杨永可. 天山中段玛纳斯河山区温度遥感反演研究[D]. 南京: 南京大学, 2018.
- [57] 何柯琪, 高超, 谢京凯, 等. 基于径流和积雪资料的水文模型多目标率定[J]. 水力发电学报, 2019, 38(03): 65-74.
- [58] Singh J, Knapp H V, Arnold J G, et al. Hydrological modeling of the Iroquois river watershed using HSPF and SWAT [J]. JAWRA Journal of the American Water Resources Association, 2005, 41(2): 343-360.
- [59] Gupta H V, Sorooshian S, Yapo P O. Status of automatic calibration for hydrologic models: Comparison with multilevel expert calibration [J]. Journal of hydrologic engineering, 1999, 4(2): 135-143.
- [60] Knoben W J M. Estimation of non-stationary hydrological model parameters for the Polish Welna catchment [D]. Enschede: University of Twente, 2013.
- [61] Moriasi D N, Arnold J G, Van Liew M W, et al. Model evaluation guidelines for systematic quantification of accuracy in watershed simulations [J]. Transactions of the ASABE, 2007, 50(3): 885-900.
- [62] GB/T 22482-2008, 水文情报预报规范[S].
- [63] 玛纳斯河流域管理章程, 1996[R].
- [64] Mandelbrot B. B. How long is the coast of Britian? Statistical self-similarity and fractional dimension [J]. Science, 1967, (156): 636-638.
- [65] 胡家露. 水库汛期分期与汛限水位研究[D]. 武汉: 华中师范大学, 2015.
- [66] 方崇惠, 郭生练, 段亚辉, 等. 应用分形理论划分洪水分期的两种新途径[J]. 科学通报, 2009, 54(11): 1613-1617.
- [67] 万育安, 敖天其, 尹芳, 等. 分形理论在紫坪铺水库汛期洪水分期中的应用[J]. 黑龙江水专学报, 2008(03): 18-20+29.
- [68] 金保明, 方国华. 分形分析法在汛期分期中的应用[J]. 福州大学学报(自然科学版), 2013, 41(02): 247-251+260.
- [69] 方崇惠. 漳河水库洪水分期与调度研究[D]. 武汉: 武汉大学, 2004.
- [70] 钱镜林, 郑敏生. 汛期洪水分期研究[J]. 中国农村水利水电, 2012(01): 89-90+94+97.
- [71] 李辉, 何晓燕, 任明磊, 等. 基于短期降雨预报的大桥水库汛限水位动态控制研究[J].

- 中国防汛抗旱, 2018, 28(02): 39-45.
- [72] 李晓英, 张琰, 童泽淳. 水库汛限水位控制多目标协同决策研究[J]. 水力发电学报, 2022, 41(02): 31-42.
- [73] 谢富东. 肯斯瓦特水库建成后对玛纳斯河灌区水资源的影响分析[J]. 中国水能及电气化, 2014(09): 28-32.
- [74] 张艳平, 李敏, 王本德, 等. 丹江口水库汛限水位分类动态控制范围设计及预蓄预泄法研究[J]. 水力发电学报, 2010, 29(06): 54-59.
- [75] 谭一帆. 水库汛期运行水位动态控制及风险分析[D]. 武汉: 武汉大学, 2018.