

# 独创性申明

秉承祖国优良道德传统和学校的严谨学风郑重申明：本人所呈交的学位论文是我个人在导师指导下进行的研究工作及取得的成果。尽我所知，除特别加以标注和致谢的地方外，论文中不包含其他人的研究成果。与我一同工作的同志对本文所论述的工作的任何贡献均已在论文中作了明确的说明并已致谢。

本论文及相关资料若有不实之处，由本人承担一切相关责任。

论文作者签名：吕学峰 2005年4月1日

# 保护知识产权申明

本人完全了解西安理工大学有关保护知识产权的规定，即：研究生在校攻读学位期间所取得的所有研究成果的知识产权属西安理工大学所有。本人保证：发表或使用与本论文相关的成果时署名单位仍然为西安理工大学，无论何时何地，未经学校许可，决不转移或扩散与之相关的任何技术或成果。学校有权保留本人所提交论文的原件或复印件，允许论文被查阅或借阅；学校可以公布本论文的全部或部分内 容，可以采用影印、缩印或其他手段复制保存本论文。

(加密学位论文解密之前后，以上申明同样适用)

论文作者签名：吕学峰 导师签名：李永刚 05年4月1日

# 水利工程中若干水文问题的探讨

学科：水利工程

作者：吕学峰

导师：龙世恩教授

答辩日期：2005.4.1

## 摘要

在水利工程规划设计与运行管理中，为了确定和复核工程规模，必须进行必要的水文分析计算。而水利工程的使用年限可达几十年至上百年，按目前的水文预报从成因分析上来预报未来长期和径流过程是十分困难的事，因此工程规划期间通常选取一定时期的水文观测资料，进行水文的分析与计算，估算和预测工程使用期间可能出现的水文情势，并在此基础上拟定合理的工程设计与运行管理方案。由于水文现象的影响因素十分复杂，观测资料往往又不充足，而水文科学目前尚处于不断发展的阶段，一些计算理论和方法尚存不足，所以计算方法也多种多样，再加上工作人员的技术水平和工作经验方面的差异，致使对同一工程的同一水文特征值的计算成果，往往存在一定的差别。此外，每个水利工程都有其自身的特殊性。本文结合不同水利工程的实际，对若干水文问题进行探讨，主要内容和结果包括以下几个方面：

(1) 以商洛二龙山水库为例，根据流量资料推求设计洪水并进行调洪演算，分析对比不同典型洪水过程线的影响；同时，还探讨了库容曲线拟合以及利用 Excel 进行调洪演算等问题。结果表明，典型洪水过程对调洪演算结果（最高库水位和下游泄流量）有明显影响。

(2) 结合七星河流域小水库群的调洪演算与防洪安全复核，考虑上游水库的调蓄与溃坝影响，分别推求下游水库的入库设计洪水，并进行调洪演算。结果表明，从防洪安全角度看，如果上游丁董水库和官务水库的防洪能力维持现状，最下游的百家窑水库的防洪能力严重偏低，是不安全的。

(3) 结合黄河府谷段的实际与特殊问题，考虑干支流交汇、冲淤变化及多座桥梁壅水影响等因素，推求了黄河府谷段的水面线，并进行了合理性分析。结果表明，干支流交汇与冲淤变化对河道水面线具有明显影响。

(4) 通过对石泉水库不同量级洪水的调度分析，表明石泉水电站扩机增容能够提高对弃水的利用程度和增加电能，中、小洪水的效果尤其显著；并且对不同量级

的洪水，采用不同的起调水位是可行的。

(5) 结合马栏河引水工程的实际，在分析泾河支流马栏河可引水量的基础上，合理确定了引水隧洞的引水设计流量 ( $3 \text{ m}^3/\text{s}$ ) 与校核流量为 ( $4 \text{ m}^3/\text{s}$ )。

关键词：水文分析计算；设计洪水；调洪演算；设计水面线；扩机分析

# **Exploration in several hydrological problems for hydraulic engineering**

Subject: water resources engineering

Author:

Tutor: Professor

Date:

## **Abstract**

In the planning, design and management of hydraulic engineering, to fix and check the scale of the project, it is necessary to carry out hydrological calculations. And utilizable fixed number of years of hydrological engineering, could be beyond a hundred years. It's hard to use the present hydrological forecast by analyzing factors to forecast the runoff in such a long future period. So it is common to select hydrological data of a certain period for calculation and analysis, to figure out the situation, which would probably happen in the river where the project is located on, and to put forward a reasonable plan for the engineering. But because of the complexity of the hydrologic ally effective factors and the inadequateness of the observation data, the hydrology science still in the developing stage at present, the shortcomings of some calculation theories and methods which need to be improved increasingly along the development of science and technology, the variety of calculation methods and difference in technological level and experience of different technologists also cause a certain difference in calculation outcomes of identical hydrological feature value for the same project. So based on different types of actual hydraulic engineering, some hydrological calculation problems are discussed in this paper, and the main achievements are as follows:

(1) Taking the Er Longshan Reservoir as an example, the designed flood hydrograph and routing was carried out on the bases of different typical hydrographs. The calculation shows that the typical graphs have a certain effect on the routing results.

(2) In the case study of flood routing and check for a group of small-size reservoirs in Qixing river basin, considering the influence of storage and dam break of upstream reservoirs, the inflow and flood routing are calculated for downstream reservoirs. The results show that if the upstream reservoirs keep the present capacity of flood prevention, the outlet reservoir, Baijiayao Reservoir will be not safe in flood control.

(3) Considering the special problems in Fugu section of Yellow River, such as the influences of branch river, scouring and silting, and bridges on flood, the water surface profile was carried out and discussed. The results show that the branch river and scouring and silting have great influence on the profile.

(4) With the case study of flood regulation for Shiquan reservoir in south Shaanxi, the enlargement of hydropower plant can increase the utilization rate of surplus water and generate much more energy, especially for the middle- or small-floods. At same time, the analysis shows that it is feasible taking different initial regulating stages for different magnitudes of floods.

(5) Considering the actual conditions of Malan Water Diversion Project, the reasonable diversion flow was analyzed first. Then the designed flow and check flow of the diversion tunnel were figured out, they are  $3 \text{ m}^3/\text{s}$  and  $4 \text{ m}^3/\text{s}$  respectively.

**Key words:** hydrological analysis and calculation; Design flood; storage routing; design water surface profile; capacity enlargement of hydropower station

# 1 绪论

## 1.1 概述

水文学研究地球上水的时空分布与运动规律，为水资源的开发利用与防灾服务，因此水文学又是水利科学的基础。水文学既是地球科学中一门独立的基础科学，又是一门应用科学。它的一个重要分支学科就叫做应用水文学，直接为水利、农业、林业、城市、交通等部门和行业服务。应用水文学的另一项重要任务是，依据多年实测和实地调查到的各项数据，计算并推求水利水电、交通、城镇建设、农业、能源等各类工程规划设计所需要的洪水、枯水等水文特征值。

多年来，水文学主要是在水利工程的带动下发展的。当前在掌握最新科技手段（卫星观测、遥感遥控等）和形成全球性协同研究的背景上，水文学正在形成自己的科学体系。我国的水文学研究要求解决下列基本性问题<sup>[1]</sup>：

防洪防涝：解决洪水与风暴潮的观测与预报；

抗旱：我国华北、西北地区水资源不足，研究水资源评价与干旱预测；

水土保持：研究干旱地区产流、产沙的规律，作出工程措施与生物措施对水土保持效益的估计；

边远地区水电的开发：边远地区的水文工作基础薄弱，除了加强观测，还必须注意水文规律的区域差别研究。

建国以来，由于大量水利工程的建设，我国水文界在水文测验、水文预报、水文计算方向有很大的发展，而且与国际水文学的联系越来越密切。在水文循环、水文模型、水库调度、全球变化、水问题研究等方面都取得了一些成果<sup>[2][3]</sup>。

随着我国社会主义现代化建设的不断深入和发展，对水文分析计算的要求也不断提高，在这一新的形势下，我国水文工作者用自己的智慧发展

水文分析计算,开展了诸多研究<sup>[4~23]</sup>。

设计洪水研究因实践需要得以不断发展,并成为工程水文学的中心内容和最重要的组成部分。近半个世纪以来,国内外在设计洪水领域作了大量的理论研究、方法探索和实际应用工作,积累了许多经验。下面简述一下洪水频率分析和无资料地区设计洪水计算方法的发展过程。

在建国初期,我国大中型水库设计洪水的计算和分析,基本上是引进前苏联的方法,该方法的核心是按统计法拟定一条设计洪水过程线。经过在生产和研究中的不断实践和探索,发现并纠正前苏联方法中存在的一些问题,取得了一些重要的进展。频率分析法是目前国内常用的推求设计洪水的方法,该方法主要分为两类:一类是根据流量资料直接推求设计洪水,其方法主要是从历年实测流量资料中极值选样,计算其经验频率后,用 P—III 型适线的方法最后确定设计洪水参数值。我国大中型工程主要是采用流量资料通过频率算法推求设计洪水,其计算环节主要有洪水抽样方法、频率曲线线型、经验频率公式、参数估计方法、设计洪水过程线放大等,我国水文工作者对此进行了较为深入的研究。在洪水样本抽样方法、频率曲线线型、经验频率公式、参数估计方法、设计洪水过程线放大等,我国水文工作者对此进行了较为深入的研究。在洪水样本系列抽样方法中主要有年最大法和超定量法,前者目前被广泛应用于设计与实践,但相对于工程实际安全而言,后者更有实用意义。频率曲线线型以过多年分析比较,除少数地区外,目前多倾向于采用 P—III 型颁布曲线;经验频率公式一般采用期望值公式;参数估计方法在工程单位用得较多的还是适线法;为提高样本的代表性,普遍加入了历史洪水。上述问题虽然已有初步成果,但仍有待进行深入研究,如洪水抽样、样本系列的代表性、拟定设计洪水过程线、区域洪水频率综合等。另一类是根据暴雨资料推求设计洪水,属间接方法。我国中小型水库绝大多数缺乏实测资料,无法根据流量资料采用频率分析方法计算在地区上进行综合或做短距离移用和内插的限制一般比流量资料不够充分时。此外,在采用可能最大洪水作为校核洪水时,需要

可能最大暴雨与之匹配，也是直接法无能为力的。从 80 年代开始，我国流域模型有很大发展，产流和汇流这两个环节，可以利用流域模型统一地进行分析。间接法也存在一些值得注意的问题，诸如：暴雨洪水同频率的基本假定只具有一定的近似性，而实际情况是，即使相同的暴雨量，由于暴雨走向、面颁布和前期条件等不同，所推算的洪水往往差异较大；历史特大暴雨调查较难，频率分析外延幅度较大；计算环节较多，有时会影响计算精度。因此，暴雨参数（频率分析参数、时面深关系和雨型等）的地区综合分析、对各计算环节成果及最终设计成果进行合理性检查都是保证暴雨分析成果精度的重要手段。

当设计流域缺少足够的暴雨洪水资料，甚至完全没有暴雨洪水资料，但其所在的水文区内，特别是邻近流域有可参证的资料时，仍然有办法进行设计洪水的计算。其中最主要的是地区暴雨洪水综合法。其实质是对地区的暴雨洪水规律进行综合研究，与流域因子建立联系，并将这种规律性研究成果移用于短缺资料的流域。在进行地区综合时，要进行大量的计算、分析和综合工作，例如各省编制水文手册和水文图集等，但在工程规划设计时，使用起来却十分简单。任何一个无资料流域或站点，只要查明它所在的流域，主可直接采用该分区的综合成果或数据，或者再根据本流域的特征等予以适当的修正。

由于水文现象的影响因素十分复杂，观测资料往往又不充足，而水文科学目前尚处于不断发展的阶段，一些计算理论和方法尚存不足，并随着科学技术的发展而不断改进，所以计算方法也多种多样，再加上工作人员的技术水平和工作经验有差异，致使对同一工程的同一水文特征值的计算成果，往往存在一定的差别。因此，为了使水文设计特征值具有充分的可靠性，必须从多方面认真地进行合理性检查、评价。否则，有时可能造成极为惨重的损失。<sup>[24]</sup> 所以在水文设计中应注重以下一些情况：

了解工程性质：修建与江河有关的任何工程，都有防洪问题。只不



过有的是为保证工程自身的安全而防洪，有的则是除了保证自身安全以外，还要为承担保护工程下游防护对象的安全而防洪。在设计洪水问题上，不同性质的工程，考虑的重点也不一样。如对于水库工程，若库容很大，泄量很小，则检查时应注意设计洪量；反之，若库容很小，泄量很大，则应注重抓设计洪峰；若库容和泄量都不是太大，则设计洪峰、洪量和洪水过程线都很重要。对于堤防、桥梁则应注重抓设计洪峰流量和水位。

了解工程任务：在水文设计中，工程任务不同，其注重点也有所不同。例如，若为单库防洪，则应注重本库的设计洪水；若为水库群联合防洪，则注重设计洪水的地区组成和水库联合防洪调度运用方式。若为发电、灌溉、供水，则除设计洪水外，还应注重设计年月径流系列及其统计特征值的选定。对供水工程要注重设计枯水。此外，厂坝区和引水口水位流量关系也很重要。若为跨流域调水，则重点是可调水量的确定。对南水北调工程，冰情也很重要。若为防洪减淤，则除设计洪水外，应注重对水库冲淤和下游河道演变情势有关的设计来水系列和水库运用方式。

了解防洪标准<sup>[25]</sup>：工程的防洪标准应根据国家标准 GB50201—94《防洪标准》选定。

了解工程设计阶段：目前，中国在水利水电建设上对设计阶段的划分，分 2 个层次：一为流域规划，解决一个流域内江河开发治理的战略布局问题，根据规划的结果选出第一期实施的工程，这个阶段的水文计算成果，应注意上的平衡协调，使依据此成果安排的工程，不致有有定性错误；二为具体一项工程，这又可划分为项目建议书、可行性研究、初步设计和施工（技术）设计 4 个阶段，对水文计算成果内容和精度的要求，前 2 个阶段可稍低一点，后 2 个阶段则要求较高，设计值选定后就不便再变动了。

除此之外还要求了解分析计算的内容：了解流域自然地理特性，如

地理位置、流域面积和流域形状、地形地势、地质、土壤和植被、河网和干流河道情况等；了解水文气象有关情况，如气候、暴雨洪水、径流和泥沙等；了解人类活动的情况，如水利工程措施、水土保持措施等改变自然界较为剧烈的活动。因此这都对水文工作者提出了较高的要求。

### 1.2 水利工程中水文问题的研究现状

在水利工程规划设计中，为了确定工程规模，要求水文计算提供未来工程运行期间的径流过程。而水利工程的使用年限可达几十年至上百年，按目前的水文预报从成因分析上来预报未来长期和径流过程是十分困难的事，因此工程规划期间通常选取一定时期的水文观测资料，进行水文的分析与计算，得出工程所控制的水体在未来整个使用期间可能出现的水文情势，并在此基础上拟定合理的工程设计方案。

对于大中小型水利水电工程，不同设计阶段的水文分析计算内容，现行有关标准、规范<sup>[26-33]</sup>都有明确的要求。

一般来说，水文设计的内容有以下诸项<sup>[34]</sup>：

(1) 设计径流。设计径流包括年径流、时段径流，以及时段最小径流和年际持续径流干旱的频率分析及其分配情况。它们是水库径流调节、水能设计和水库运行设计的重要依据。不同情况的水利水电工程，设计径流的内容和深度有所不同。例如，具有多年调节性能的水库、除对年径流及其年内分配进行一般性分析外，还应对年际持续的径流干旱即连续枯水段进行深入的分析；而没有或有很小调节库容的径流式电站或引水工程，则对以日为时段的丰、平、枯水年径流及枯水期径流的分析要求较高。对于有航运任务的工程，还需要计算日流量保证率曲线。

(2) 设计洪水。设计洪水包括洪峰流量、时段洪量和洪水过程线。它是确定大坝高程和泄洪建筑物尺寸的关键性指标。

设计洪水的计算有两大途径<sup>[35]</sup>：一是数理统计法，即把暴雨或洪水看作是随机事件，运用数理统计学的原理和方法来推求指定频率的设计洪水，此法一般称为频率分析法；二是水文气象途径，即把暴雨/洪水看作是必然

事件,运用水文学和气象学的原理和方法,推求出近似于物理上限的暴雨/洪水,即可能最大暴雨/可能最大洪水,此法一般称为水文气象法。频率分析法是根据短期的灌水资料,通过频率曲线的外延来推求出各种设计标准的设计洪水,此途径得出的设计洪水具有明确的频率概念,但其物理形成过程不清楚;水文气象法则在现有特大暴雨资料分析研究的基础上,结合流域特性和工程要求,推求可能最大降水,将其转化为洪水,推求可能最大洪水,此途径得出的灌水,在一些主要环节上能从物理成因上得到一定的解释,但无明确的频率概念。

采用频率分析法推求设计洪水时,对于洪水频率分析,应特别注意对历史洪水资料的收集和利用;对于暴雨频率分析,应注意本流域及邻近流域大暴雨资料的搜集、分析并应进行相应的产流和汇流计算。

当水库面积相对较大,对天然来水过程有较大的附加影响时,需要进行入库设计洪水计算。小汇水面积的设计洪水,除为小型水利水电工程本身直接采用外,一些大型工程的施工现场,对一些小河沟的防洪设计,也常用到。一些灌溉、引水渠道设计,也常常需要计算小汇水面积的设计洪水。

迄今为止,无论在国内或国外,大中型水利工程的设计洪水计算仍是以频率分析法和水文气象法为主要手段。在我国,中小型水利水电工程由于流量资料短缺,往往采用由设计暴雨利用推理公式和单位线方法推求设计洪水的间接法,而大中型工程主要依据流量资料直接计算,同时也可采用暴雨径流间接法,多种途径综合比较,合理选定。间接法中关于设计暴雨与设计洪水同频率的假定存在一的误差,且由于流域各雨量站同步雨量资料系列一般不长,面雨量资料不足,多通过点面关系推求流域面平均雨量。水文气象法推求设计洪水的代表就是 PMP/PMF 计算<sup>[36][37]</sup>。此法从学科上看,属于水文学与气象学相结合的边缘学科,故称水文气象法,其所得的设计洪水成果,在一些主要环节上能够从物理成因上解释;在应用资料上,它着眼于一个很大的区域,即所谓的气象一致区,故它所获得的水

文气象信息相对较多，从而更有可能使计算成果接近于物理实际。

(3) 厂坝区水位流量关系线。为配合水利水电工程规划、设计、施工和运行的需要，对厂坝区的一些特定断面，应提出工程修建前后的水位流量关系线。这种关系线由于施工（如堆渣）、工程特性（如射流增差和河床冲淤）的影响，有时变得相当复杂。

(4) 水库调蓄演算。水库调蓄演算包括调洪演算和径流调节演算。在调洪演算中，需要根据设计入库洪水、工程泄洪能力、库容曲线和水库调洪规则，推算出库流量过程和水库在各种设计洪水标准时的最高水位，作为确定水库防洪库容或水库淹没、移民的依据。径流调节计算，则是确定电站水能指标和水库综合利用不可缺少的工作内容。

(5) 水库水量平衡。包括水库入流、出流以及各种损失量的分析计算，对一些大中型水利水电工程有重要意义。其中的各种损失量，如蒸发增损、水库渗漏以及结冰损失等，往往由于缺乏实际观测资料，不得不采用间接的方法分析确定。

(6) 泥沙分析计算。在多沙河流上，泥沙淤积量计算是分析水库使用年限和除害兴利效益的关键性问题，因而在水库规划设计中占有重要地位。水库的泥沙分析计算，包括设计入库沙量和颗粒分析、水库运用方式选定、水库淤积的形态、淤积速度和部位的分析，以及排沙防淤措施的安排等，其目的是尽量延长水库的使用年限和更大地发挥水电站的发电效益和水库的综合利用效益。与此相联系的问题，还有水库淤积、回水计算，由此可以确定库尾和库周水位抬高带来的影响和库区移民、淹没的范围。根据需要，有时还要进行水库蓄水后的塌岸估算，以及下游河道的冲淤估算。

(7) 水文预报。水文预报是水利水电工程施工和运行期间的一项极为重要的水文工作，直接关系到工程施工和运行的安全和效益。其中，又分为洪水预报和枯季径流预报。洪水预报，重点为短期实时预报，为工程度汛服务；枯季径流预报，除短期实时预报外，还注意中长期的径流预测，以制定水库、电站运行计划。与此有关的，还有河槽汇流和水力学计算的

工作内容。此外,根据具体情况,还需要进行一些特殊项目的预报,如多沙河流上的来沙量预报、异重流预报(这是水库适时排沙的重要依据);在冰冻河流上的冰情预报,以及库区塌岸的预测预报等,都有很重要的实际意义。

(8) 其它。除上述的主要项目外,还有其他一些水文计算工作,如库区气象要素的统计分析、冰情分析、水质分析、下游不稳定流分析以及溃坝洪水分析等,须视具体情况而定。

20世纪80年代至今,随着我国国民经济的迅速发展,水利水电工程建设也蓬勃发展,特别是提出重点开发一批“水电富矿”的方针,形成了一条河流、一个河段连续梯级开发的格局,这给洪水计算提出了一些新的问题。例如,如何考虑上游水库调蓄对下游断面的灌水概率分布的影响;如何利用上游水库的调蓄作用来减少下游工程施工期的洪水等。为了解决这类问题,1983年,在原水利水电规划设计研究总院的组织下,由原西北勘测设计研究院和南京水文水资源研究所等单位对梯级水库设计洪水计算方法进行了深入研究,由长江水利委员会水文局与中南勘测设计研究院等单位对入库洪水计算方法进行了深入研究,均取得了很好的成果。

这一时期,随机模拟技术已较普遍地引入防洪规划、设计洪水计算和水库的防洪调度设计中,各种单站、多站模型和随机生成技术都有所发展,在工程设计和运行中,也得到了部分应用。此外,对古洪水的研究也有了新的进展,在帮助正确确定历史洪水的重现期,以及合理选用设计洪水成果等方面起了一定的作用。一些大型工程亦开始进行防洪风险分析,并提出了一些计算风险的模型和方法。

自1979年《水利水电工程设计洪水计算规范》颁布执行后,各工程设计中有了统一的技术标准,计算成果相对比较稳定这一时期在传统的频率计算方法中,对参数估计方法也进行了较多的研究,并取得了不少成果。从20世纪80年代末到90年代初,在原水利水电规划总院的组织下,长江水利委员会等单位对1979年颁布的设计洪水计算规范进行了修订。此时,

我国在设计洪水计算内容和方法上,已经形成了一整套比较完整的体系,包括洪水流量的频率分析方法、设计暴雨和可能最大暴雨的计算方法、入库洪水计算方法、喀斯特地区的设计洪水计算方法、人类活动对设计洪水影响的估算方法等。当然,我国设计洪水研究仍存在一些问题,有待进一步深入研究,包括洪水抽样方法及其频率计算、样本系列代表性问题、PMP/PMF 分析计算以及如何对无资料地区进行设计洪水分析计算等。

近年来,美国、英国、原苏联、和日本等国家,对水文及水资源的研究,大致可分为下列几方面<sup>[38~44]</sup>:①水资源的储量计算及未来供需方面的估算,并进行合理开发和妥善管理水的研究,研究多目标水利系统最优开发方式。②从水量平衡角度进行水资源形成过程的理论研究,及各个环节水的计算方法。③地理环境(包括人类活动)对水资源系统影响研究,并应用水分循环方法对比。④大流域调水,对所在区地理环境所生的效应研究。⑤政治、经济政策对水资源合理开发利用及管理的影响。⑥水质污染研究。⑦开发新水源,如咸水淡化,南极冰山开发,冰川开发,深层地下水开发等。

世界各国水资源丰竭不同,水资源研究重点也相异,此不赘述。

综上所述,随着我国社会经济设的不断发展,对水文分析计算的要求也不断提高,在这一新的形势下,我国水文工作者用自己的智慧发展了水文分析计算,并将其上升到一个新阶段<sup>[16]</sup>。

### 1.3 论文的主要研究内容

由于水文分析计算的方法众多<sup>[45]</sup>,不同地区以及不同性质工程的计算方法也不尽相同,以及各个水利工程的特殊性,实际工作中还有许多具体水文分析计算问题有待研究和探讨。作者长期从事水利工程的设计、施工与管理等方面的工作,本文拟结合不同类型水利工程的实际,就以下具体水文问题进行分析与探讨:

(1) 根据流量资料推求设计洪水过程线并进行调洪演算,选择不同典型洪水进行分析比较。以商洛二龙山水库流域为例,由插补延长后的

流量资料系列采用频率分析法推求设计洪水，选择不同的典型洪水进行同频率放大，进而进行调洪演算，并对结果进行分析；同时探讨库容曲线拟合以及利用 Excel 进行调洪演算等问题。

(2) 在无资料条件地区根据暴雨资料推求洪水过程线，并对小型水库群进行调洪演算与防洪安全复核。以宝鸡白家窑水库为例，考虑上游水库的调蓄与溃坝等影响，推求小水库群的的入库洪水过程，并进行调洪演算。

(3) 考虑干支流与冲淤变化等因素影响下的河道设计洪水水面线推求问题。以陕北府谷段为例，首先进行设计洪水频率分析以及干支流洪水遭遇的分析，考虑多座桥梁的壅水影响，推求河段设计水面线，并进行合理性分析。

(4) 以陕南汉江石泉水库为例，通过水文计算来分析水电站扩机对水库的弃水利用情况及其可行性；

(5) 在分析马拦河径流量及水资源利用情况的基础上，重点对马拦河引水工程的可引水量进行分析计算。

## 2 典型洪水的选择及其影响分析

### 2.1 洪水资料的分析处理

#### 2.1.1 资料的选取

水文分析和计算的成果广泛用于国民经济各部门。这些作为设计重要依据成果是由观测水文资料通过一定的方法<sup>[46]</sup>分析计算而得的。几十年来,我国采用的水文计算方法众多,方法的选择取决于资料的条件以及建筑物特性要求。

水文计算可分为两大类:一类是用于建筑物防洪设计的洪水计算;另一类是用于建筑物兴利效益的径流计算。对于洪水计算,现行的主要方法为设计洪水过程线法。这一方法已列入洪水规范,在实践中为广大水文工作者所普遍采用。对于径流计算,通常有两种方法:一是典型年法(提供丰、中、枯三个典型径流过程),二是长序列法(提供具有代表性径流序列)。前者多用于资料短缺或者方案比较时,后者多用于资料较长和初设时。这两种方法在工程实践中均广泛应用。但是对大型水库和重要工程,一般采用第二种方法(长序列法)。因此,现行主要水文计算方法可以归纳为设计洪水过程线法和长序列法。

绝大多数情况下,设计洪水是指某一频率的洪水。故推求设计洪水一般就是推求符合设计频率的洪峰流量、洪水总量和洪水过程线。因掌握资料的情况和工程规划设计要求不同,推求设计洪水有不同途径。

当设计流域具有较长期的实测洪水资料,且具有历史洪水调查<sup>[47]</sup>和考证资料时,可直接由流量资料推求设计洪水。

当流域具有较长期实测暴雨资料,而且有多次暴雨洪水对应观测资料,可以分析产流和汇流规律时,可由暴雨资料推求设计洪水。

小流域往往既缺乏洪水资料,又缺乏暴雨资料,此时可采用推理公式法和地区经验公式等方法推求设计洪水。



推求设计洪水时要确定设计洪水过程线，亦即确定设计洪水的时程分配。目前，生产上一般采用放大典型洪水过程线的方法确定设计洪水过程线。进行洪水过程线放大通常采用两种方法，即同倍比法和同频率法。

同倍比法较为简单，可采用设计洪峰流量与典型洪峰流量的比值或某时段的设计洪量与典型洪量的比值对典型洪水过程线进行放大，使其洪峰流量和时段洪水总量的数值等于设计标准的频率值，即认为所得的过程线是待求的设计洪水过程线。

采用同频率法放大典型洪水过程线时，对洪峰流量和各个时段的洪量采用不同倍比，使得放大以后的过程线洪峰流量以及各时段的洪量可分别等于设计洪峰流量和设计洪量值。这两种放大典型过程线的方法在水文分析计算中都是经常采用的<sup>[48]</sup>，典型洪水过程线的合理选择是关键。下面以商洛二龙山水库洪水复核为例对典型洪水的选择及其影响进行分析。

二龙山水库流域，属丹江上游，位于秦岭南麓，坝址以上控制流域面积 965km<sup>2</sup>，主要由二条河流构成，见附图 1。西边的为黑龙口河，全长 43km，麻街水文站控制流域面积 326km<sup>2</sup>；东边的为板桥河，全长 48km，板桥水文站控制流域面积为 493km<sup>2</sup>。该流域属土石山区，按地形、地貌特征可划分为深山区、浅山区和川塬区这三种类型。其中，深山区和浅山区所占比例约为 80%，其余为川塬区。

在坝址处原设有程家坡水文站，控制流域面积 966km<sup>2</sup>，具有 12 年 (1959-1970)连续降雨、径流观测资料，因修建水库于 1971 年撤消。水库建成后，于 1973 年在黑龙口河和板桥河上各设立了一个入库水文站，即麻街站和板桥站，从 1974 年开始观测至今。此外，在水库下游的丹江干流上，还有柴湾站和丹凤站，以及水库下游的丹江右岸支流南秦河上的谢塬水文站等，详见表 2-1。

## 2 典型洪水的选择及其影响分析

表 2-1 二龙山水库上下游水文站情况

河名	站名	控制面积(km <sup>2</sup> )	观测年限	观测项目	备注
丹江	程家坡	966	1959-1970	径流	连续
丹江	柴湾	1730	1951-1956	径流	连续
丹江	柴湾	1730	1957	水位	连续
丹江	丹凤	2766	1957-至今	径流	连续
黑龙江	麻街	326	1974-至今	径流	连续
板桥河	板桥	493	1974-至今	径流	连续
南秦河	谢源	484	1959-1973	径流	不连续

此外，坝址以上流域内的雨量站有黑龙口、腰市、麻街、板桥、东峪、东峡、西荆等，观测年限长短不一，大都为 70 年代所设立。

该河段还具有正式刊印的调查历史洪水资料。

该流域的洪水全部由暴雨形成。程家坡水文站实测的 12 年资料中，较大洪水有 14 次(洪峰流量在 300m<sup>3</sup>/s 以上)。经对这 14 次洪水及其相应的暴雨资料进行分析，该流域的暴雨洪水具有如下特点：

第一，洪水发生时间绝大多数(14 次中有 10 次)在 7-9 月，约占 71%，其余 4 次出现在 6 月下旬和 10 月初。其中，实测最大洪峰为 1520m<sup>3</sup>/s，发生在 1970 年 7 月 28 日。

第二，洪水过程的历时与暴雨过程的历时密切相关。14 次暴雨中，暴雨历时达到或超过 24h 的只有 5 次，其余均不足 24h，并以 6~12h 为多。如 1970 年 7 月 28 日洪水，本流域内的暴雨中心在黑龙口，降雨历时为 12h，总雨量 95.3mm，其中 6h 雨量达 92mm，占次雨量的 96.5%。14 场雨洪资料表明，当次降水历时在 24h 左右时，相应的洪水过程历时一般在 24-48h 之间，最长不超过 72h；当次降水历时不足 24h 时，洪水历时亦较短。

第三，洪水过程线的形状大多为单峰型。14 次洪水中，单峰的有 9 次，复峰占 5 次。

《水利水电工程设计洪水计算规范》规定：根据资料条件，设计洪水可采用以下一种或几种方法进行计算：①坝址或其上、下游邻近地点具有 30 年以上实测和插补延长洪水流量资料，并有调查历史洪水时，

应采用频率分析法计算设计洪水；②工程所在地区具有 30 年以上实测和插补延长暴雨资料，并有暴雨洪水对应关系时，可由设计暴雨推算设计洪水；③工程所在流域内洪水和暴雨资料均短缺时，可利用邻近地区实测或调查暴雨和洪水资料，进行地区综合分析，估算设计洪水。由此，在这里先进行资料的插补延长，然后采用频率分析法推求工程设计洪水。

## 2.1.2 资料的插补延长

### a. 洪峰资料的插补

根据坝址及其上下游断面和邻近流域的资料条件，该水库在设计时以及随后由商洛地区水电局、二龙山水库电站管理处等单位进行的洪水分析计算工作中，采用了多种方法对程家坡站的年最大洪峰流量系列进行延长。经过分析比较，我们认为这些延长方法是可行的，插补结果是合理的。因此，本次计算继续采用，现简述如下：

(1) 采用下游柴湾站的资料，考虑流域面积非线性修正的方法，延长 1951-1956 年的资料。即：

$$Q_{m程} = (F_{程}/F_{柴})^n Q_{m柴}$$

将  $F_{程}=965\text{km}^2$ 、 $F_{柴}=1730\text{km}^2$  及  $n=0.67$  代入上式，得：

$$Q_{m程} = 0.68 Q_{m柴} \quad (2-1)$$

式中： $Q_{m程}$ 、 $Q_{m柴}$  分别为程家坡和柴湾断面的年最大洪峰流量( $\text{m}^3/\text{s}$ )。

(2) 采用上游麻街、板桥两入库站的资料，考虑流域面积线性修正的方法，延长 1974-1996 年的资料。即：

$$Q_{m程} = [F_{程}/(F_{麻}+F_{板})] (Q_{m麻}+Q_{m板})$$

将  $F_{程}=965\text{km}^2$ 、 $F_{麻}=326\text{km}^2$ 、 $F_{板}=493\text{km}^2$  代入，得：

$$Q_{m程} = 1.178(Q_{m麻}+Q_{m板}) \quad (2-2)$$

式中： $Q_{m麻}$ 、 $Q_{m板}$  分别为麻街和板桥站的年最大洪峰流量(同次洪水，

$\text{m}^3/\text{s}$ 。

(3) 利用本流域的降雨~径流关系和洪峰流量~径流深关系,由本流域的面雨量资料插补 1971-1972 年的最大洪峰流量。

(4) 利用程家坡丹凤两站洪峰相关、两流域洪峰均值比,以及雨洪相关等方法综合比较,插补 1973 年的资料。

(5) 利用本流域雨洪相关、程家坡丹凤两站洪峰相关、两流域洪峰均值比等方法综合比较,插补 1958 年的资料。

(6) 1957 年的最大洪峰流量采用《陕西省洪水调查资料》刊印成果。

这样,就得到了坝址断面的 1951-1996 年的年最大洪峰流量系列,详见表 2-2。

### b. 洪量资料的插补延长

程家坡水文站有 12 年(1959-1970)实测年最大 1、3 天洪量资料。与洪峰系列类似,采用下述方法对洪量该系列插补延长:

(1) 利用下游柴湾站的实测洪量资料,考虑流域面积比线性修正,延长程家坡站 1953-1956 年的 1、3 天洪量资料。

(2) 由程家坡水文站 12 年实测洪峰、洪量资料,建立洪峰~1 天洪量、洪峰~3 天洪量相关关系,由前述插补得到的 1971-1973 及 1958 的洪峰插补这几年的 1、3 天洪量资料。1957 年的最大 3 天洪量资料亦由该法得到,最大 1 天洪量采用水库设计时的洪水调查成果。

(3) 由上游麻街、板桥两入库站的实测最大 1、3 天洪量资料,考虑流域面积比线性修正,推算程家坡站 1974-1996 年的 1、3 天洪量资料。

这样,就得到了坝址断面 1953-1996 年的年最大 1、3 天洪量资料系列,详见表 2-3 和表 2-4。

表 2-2 二龙山水库年最大洪峰流量系列及其经验频率

年份	洪峰流量(m <sup>3</sup> /s)	序号	排队	经验频率(%)
1935	2060.0	1	2060.0	1.6
1951	335.0	1	1550.0	2.1
1952	440.0	2	1520.0	4.3
1953	748.0	3	1500.0	6.4
1954	1270.0	4	1309.0	8.5
1955	577.0	5	1270.0	10.6
1956	186.0	6	748.0	12.8
1957	1550.0	7	646.0	14.9
1958	1500.0	8	581.0	17.0
1959	519.0	9	577.0	19.1
1960	558.0	10	574.0	21.3
1961	581.0	11	558.0	23.4
1962	453.0	12	536.0	25.5
1963	138.0	13	521.0	27.7
1964	521.0	14	519.0	29.8
1965	646.0	15	494.0	31.9
1966	213.0	16	466.0	34.0
1967	536.0	17	453.0	36.2
1968	196.0	18	440.0	38.3
1969	304.0	19	423.0	40.4
1970	1520.0	20	366.0	42.6
1971	140.0	21	335.0	44.7
1972	200.0	22	305.0	46.8
1973	130.0	23	304.0	48.9
1974	305.0	24	274.0	51.1
1975	574.0	25	273.0	53.2
1976	159.0	26	246.0	55.3
1977	148.0	27	213.0	57.4
1978	206.0	28	206.0	59.6
1979	179.0	29	200.0	61.7
1980	176.0	30	196.0	63.8
1981	273.0	31	196.0	66.0
1982	423.0	32	186.0	68.1
1983	494.0	33	179.0	70.2
1984	466.0	34	176.0	72.3
1985	196.0	35	159.0	74.5
1986	93.0	36	157.0	76.6
1987	366.0	37	148.0	78.7
1988	1309.0	38	140.0	80.9
1989	157.0	39	138.0	83.0
1990	97.0	40	131.0	85.1
1991	67.0	41	130.0	87.2
1992	246.0	42	122.0	89.4
1993	77.0	43	97.0	91.5
1994	122.0	44	93.0	93.6
1995	131.0	45	77.0	95.7
1996	274.0	46	67.0	97.9

## 2 典型洪水的选择及其影响分析

表 2-3 二龙山水库年最大 1 天洪量系列及其经验频率

年份	1 天流量(万 m <sup>3</sup> )	序号	排队	经验频率(%)
1935	6039.0	1	6039.0	1.6
1953	2998.0	1	4035.0	2.2
1954	4035.0	2	3845.0	4.4
1955	1719.0	3	3448.0	6.7
1956	985.0	4	3370.0	8.9
1957	3370.0	5	3136.0	11.1
1958	2938.0	6	2998.0	13.3
1959	665.0	7	2938.0	15.6
1960	2767.0	8	2786.0	17.8
1961	1253.0	9	2780.0	20.0
1962	683.0	10	2767.0	22.2
1963	916.0	11	2497.0	24.4
1964	2780.0	12	2261.0	26.7
1965	2497.0	13	2117.0	28.9
1966	153.0	14	2018.0	31.1
1967	2117.0	15	1897.0	33.3
1968	1313.0	16	1788.0	35.6
1969	1382.0	17	1739.0	37.8
1970	3136.0	18	1719.0	40.0
1971	1218.0	19	1382.0	42.2
1972	1123.0	20	1348.0	44.4
1973	778.0	21	1313.0	46.7
1974	1788.0	22	1253.0	48.9
1975	3845.0	23	1218.0	51.1
1976	994.0	24	1123.0	53.3
1977	259.0	25	1038.0	55.6
1978	583.0	26	994.0	57.8
1979	353.0	27	985.0	60.0
1980	237.0	28	916.0	62.2
1981	1897.0	29	900.0	64.4
1982	2018.0	30	779.0	66.7
1983	2261.0	31	778.0	68.9
1984	2786.0	32	683.0	71.1
1985	1348.0	33	665.0	73.3
1986	349.0	34	583.0	75.6
1987	450.0	35	581.0	77.8
1988	3448.0	36	450.0	80.0
1989	1038.0	37	362.0	82.2
1990	581.0	38	353.0	84.4
1991	220.0	39	349.0	86.7
1992	1739.0	40	342.0	88.9
1993	362.0	41	259.0	91.1
1994	779.0	42	237.0	93.3
1995	342.0	43	220.0	95.6
1996	900.0	44	153.0	97.8

表 2-4

二龙山水库年最大 3 天洪量系列及其经验频率

年份	3 天流量(万 m <sup>3</sup> )	序号	排队	经验频率(%)
1935	10930.0	1	10930.0	1.6
1953	6195.0	1	8165.0	2.2
1954	5625.0	2	6601.0	4.4
1955	3741.0	3	6195.0	6.7
1956	2696.0	4	6129.0	8.9
1957	6601.0	5	5625.0	11.1
1958	4666.0	6	5480.0	13.3
1959	1676.0	7	4968.0	15.6
1960	4235.0	8	4876.0	17.8
1961	2756.0	9	4850.0	20.0
1962	1149.0	10	4666.0	22.2
1963	2125.0	11	4235.0	24.4
1964	4128.0	12	4128.0	26.7
1965	4968.0	13	4018.0	28.9
1966	202.0	14	3810.0	31.1
1967	3059.0	15	3741.0	33.3
1968	2912.0	16	3240.0	35.6
1969	1944.0	17	3059.0	37.8
1970	3810.0	18	3032.0	40.0
1971	2169.0	19	3009.0	42.2
1972	2039.0	20	2912.0	44.4
1973	1529.0	21	2756.0	46.7
1974	3240.0	22	2696.0	48.9
1975	8165.0	23	2220.0	51.1
1976	2220.0	24	2169.0	53.3
1977	527.0	25	2125.0	55.6
1978	968.0	26	2039.0	57.8
1979	618.0	27	1944.0	60.0
1980	380.0	28	1676.0	62.2
1981	4018.0	29	1630.0	64.4
1982	3032.0	30	1579.0	66.7
1983	5480.0	31	1529.0	68.9
1984	6129.0	32	1442.0	71.1
1985	3009.0	33	1149.0	73.3
1986	647.0	34	1120.0	75.6
1987	1120.0	35	968.0	77.8
1988	4876.0	36	919.0	80.0
1989	1630.0	37	647.0	82.2
1990	919.0	38	624.0	84.4
1991	388.0	39	618.0	86.7
1992	4850.0	40	527.0	88.9
1993	624.0	41	388.0	91.1
1994	1579.0	42	380.0	93.3
1995	380.0	43	380.0	95.6
1996	1442.0	44	202.0	97.8

此外，商洛地区水电局在 1980-81 年进行二龙山水库的洪水复核与分析计算工作时，对 1901 和 1935 年洪水，利用该流域 14 场雨洪资料建立的洪峰流量 ( $Q_m$ ) ~ 径流深 ( $R$ )、流域平均雨量 ( $H$ ) ~ 径流深 ( $R$ )、以及降雨 ~ 径流关系 ( $P+P_s \sim R$ ) 估算了相应的洪量。即：首先，查  $Q_m \sim R$  关系，由  $Q_m$  推求  $R$ ，再由  $H \sim R$  关系，查得  $H$ ；其次，由  $P+P_s \sim R$  关系得到径流深，换算成次洪水总量；最后，利用程家坡站 1 天洪量约占次洪量的 80% 的统计结果，估算出 1 天洪量，并根据该站 3 天洪量与 1 天洪量的均值比 (1.81)，估算出 3 天洪量。可见，这样得出的洪量数值，因经过的环节较多，误差可能较大，如查雨洪相关关系时需大幅度外延，特大洪水 1 天洪量占次洪量的比例以及 3 天洪量与 1 天洪量的比值等都可能不同于一般洪水。所以，这样得到的洪量数值只能供参考。与洪峰频率分析一致，洪量分析亦只考虑 1935 年洪水，其重现期仍取为 62 年一遇。

## 2.2 洪水过程线

### 2.2.1 频率计算

#### a. 洪峰流量系列频率计算

按照有特大值情况的计算公式，编程进行了排序和经验频率计算 (表 2-2)，并计算了参数初值：均值  $Q_{m01}=456.7\text{m}^3/\text{s}$ ，变差系数  $C_{v1}=0.970$ 。采用皮尔逊 III 型曲线适配。适线结果为： $Q_{m0}=457\text{m}^3/\text{s}$ ， $C_v=1.05$ ， $C_s=3C_v$ ，拟合情况详见附图 2，不同频率的洪峰流量见表 2-5。

表 2-5

二龙山水库洪峰流量频率分析结果

频率(%)	0.1	0.2	0.5	1	2	5
重现期(年)	1000	500	200	100	50	20
$Q_{mp}(\text{m}^3/\text{s})$	3967	3501	2884	2431	1983	1417

#### b. 洪量系列频率计算

1、3 天洪量系列的排序及经验频率见表 2-3 和表 2-4。采用考虑特大值的公式，分别计算了 1、3 天洪量系列的参数初值；同时，由



于 1935 年洪水的洪量数值误差较大, 仅供参考, 还计算了不考虑 1935 年洪量特大值的参数初值。计算结果见表 2-6。采用皮尔逊 III 型曲线适配, 适线结果为:

1 天洪量: 均值=1580 万 m<sup>3</sup>, C<sub>v</sub>=0.75, C<sub>s</sub>=2.5C<sub>v</sub>;

3 天洪量: 均值=2900 万 m<sup>3</sup>, C<sub>v</sub>=0.74, C<sub>s</sub>=2.5C<sub>v</sub>

拟合情况见附图 3、4, 不同频率的 1、3 天洪量见表 2-7。

表 2-6 洪量系列参数初值计算结果

	考虑 1935 年洪量		不考虑 1935 年洪量	
	均值(万 m <sup>3</sup> )	C <sub>v</sub>	均值(万 m <sup>3</sup> )	C <sub>v</sub>
1 天洪量系列	1605	0.77	1532	0.72
3 天洪量系列	2960	0.75	2829	0.71

表 2-7 二龙山水库 1、3 天洪量频率分析结果

频率(%)	0.1	0.2	0.5	1	2	5
重现期(年)	1000	500	200	100	50	20
W <sub>1p</sub> (万 m <sup>3</sup> )	8390	7616	6573	5783	4977	3934
W <sub>3p</sub> (万 m <sup>3</sup> )	15138	13775	11890	10469	9048	7163

### 2.2.2 典型洪水选择

一般应选择资料较为可靠、具有代表性、对工程防洪较不利的大洪水作为典型。结合该工程的资料条件, 首先应从程家坡站 12 年实测资料中选择。从前述雨洪特性分析可知, 该流域的洪水以单峰过程为主, 发生时间主要在 7-9 月。因此, 选择 1970 年 7 月 28 日洪水作为典型, 该洪水为单峰过程, 在 12 年实测资料中, 洪峰和 1 天洪量均为最大, 发生时间也具有代表性。

此外, 为便于对比分析, 还选择了另外 3 场各具特点的洪水作为典型: 1965 年 7 月 19 日洪水为一多峰过程且主峰靠后, 在 12 年实测资料中, 该场洪水的 3 天洪量最大, 洪峰排第二位, 1 天洪量也较大;

## 2 典型洪水的选择及其影响分析

1964年10月3日洪水，为单峰过程，较为矮胖；1975年9月27日洪水，为按上游两入库站合成并考虑流域面积修正后得到的洪水过程，该洪水属矮胖型多峰过程、主峰靠后，其3天洪量为1953-1996年的最大值，1天洪量列第二，因此，也选作典型。

### 2.2.3 洪水过程线的推求

考虑到二龙山水库为中型水库，洪峰和洪量都对工程防洪安全起作用，因此，采用同频率法放大。各典型洪水的放大倍比计算见表2-8，放大计算及过程线见附表1~附表4。

表2-8 典型洪水及其放大倍比计算

项目	70728	65719	64103	75927	设计(2%)	校核(0.2%)
$Q_m(m^3/s)$	1520	646	521	572.5	1983	3501
$K_m$ 设计	1.305	3.070	3.806	3.464	-	-
$K_m$ 校核	2.303	5.420	6.720	6.115	-	-
$W_1(万 m^3)$	3308	2719	2740	3926	4977	7616
$K_1$ 设计	1.505	1.830	1.816	1.268	-	-
$K_1$ 校核	2.302	2.801	2.780	1.940	-	-
$W_3(万 m^3)$	-	4982	4093	8215	9048	13775
$W_3-W_1$	-	2263	1353	4289	4071	6159
$K_{3-1}$ 设计	-	1.799	3.009	0.949	-	-
$K_{3-1}$ 校核	-	2.722	4.552	1.436	-	-

### 2.2.4 合理性分析

#### a. 洪峰流量的合理性分析

二龙山水库的设计洪水，除原设计成果外，商洛地区水电局于1979年和1981年进行了复核和计算；1989年二龙山水库管理处、地区水电局和地区防汛办在制订水库控制运用计划时，重新进行了计算；1996年，二龙山水库电站管理处又进行了洪水复核计算。为便于比较，现将原设计、历次计算及本次复核采用的系列情况及频率分析结果一并列于表2-9中。

表 2-9

二龙山水库洪峰流量频率计算结果比较

项目	系列	特大值	均值(m <sup>3</sup> /s)	C <sub>v</sub>	C <sub>s</sub> /C <sub>v</sub>	Q <sub>2%</sub>	Q <sub>0.2%</sub>
原设计	1951-1970	1957,1970	499	0.90	3	1900	3160
79 年复核	1951-1977	1901,1935	548.54	0.975	3	2222	3829
81 年计算	1951-1977	1901,1935	552.28	0.97	3	2231	3833
89 年计算	1951-1985	1901,1935	499.1	1.04	3.5	2181	4008
96 年计算	1951-1995	1901,1935	450.2	1.08	3.5	2030	3791
本次复核	1951-1996	1935	457	1.05	3	1983	3501

注: 原设计, 1957 年洪峰 1570m<sup>3</sup>/s, 重现期 26 年, 1970 年洪峰 1520m<sup>3</sup>/s, 重现期 21 年。

79 年复核, 1901 年洪峰 3650m<sup>3</sup>/s, 重现期 300 年; 1935 年洪峰 2320m<sup>3</sup>/s, 重现期 77 年。

81 年计算, 1901 年洪峰 3650m<sup>3</sup>/s, 重现期 300 年; 1935 年洪峰 2360m<sup>3</sup>/s, 重现期 50 年。

89 年计算, 1901 年洪峰 3650m<sup>3</sup>/s, 重现期 300 年; 1935 年洪峰 2360m<sup>3</sup>/s, 重现期 50 年。

96 年计算, 1901 年洪峰 3650m<sup>3</sup>/s, 重现期 300 年; 1935 年洪峰 2360m<sup>3</sup>/s, 重现期 100 年。

本次复核, 1935 年洪峰 2060m<sup>3</sup>/s, 重现期 62 年。

由表 2-9 可见, 各次的结果均互不相同, 其原因是多方面的。79 年和 80 年计算时采用的系列相同, 只是 1935 年洪水的重现期不同, 所得结果基本相同。79、81、89、和 96 年计算时均采用了 1901 年特大洪水, 重现期均取为 300 年(证据不够充分), 而且适线时比较偏重该场洪水(从原报告中所附的频率曲线可以看出这一点), 而 1935 年洪水的重现期又各不相同(最多相差一倍), 因此, 所得结果(设计与校核洪水)较大, 我们认为是偏大的。本次复核时, 采用的资料系列与 96 年计算时基本相同, 主要差别在于没有考虑 1901 年洪水, 1935 年洪水的重现期定为 62 年、洪峰按《陕西省洪水调查资料》为 2060m<sup>3</sup>/s, 所得结果小于 96 年的计算结果, 我们认为是合理的。

此外, 从 1951-1996 年洪峰系列的分级统计(表 2-10)可以看出, 历次计算的系列均值和 C<sub>v</sub> 值是比较符合实际的。表 2-10 表明, 500m<sup>3</sup>/s 以上的较大洪峰, 主要出现在 50 年代和 60 年代, 70 年代以后很少出现; 500-200m<sup>3</sup>/s 之间的流量, 出现机会比较均匀; 小于 200m<sup>3</sup>/s 的洪峰, 70 年代以后的出现次数明显多于 50 和 60 年代, 而且 80 年代和 90 年代各有 2 个小于 100m<sup>3</sup>/s 的洪峰出现。即 50、60 年代的系列偏丰, 70 年代以来系列偏枯。由表 2-9 可见, 79 年以来的各次适线参数, 均值呈减小的趋势, C<sub>v</sub> 有增大的趋势。

## 2 典型洪水的选择及其影响分析

与原设计相比较,本次复核推求的设计洪峰增大 4.4%,校核洪峰增大 10.8%;与采用资料系列相近的 96 年计算结果对比,设计洪峰减小 2.3%,校核洪峰减小 7.6%。变化幅度不大,在也表明本次复核结果是合理的。

表 2-10 1951-1996 年洪峰流量分级统计

流量分级(m <sup>3</sup> /s)	>1000	1000-500	500-200	<200
1951-1960	3	4	2	1
1961-1970	1	4	3	2
1971-1980	0	1	3	6
1981-1990	1	0	5	4
1991-1996	0	0	2	4
1951-1996	5	9	15	17

### b. 时段洪量的合理性分析

历次 1 天洪量的频率计算结果列于表 2-11 中。其中,81 年和 89 年计算时加入了 1901 年洪水的洪量,该洪量数值的推求方法已在前述设计洪量一节介绍,误差较大,因此,这两次的计算结果不便比较。表 2-11 表明,与原设计相比较,本次复核推求的 1 天设计洪量增大 1.2%,校核洪量增大 10.4%;与采用资料相近的 96 年计算结果对比,1 天设计洪量减小 5.4%,校核洪量减小 11.2%。变化幅度不超过 12%,所以本次复核结果是合理的。

表 2-11 二龙山水库 1 天洪量频率计算结果比较

项目	系列	特大值	均值(万 m <sup>3</sup> )	C <sub>v</sub>	C <sub>s</sub> /C <sub>v</sub>	W <sub>2%</sub>	W <sub>0.2%</sub>
原设计	1953-1970	无	1918	0.60	2	4920	6900
79 年复核	1953-1977	无	1820	0.65	2	4985	7076
81 年计算	1953-1977	1901,1935	1861	0.85	2.5	6515	10325
89 年计算	1953-1985	1901,1935	1776	0.84	3	6322	10372
96 年计算	1953-1995	1935	1594	0.75	3.5	5259	8574
本次复核	1953-1996	1935	1580	0.75	2.5	4977	7616

注:81 年计算,1901 年洪量 9940 万 m<sup>3</sup>,重现期 300 年;1935 年洪量 6039 万 m<sup>3</sup>,重现期 50 年。

89 年计算,1901 年洪量 9940 万 m<sup>3</sup>,重现期 300 年;1935 年洪量 6039 万 m<sup>3</sup>,重现期 50 年。

96 年计算,1935 年洪量 6039 万 m<sup>3</sup>,重现期 100 年。

本次复核,1935 年洪量 6039 万 m<sup>3</sup>,重现期 62 年。

同样,在3天洪量的频率计算中,81年和89年的计算均加入了1901年洪水的洪量,因此,进行对比时不予考虑。现将其它几次3天洪量的频率计算结果列于表2-12中。表2-12表明,与原设计相比较,本次复核推求的3天设计洪量增大16.6%,校核洪量增大28.7%;与96年结果对比,3天设计洪量减小6.8%,校核洪量减小13.0%。变化幅度较大,考虑到原设计中未加入特大值,而且系列较短,可以认为本次复核结果是较为合理的。

表2-12 二龙山水库3天洪量频率计算结果比较

项目	系列	特大值	均值(万 m <sup>3</sup> )	C <sub>v</sub>	C <sub>s</sub> /C <sub>v</sub>	W <sub>2%</sub>	W <sub>0.2%</sub>
原设计	1953-1970	无	3205	0.55	2	7760	10700
79年复核	1953-1977	无	3276	0.62	2	8649	12156
96年计算	1953-1995	1935	2942	0.75	3.5	9708	15826
本次复核	1953-1996	1935	2900	0.74	2.5	9048	13775

c. 综合分析

本次复核计算得到的洪峰、时段洪量的统计参数列于表2-13。由表可见:洪峰的均值最大,3天洪量的均值最小,1天洪量的均值居中;C<sub>v</sub>值由洪峰、1天洪量、到3天洪量而逐渐减小;1、3天洪量的C<sub>s</sub>/C<sub>v</sub>值相同,且小于洪峰的C<sub>s</sub>/C<sub>v</sub>值。这些变化均符合一般规律,即统计参数是合理的。

表2-13 洪峰、洪量的统计参数比较

项目	洪峰	1天洪量	3天洪量
均值(m <sup>3</sup> /s)	457	182.9	111.9
C <sub>v</sub>	1.05	0.75	0.74
C <sub>s</sub> /C <sub>v</sub>	3	2.5	2.5

设计与校核洪峰和时段洪量的比较见表2-14,当采用相同单位时,无论是设计洪水还是校核洪水,均呈现由洪峰、1天洪量、到3天洪量而逐渐减小的规律;同时,校核值均大于设计值,即不同历时的频率曲线不相交。所以,洪峰和时段洪量的设计与校核值是合理的。

表 2-14 设计与校核洪峰、洪量的比较

项目	洪峰(m <sup>3</sup> /s)	1 天洪量(m <sup>3</sup> /s)	3 天洪量(m <sup>3</sup> /s)
设计(2%)	1983	576.0	1047.2
校核(0.2%)	3501	881.5	1594.3

关于设计洪水过程线,结合该流域洪水的特点,选择了4个各具特点的典型洪水过程,采用同频率法放大,按时段洪量基本不变的原则修匀后得到的设计与校核洪水过程线形状合理(见附表1~附表4)。

综上所述,本次复核推求的设计与校核洪水是合理的,可供水库调洪演算和防洪安全校核应用。

## 2.3 调洪演算有关问题

洪水流量过程经过水库时的具体变化情况,与水库的容积特性、泄洪建筑物的型式和尺寸以及水库运行方式等有关。在水库调蓄洪水的过程中,入库洪水、下泄洪水、拦蓄洪水的库容、水库水位的变化以及泄洪建筑物型式和尺寸等之间存在着密切的关系。水库调洪计算的目的,正是为了定量地找出它们之间的关系,以便为决定水库的有关参数和泄洪建筑物型式、尺寸或合理运用等提供依据<sup>[49]</sup>。下面探讨以 Excel 为工具,采用精度较高、灵活性较好的试算法进行调洪演算中的有关具体问题,如库容曲线与泄流曲线的公式化(拟合)与 Excel 电子计算表格设计等。

### 2.3.1 库容曲线拟合

根据二龙山水库原库容曲线和 1995 年 10 月的最新库区淤积资料,可得表 2-15。

表 2-15 二龙山水库有效库容曲线的推求

水位	735	740	745	750	751	755	760	762.5	765	770	770.46	771	771.5	772
V <sub>库</sub>	230	520	1040	1740	1900	2750	4040	4780	5700	7760	8000	8220	8460	8670
ΔV <sub>库</sub>	164.4	127.4	88.7	166	37.2	189.1	125.4	19	18	33.3	0	0	0	0
ΣΔV <sub>库</sub>	164	292	381	547	584	773	898	917	935	968	968	968	968	968
V <sub>库</sub> *	66	228	659	1194	1316	1977	3142	3863	4765	6792	7032	7252	7492	7702

注:水位的单位为 m;库容的单位均为万 m<sup>3</sup>。

为了便于应用计算机进行调洪演算, 现将高程 760-772m 范围内的淤积库容内插成高差为 1m(包括有关特征水位)的数值, 再从原库容曲线中扣除, 得到相应的有效库容值, 并将其拟合成数学公式, 见表 2-16。为提高精度, 将水位转换成相对于 760m 高程的水深, 并以高程 765m 分为两段进行拟合。拟合情况及误差见表 2-16, 拟合公式为:

760~765 高程:

$$H = 11.976 \ln(V) - 96.403 \quad (\text{相关系数 } r=0.9998) \quad (2-3)$$

765~772 高程:

$$H = 14.625 \ln(V) - 119.03 \quad (\text{相关系数 } r=0.9980) \quad (2-4)$$

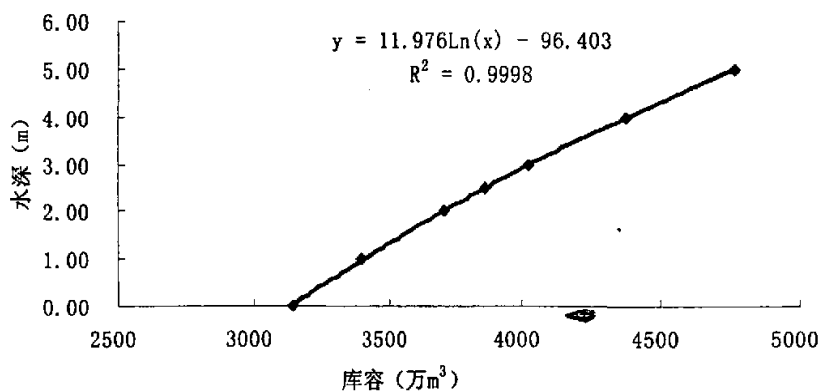
式中: H 为相对于 760m 高程的水深(m); V 为库容(万 m<sup>3</sup>)。

表 2-16 二龙山水库水位-库容关系及其拟合公式

水位 (m)	库容 (万 m <sup>3</sup> )	水深 (m)	计算水深 (m)	误差 (m)
760.00	3142	0.00	0.04	0.04
761.00	3395	1.00	0.96	-0.04
762.00	3707	2.00	2.02	0.02
762.50	3863	2.50	2.51	0.01
763.00	4020	3.00	2.99	-0.01
764.00	4372	4.00	3.99	-0.01
765.00	4765	5.00	5.02	0.02
766.00	5148	6.00	5.96	-0.04
767.00	5572	7.00	7.12	0.12
768.00	5975	8.00	8.14	0.14
769.00	6379	9.00	9.10	0.10
770.00	6792	10.00	10.01	0.01
770.46	7032	10.46	10.52	0.06
771.00	7252	11.00	10.97	-0.03
771.50	7492	11.50	11.45	-0.05
772.00	7702	12.00	11.85	-0.15

## 2 典型洪水的选择及其影响分析

二龙山水库水深-库容曲线 (760-765m)



二龙山水库水深-库容曲线 (765-772m)

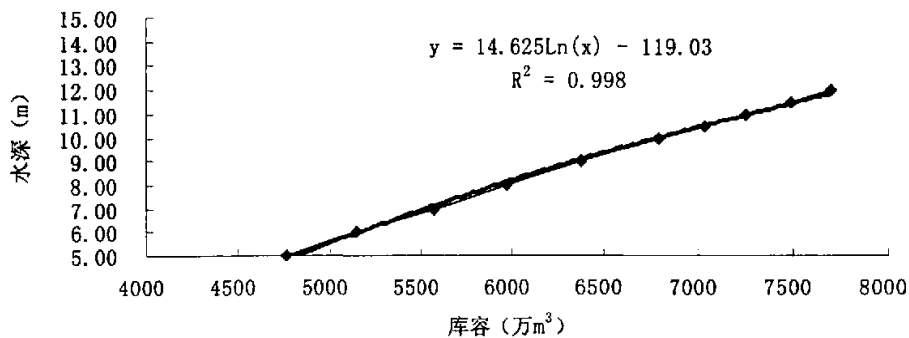
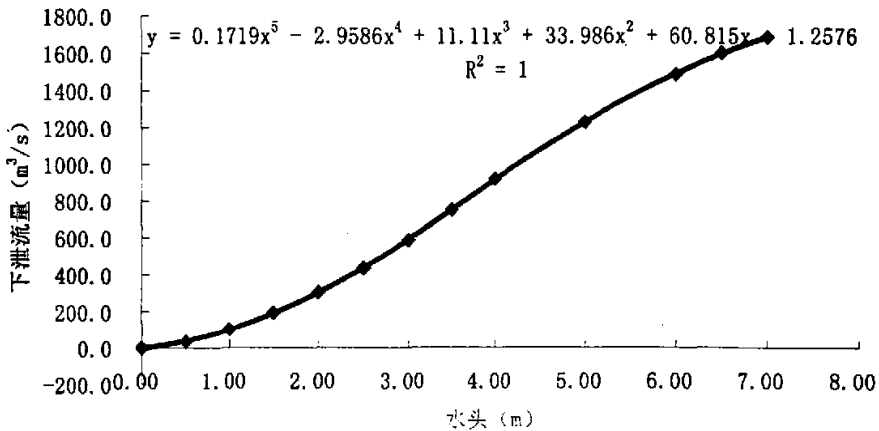




表 2-17 二龙山水库溢流堰下泄流量计算及其拟合

水位 (m)	水头 (m)	流量系数 m	侧收缩系 数	净堰宽 (m)	$(2g)^{1/2}$	流量 (m <sup>3</sup> /s)	计算流量
765.00	0.00	0.3980	0.996404	57	4.429447	0.0	-1.3
765.50	0.50	0.4097	0.992807	57	4.429447	35.4	38.9
766.00	1.00	0.4213	0.989211	57	4.429447	102.7	101.9
766.50	1.50	0.4329	0.985614	57	4.429447	193.3	190.3
767.00	2.00	0.4445	0.982018	57	4.429447	304.7	303.4
767.50	2.50	0.4562	0.978421	57	4.429447	435.6	438.0
768.00	3.00	0.4657	0.974825	57	4.429447	585.6	589.2
768.50	3.50	0.4689	0.971228	57	4.429447	750.5	750.6
769.00	4.00					919.8	915.5
770.00	5.00					1229.0	1229.3
771.00	6.00					1485.0	1489.3
771.50	6.50					1599.0	1594.4
772.00	7.00					1685.0	1686.2



### 2.3.2 泄流曲线拟合

二龙山水库的泄流设施有溢流坝和底孔。由于溢流坝段的实际总净宽比设计值大，底孔也经过改造，因此，二者的泄流能力都有所变化。底孔的泄流能力，按照所提供的最新泄流曲线图，由

$q = \mu A \sqrt{2gH}$  (H 为水头, A 进口断面面积,  $\mu$  为流量系数), 闸门全开的情况可表示为:

$$q = 17.18\sqrt{Z - 725.15} \quad (2-5)$$

式中, Z 为库水位(m)。

溢流堰的泄流能力, 在商洛地区水电局 1980 年 10 月完成的《二龙山水库洪水复核补充计算》(以下简称为《补充计算》)中有详细说明和计算。商洛地区水电局、地区防汛办和二龙山水库电站管理处在随后的有关分析计算报告中(如 1989 年的水库控制运用计划和 1996 年的洪水复核报告)均以该结果为准。考虑到其分析计算比较符合实际, 本次计算也予以采用。但《补充计算》在计算溢流堰的侧收缩系数 $\sigma_c$ 时, 误将单孔堰宽取为总净宽, 从而得到 $\sigma_c = 1 - 0.0018H_0$ ; 更正后得到: $\sigma_c = 1 - 0.007193H_0$ ,  $H_0$  为堰上水头(m)。由于拱桥从高程 769.1m 开始起拱, 所以, 从堰顶至 769m 溢流堰的总净宽不变(57m), 可直接由堰流公式计算泄流量, 详见表 2-17。从 769.1 到 770.88m 的拱形桥孔部分, 溢流净宽逐渐减小, 水位 770m 的泄流量直接采用《补充计算》中的结果。770.88m 以上部分, 按孔口出流计算, 直接采用《补充计算》中的数值。这样, 就得到了高程 765~772m 范围内的水位~泄流量关系(表 2-18)。为便于计算机调洪, 对表 2-18 中的水位~泄流量关系用多项式进行了拟合(详见表 2-17), 结果为:

$$Q = 0.172h^5 - 2.9597h^4 + 11.114h^3 + 33.982h^2 + 60.814h - 1.2575 \quad (2-6)$$

式中, h 为堰上水头(m); Q 为流量( $m^3/s$ )。该式的拟合精度很高, 最大误差不超过  $5m^3/s$ (见表 2-17)。

表 2-18 二龙山水库溢流堰水位~泄流量关系

水位(m)	765	765.5	766	766.5	767	767.5	768	768.5	769	770	771	771.5	772
流量( $m^3/s$ )	0	35.4	102.7	193.3	304.7	435.6	585.6	750.5	919.8	1229	1485	1599	1685

### 2.3.3 调洪演算及结果分析

确定了设计与校核洪水过程线、库容曲线和泄流曲线,即可进行调洪演算。为便于考虑底孔与溢流堰的不同组合,现采用试算法,库容曲线采用式(2-3)、(2-4),泄流曲线采用式(2-5)、(2-6)。本次调洪演算,起调水位(即汛限水位)按原设计取为 762.50m,分别计算了如下两种方案:第一,从洪水入库时开始,底孔闸门全开泄流,这样可充分利用泄流设施,以使库水位尽量保持在汛限水位;第二,从库水位上涨到与溢流堰顶齐平时开始,底孔闸门全开泄流,这样,运行管理上比较方便。对前述由 4 个典型洪水推求的设计与校核洪水过程线分别按这两种方案进行了调洪演算。限于篇幅,仅附上部分计算过程:以 70728 洪水为典型的设计与校核洪水的调洪演算见附表 5~附表 8;以另外 3 场洪水为典型的设计与校核洪水的调洪演算,库水位与堰顶齐平时底孔开始泄流的情况见附表 9~附表 14。为清晰起见,将调洪演算的全部结果归纳为表 2-19、表 2-20。

表 2-19 二龙山水库设计洪水调洪演算结果(P=2%,起调水位 762.50)

典型洪水	从洪水入库时开始, 底孔闸门全开泄流		从库水位上涨到与堰顶齐平 时开始,底孔闸门全开泄流	
	最高库水位(m)	下泄流量( $m^3/s$ )	最高库水位(m)	下泄流量( $m^3/s$ )
70728	768.58	892	768.69	928
65719	768.46	851	768.46	851
64103	768.00	703	768.47	854
75927	768.53	875	768.53	875

注:下泄流量为相应于最高库水位的泄流量,系溢流堰与底孔之和。

由表 2-19、2-20 可见:不同典型洪水得出的设计洪水过程线,调洪演算结果(最高库水位与下泄流量)存在明显的差异;在各种情况下,都是 70728 典型的库水位最高、下泄流量最大。究其原因,主要是该典型及其设计与校核洪水过程在峰顶段的洪量较其它几场洪水的大,而且峰、量的放大系数非常接近(见表 2-8),放大过程线变形小。从有利

## 2 典型洪水的选择及其影响分析

于水库的防洪安全出发,取 70728 典型的调洪演算结果作为本次洪水复核的成果(表 2-21)。

表 2-20 二龙山水库校核洪水调洪演算结果(P=0.2%, 起调水位 762.50)

典型洪水	从洪水入库时开始, 底孔闸门全开泄流		从库水位上涨到与堰顶齐平 时开始,底孔闸门全开泄流	
	最高库水位 (m)	下泄流量( m <sup>3</sup> /s)	最高库水位 (m)	下泄流量 ( m <sup>3</sup> /s)
70728	770.59	1506	770.65	1521
65719	770.19	1398	770.19	1398
64103	770.12	1380	770.29	1426
75927	770.10	1373	770.10	1373

表 2-21 二龙山水库调洪演算成果(起调水位 762.50)

入库洪水类型	从洪水入库时开始, 底孔闸门全开泄流		从库水位上涨到与堰顶齐平 时开始,底孔闸门全开泄流	
	最高库水位 (m)	下泄流量 ( m <sup>3</sup> /s)	最高库水位 (m)	下泄流量 ( m <sup>3</sup> /s)
设计洪水(P=2%)	768.58	892	768.69	928
校核洪水(P=0.2%)	770.59	1506	770.65	1521

### 3 小型水库群的调洪演算与防洪安全复核

我国地域辽阔，很多数中、小型工程所在的河流都无流量资料可供利用，无法直接用流量资料进行设计洪水计算。因此，常采用暴雨资料来推求设计洪水<sup>[50]</sup>。常规的由暴雨推求设计洪水计算方法的主要步骤<sup>[51]</sup>：首先根据所能收集到的工程所在流域或附近的点暴雨资料推求面设计暴雨，然后采用产汇流方案计算相应的设计洪水。推求设计洪水过程线所采用的途径有数理统计途径，成因分析途径，地理分布途径，地区经验公式途径，水文比拟途径和历史洪水加成途径。对于梯级水库群，一般则先按一定的暴雨地区组成，求出上游水库及区间的洪水后，作上游水库的洪水调洪演算，得到下泄洪水过程，与区间洪水过程迭加，得到下游水库的入库洪水过程线。

七星河是渭河水系漆水河的二级支流。七星河干、支流上共建有水库 11 座，其中，小（1）型水库 8 座：白家窑、丁童、官务、祁家沟、王家沟、刘家沟、祝京和石沟门；小（2）型 3 座：七里桥、祁阳和风邹。白家窑水库属于最末一级，坝址以上制流域面积 156.3km<sup>2</sup>。水库群分布见所附图 5，各库的有关特征见水库基本情况统计表（附表 15）。现要求对位于最下游的白家窑水库进行防洪安全复核。

白家窑水库流域内没有水文站和雨量站，属于无资料流域。按照《水利水电工程设计洪水计算规范》的规定，拟采用地理综合法来推求设计洪水，主要依据为《宝鸡市水文实用手册》（以下简称《手册》）（文献[52]）。设计洪水的具体推求方法有：经验公式法和暴雨产汇流法。按照《手册》规定，经验公式法和暴雨产汇流法都需要用到设计暴雨成果。为此，首先推求设计暴雨。

由于白家窑水库上游建有多座水库，在上游水库不溃坝的条件下，推求设计洪水时应该考虑上游水库的调蓄影响问题。此外，上游水库的校核标准均不超过 200 年一遇，远低于白家窑水库的校核标准 500 年一遇。当白家窑水库出现校核洪水时，上游水库将发生溃坝，此时必须考

虑上游水库的溃坝洪水对白家窑水库的影响问题。

在 50 年一遇设计标准条件下，考虑到上游水库、特别是小（1）型水库的校核标准均超过 50 年一遇，所以，不必考虑上游水库的溃坝问题。为了推求白家窑水库的入库设计洪水，需要首先推求干流上第一座水库（即官务水库）的入库洪水过程。然后逐级进行调洪演算、并与区间洪水过程迭加，得到白家窑水库的入库洪水过程。现针对上述诸问题，分析计算如下。

### 3.1 设计暴雨推求

#### 3.1.1 设计暴雨历时推求

白家窑水库的控制流域面积为  $156.3\text{km}^2$ ，各区间的面积小于  $100\text{km}^2$ ，按照《手册》的规定，设计暴雨历时均采用 12h。

#### 3.1.2 设计点雨量推求

查《手册》中的 1、3、6h、24h 点雨量的均值和变差系数等值线图，得到流域中心处各历时的点雨量均值和变差系数，结果见表 3-1。按《手册》规定，取  $C_s/C_v=3.5$ ，由各历时的  $C_v$  值查不同频率皮尔逊 III 型曲线的模比系数  $K_p$ ，与均值相乘，即可得到相应的设计点暴雨量，计算结果见表 3-2。

表 3-1 官务水库以上区间的点雨量统计参数

历时(h)	1	3	6	24
均值 (mm)	25	35	43	58
Cv	0.55	0.55	0.52	0.51

表 3-2 官务水库以上区间设计点雨量计算结果 单位：mm

频率(%)	$H_1$	$H_3$	$H_6$	$H_{12}$
0.1	105.0	168.0	197.5	210.8
0.2	95.8	153.2	181.0	193.0
0.5	83.5	133.6	158.0	168.8
1	74.0	118.4	141.5	151.3
2	64.5	103.2	124.0	132.7

### 3.1.3 设计面雨量推求

官务水库与祁家沟、王家沟、刘家沟水库之间的区间面积（含七里桥水库控制面积）为 38.34km<sup>2</sup>，查《手册》表 5-2，可求得西河水库流域 1、3、6、12h 的点面系数分别为：0.9404, 0.9485, 0.9534, 0.9645。流域形状改正系数为 0.952。这样，由表 3-2 可得到官务水库以上区间的设计面雨量，结果见表 3-3。

表 3-3 官务水库以上区间设计面雨量计算结果 单位：mm

频率(%)	H <sub>1</sub>	H <sub>3</sub>	H <sub>6</sub>	H <sub>12</sub>
0.1	94.0	151.8	179.3	193.7
0.2	85.8	138.4	164.3	177.3
0.5	74.8	120.7	143.5	155.1
1	66.3	107.0	128.5	139.0
2	57.8	93.2	112.6	121.9

### 3.1.4 设计面暴雨量的时程分配

查《手册》中表 5-4 的 12 小时设计暴雨时程分配雨型，由表 3-3 中的设计面暴雨量，可得到不同频率的 12h 设计暴雨量的时程分配。

## 3.2 设计洪峰流量推求

### 3.2.1 经验公式法

渭河以北地区的洪峰流量计算公式为：

$$Q_p = 0.009F^{0.742}J^{0.324}H_{6p}^{1.301} \quad (3-1)$$

式中：Q<sub>p</sub>—设计频率为 P 的洪峰流量（m<sup>3</sup>/s）；

F—设计流域面积（km<sup>2</sup>）；

J—主河道平均比降（‰）；

H<sub>6p</sub>—设计频率为 P 的 6 小时点暴雨量（mm），见表 3-2。

将官务水库以上区间的  $F=38.34\text{km}^2$ 、 $J=21\%$  代入(3-1)式, 即可求得不同频率的设计洪峰流量, 结果见表 3-4。

表 3-4 经验公式法计算结果

频率 (%)	2	1	0.5	0.2
重现期 (年)	50	100	200	500
$Q_p(\text{m}^3/\text{s})$	191	227	262	313

### 3.2.2 推理公式法

#### a. 产流计算

按《手册》的规定, 采用入渗率-土壤含水量关系曲线法进行产流计算。渭北地区的流域最大蓄水量  $I_m$  为 100mm, 设计情况下的前期影响雨量  $P_a=I_m/2=50\text{mm}$ 。按《省图集》的产流分区, 宜君县属于陕北分区 (I), 故入渗率( $f$ )-土壤含水量( $S$ )关系采用陕北的较合适, 其综合结果为:

$$\begin{aligned} S \leq 78\text{mm} & \quad f=685.8S-1.08 \quad (\text{mm/h}) \\ S > 78\text{mm} & \quad f=6.18 \quad (\text{mm/h}) \end{aligned} \quad (3-2)$$

由设计暴雨的时程分配, 取设计  $P_a(50\text{mm})$  作为初始  $S$  值, 逐时段扣除下渗量, 即可得到净雨过程。扣除 15% 的潜流后, 得到地面净雨过程。50 年和 500 年重现期的产流计算结果见表 3-5。

表 3-5 官务水库以上区间净雨计算结果

重现期	项 目	雨 量			合 计
50 年	总净雨(mm)				68.37
	潜流 (15%)				10.26
	地面净雨(mm)	4.36	46.31	7.44	58.11
500 年	总净雨(mm)				120.12
	潜流 (15%)				18.02
	地面净雨(mm)	12.51	73.90	15.69	102.10

#### b. 设计洪峰流量的推求



## (1) 地面径流洪峰流量的推求

推理公式法的基本公式为：

$$Q_t = 0.278 \frac{h_t}{t} F \quad (3-3)$$

$$\tau = \frac{0.278L}{mJ^{1/3}Q_m^{1/3}} \quad (3-4)$$

式中： $h_t$ — $t$ 时段的最大净雨(mm)；

$t$ —时段 (h)；

$\tau$ —汇流历时 (h)；

$L$ —沿主河槽从坝址断面至分水岭的最长距离 (km)；

$J$ —沿流程  $L$  的平均比降 (以小数计)；

$m$ —经验性汇流参数，可表示为：

$$m = 1.34\theta^{0.587} h_R^{-0.541} \quad (3-5)$$

$$\theta = \frac{L}{(FJ)^{1/3}} \quad (3-6)$$

式中： $h_R$ —设计净雨量 (mm)，当  $h_R > 70\text{mm}$  时，采用 70mm。

式 (3)、(4) 的求解采用曲线交会法，流域特征值如前所述。推理公式法 50 年一遇的具体求解见表 3-6，限于篇幅，其它重现期的计算表格不再一一罗列，不同重现期的计算结果汇总于表 3-7。

## (2) 地下径流的回加

地下径流包括潜流和基流这两部分。地下净雨形成的潜流过程线按等腰三角形考虑，其底宽为地面径流过程线历时的 2 倍。潜流对设计洪峰流量的贡献值 ( $\Delta Q$ ) 为：

$$\Delta Q = Q_{\text{潜max}} \frac{\tau}{T} \quad (3-7)$$

表 3-6 推理公式法推求地表径流洪峰流量（官务以上区间，T=50 年）

地面净雨 h	$h_t$	时间 t	$Q_t$	$Q_r$
(mm)	(mm)	(h)	( $m^3/s$ )	( $m^3/s$ )
4.36	46.31	1	493.6	4622.3
	50.03	1.5	355.5	1369.6
46.31	53.75	2	286.4	577.8
	55.93	2.5	238.5	295.8
7.44	58.11	3	206.5	171.2
	58.11	3.5	177	107.8
	58.11	4	154.8	72.2
结 果	汇流时间:	2.74	洪峰:	224.7
最大流程(km)	9.8	比降	0.021	
面积( $km^2$ )	38.34			
计算公式	$Q_t=(0.278h_t/t)*F$		$\theta =$	10.5342
	$Q_r=[0.278L/\tau *m]^{1/3-3}$		$m=$	0.5928

表 3-7 推理公式法地面径流洪峰流量计算结果

重现期 (年)	50	200	500
$Q(m^3/s)$	225	332	415
汇流历时(h)	2.74	2.66	2.47

$$Q_{潜max} = \frac{h_{潜} F}{3.6T} \quad (3-8)$$

式中： $Q_{潜max}$ —潜流洪峰流量 ( $m^3/s$ )；

$h_{潜}$ —潜流净雨量 (mm)，为总净雨量的 15%；

T—地面径流过程线总历时 (h)， $T = \tau / K \tau$ ，查《手册》得

$$K \tau = 0.21;$$

$\tau$ —涨洪历时 (h)。

不同重现期  $\Delta Q$  的计算结果列于表 3-8。

表 3-8 推理公式法潜流对设计洪峰流量的贡献

表 3-8 推理公式法潜流对设计洪峰流量的贡献

重现期 (年)	50	200	500
$\Delta Q(m^3/s)$	2.06	2.93	2.85

按照《手册》规定,对于渭河以北的小流域,设计条件下可不考虑基流量。

### (3) 设计洪峰流量

地面径流洪峰流量与潜流的贡献值之和,就是所求的设计洪峰流量,结果见表 3-9。

表 3-9 推理公式法推求的设计洪峰流量

重现期 (年)	50	200	500
$Q(m^3/s)$	227	335	418

### (4) 洪峰流量的计算结果比较与选择

为便于比较,将以上各种方法推求的洪峰流量归纳为表 3-10。表 3-10 表明,经验公式法的结果明显小于推理公式法的结果。从偏于安全考虑,采用推理公式法的结果。

表 3-10 官务水库以上区间洪峰流量计算结果对比( $m^3/s$ )

重现期(年)	50	200	500
经验公式法	191	262	313
推理公式法	227	335	418

## 3.3 设计洪水过程线推求

净雨总量求出后,可根据流域面积换算为洪量。采用前述 f-S 曲线法计算的净雨总量,由流域面积可推算出相应的洪水总量,结果见表 3-11。此外,得出洪水过程线后,还可以计算出洪水过程线下的面积,即洪量。这两种方法得到的洪量应大体协调。

表 3-11 由净雨总量推算洪量

重现期(年)	50	200	500
净雨量 (mm)	68.37	99.24	120.12
洪量(万 m <sup>3</sup> )	262	381	461

采用五点概化过程线来推求设计洪水过程线。按照《手册》中的方法,洪峰流量和汇流历时确定后,参照《手册》中的表 6-12 和表 6-13(五点概化过程线系数),经过对控制点(上涨拐点、峰点和退水拐点)的出现时间适当调整(便于后面进行调洪演算),即可得到洪水过程线。将洪水过程线内插成时段为 0.5h 的过程线后,可用于调洪演算。

### 3.4 洪水分析与调洪演算

#### 3.4.1 官务水库洪水分析与调洪演算

上面已经求出官务水库与祁家沟、王家沟、刘家沟水库区间不同频率的洪水过程线。发生 50 年一遇洪水时,考虑到上游水库的校核防洪标准一般不低于 50 年一遇,即不出现溃坝。同时,祁家沟、王家沟、刘家沟水库均没有溢洪道,所以作为近似计算,将这三个水库的输水洞最大泄流量(三库之和为 22.31m<sup>3</sup>/s)与区间洪水过程线迭加,即可得到官务水库的 50 年一遇入库洪水过程线。

为了提高调洪演算的精度和速度,拟采用试算法在计算机上进行调洪演算。为此,将扶风县水利局提供的官务水库的库容曲线与溢洪道(包括输水洞)泄流曲线拟合成了数学公式,结果为:

$$Z = -0.000018V^2 + 0.0364V + 602.0489 \quad (R^2 = 0.999) \quad (3-9)$$

$$q = 5.064H^2 + 9.3444H + 1.2022 \quad (R^2 = 0.999) \quad (3-10)$$

式中: Z—库水位 (m);

V—库容 (万 m<sup>3</sup>);

q—泄流量 (m<sup>3</sup>/s);

H=Z-611.741, 为堰上水头 (m)。

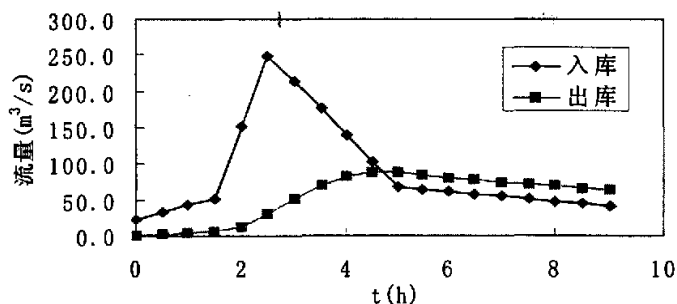
3 小型水库群的调洪演算与防洪安全复核

表 3-12

官务水库设计洪水调洪演算表 (试算法)

(T=50 年, 起调水位: 611.741m)

时间 t (h)	时段初 入库流 量 $Q_1$ ( $m^3/s$ )	时段末 入库流 量 $Q_2$ ( $m^3/s$ )	时段平 均流量 Q ( $m^3/s$ )	时段初 出库流 量 $q_1$ ( $m^3/s$ )	时段末 出库流 量 $q_2$ ( $m^3/s$ )	时段 平均 流量 q ( $m^3/s$ )	时段洪 量变化 量 $dW$ ( $万 m^3$ )	时段末 库容 $V_2$ ( $万 m^3$ )	时段末 水位 $Z_2$ (m)	时段末 泄流能 力 $q_2'$ ( $m^3/s$ )
时间	入库			出库				317	611.74	
0	22.3	32.3	27.3	0	3	1.5	4.6	321.6	611.89	2.8
0.5	32.3	42.3	37.3	3	4.5	3.8	6	327.7	612.04	4.5
1	42.3	52.3	47.3	4.5	7	5.8	7.5	335.2	612.23	6.9
1.5	52.3	152.3	102.3	7	13	10	16.6	351.8	612.63	13.4
2	152.3	249.4	200.8	13	30	21.5	32.3	384.1	613.37	30
2.5	249.4	213	231.2	30	52	41	34.2	418.3	614.13	52.3
3	213	176.6	194.8	52	70	61	24.1	442.4	614.63	70.4
3.5	176.6	140.2	158.4	70	82	76	14.8	457.2	614.93	82.4
4	140.2	103.8	122	82	88	85	6.7	463.9	615.06	88
4.5	103.8	67.3	85.5	88	88	88	-0.4	463.4	615.05	87.6
5	67.3	64.1	65.7	88	85	86.5	-3.7	459.7	614.98	84.5
5.5	64.1	60.9	62.5	85	81	83	-3.7	456	614.9	81.4
6	60.9	57.7	59.3	81	78	79.5	-3.6	452.3	614.83	78.4
6.5	57.7	54.5	56.1	78	75	76.5	-3.7	448.7	614.76	75.4
7	54.5	51.3	52.9	75	72	73.5	-3.7	444.9	614.68	72.5
7.5	51.3	48.1	49.7	72	70	71	-3.8	441.1	614.6	69.4
8	48.1	44.8	46.4	70	66	68	-3.9	437.2	614.52	66.4
8.5	44.8	41.6	43.2	66	63	64.5	-3.8	433.4	614.44	63.4
9	41.6	38.4	40	63	60	61.5	-3.9	429.5	614.36	60.5
9.5	38.4	35.2	36.8	60	58	59	-4	425.5	614.28	57.5
10	35.2	32	33.6	58	55	56.5	-4.1	421.4	614.19	54.5
10.5	32	28.8	30.4	55	52	53.5	-4.2	417.3	614.1	51.5
11	28.8	25.6	27.2	52	49	50.5	-4.2	413.1	614.01	48.6
11.5	25.6	22.3	23.9	49	46	47.5	-4.2	408.8	613.92	45.7
12	22.3	0	11.2	46	42	44	-5.9	402.9	613.79	41.7



以溢洪道进口高程 611.741m 为起调水位，官务水库 50 年一遇的调洪演算过程及入库、出库洪水过程线的比较详见表 3-12。所得结果为：最高库水位 615.06m，最大下泄流量 88 m<sup>3</sup>/s。可见，最高库水位低于坝顶高程（616.24m）1.18m，官务水库不会溃坝。

为了满足后面分析的需要，同时对 200 年一遇的情况进行了近似分析，采用的方法与上面完全相同。即假定上游水库不溃坝，官务水库的入库洪水过程为区间 200 年一遇洪水过程与上游 3 库的输水洞下泄流量（22.31m<sup>3</sup>/s）之和。以溢洪道进口高程为起调水位，调洪演算结果为：最高库水位 615.43m，最大下泄流量 105 m<sup>3</sup>/s。可见，最高库水位低于坝顶高程（616.24m）0.81m，如果管理运用得当，官务水库也不至于溃坝。

### 3.4.2 丁童水库洪水分析与调洪演算

采用与官务水库相同的方法，先求出丁童-官务水库区间的 50 年一遇洪水过程线，在与官务水库的下泄过程线迭加，即可得到丁童水库的入库洪水过程线。由于官务、丁童二库相距很近（坝址相距 4.1km），官务水库的下泄流量几乎直接进入丁童水库的库区，所以，直接将官务水库的下泄流量过程与区间流量过程迭加。由此丁童水库的 50 年一遇入库洪峰流量为 122 m<sup>3</sup>/s，洪量为 285 万 m<sup>3</sup>。

丁童水库的库容曲线与溢洪道（含输水洞）泄流曲线的拟合结果为：

$$Z = -0.0002V^2 + 0.0786V + 571.1845 \quad (R^2 = 0.999) \quad (3-11)$$

$$q = 0.3073H^2 + 0.7578H + 0.7203 \quad (R^2 = 0.997) \quad (3-12)$$

以溢洪道进口高程 574.00m 为起调水位,丁童水库 50 年一遇洪水的调洪演算结果为:最高库水位高于 580.00m,最大下泄流量  $18\text{m}^3/\text{s}$ ,相应总库容大于  $280\text{万 m}^3$ 。而丁童水库的坝顶高程为 579m,溢洪道泄流能力为  $10\text{ m}^3/\text{s}$ ,总库容为  $175\text{万 m}^3$ 。可见,由于最高库水位超过坝顶高程,丁童水库将发生溃坝。

### 3.4.3 白家窑水库洪水推求与调洪演算

上述分析计算表明,发生 50 年一遇设计洪水时,官务水库不会溃坝,而丁童水库将出现溃坝。因此,推求白家窑水库的入库洪水时,必须考虑丁童水库的溃坝影响。

#### a. 丁童水库的溃坝洪水计算

溃坝方式按瞬间全溃考虑,坝址处的溃坝最大流量的计算公式为:

$$Q_{\text{溃}}=0.928BH^{1.5} \quad (3-13)$$

式中:  $Q_{\text{溃}}$ —坝址处的溃坝最大流量 ( $\text{m}^3/\text{s}$ );

B—溃口宽度,可取平均坝长 (m);

H—坝前水深 (m)。

坝址下游某断面的最大流量计算公式为:

$$Q_{\text{溃}L}=W/[W/Q_{\text{溃}}+L/(vK)] \quad (3-14)$$

式中:  $Q_{\text{溃}L}$ — $Q_{\text{溃}}$  演进至距坝址  $L$ (m) 处的最大流量 ( $\text{m}^3/\text{s}$ );

W—水库溃坝时的库容 ( $\text{m}^3$ );

V—洪水期间河道断面最大平均流速 (m/s);

K—经验系数。

黄河水利委员会水利科学研究院根据实际资料分析,认为  $vK$  可取如下数值:山区河道  $7.15\text{m/s}$ ,半山区河道  $4.76\text{m/s}$ ,平原河道  $3.13\text{m/s}$ 。

下游断面的溃坝洪水过程线可以概化为三角形。下游某断面的溃坝

洪水起涨时间计算公式为：

$$t_1 = K_1 L^{1.75} (10 - h_0)^{1.3} / (W^{0.2} H_0^{0.35}) \quad (3-15)$$

溃坝洪水过程线的终止时刻为：

$$t_3 = 2W / Q_{cr} + t_1 \quad (3-16)$$

式中： $t_1$ —洪水起涨时间(s)；

$K_1$ —系数，平均值为 0.0007；

$h_0$ —溃坝洪水到达前，下游计算断面的平均水深(m)；

$t_3$ —溃坝洪水终止时刻 (s)；

其它符号的意义同前。

丁童水库的有关数据及溃坝计算结果见表 3-13。考虑到丁童水库大坝距白家窑水库大坝的距离仅 3km, 丁童水库的溃坝洪水会很快进入白家窑水库, 因此, 传播距离取 1.5km。这样, 丁童水库溃坝洪水的传播时间仅约 10 分钟, 溃坝洪水过程线的历时仅约为 30 分钟, 在该断面的最大溃坝流量约出现在起涨后 10 分钟。

表 3-13 丁童及官务水库溃坝计算参数及结果

项 目	官务水库	丁童水库	备 注
坝顶高程(m)	616.24	579.00	
淤积面高程(m)	602.00	563.00	近似取死水位
坝前水深(m)	14.24	16.00	
蓄水量(万 m <sup>3</sup> )	400	133	总库容-死库容
坝前水面宽度(m)	199	167	坝顶长度
平均坝长(m)	110	94	
坝址溃坝洪峰流量(m <sup>3</sup> /s)	5486	5583	
基流平均水深(m)	1.5	1.0	
下游断面溃坝洪水情况	下游 6km 处	下游 1.5km 处	
洪峰流量(m <sup>3</sup> /s)	2010	2403	
起涨时间(s)	5508	627	
终止时间(s)	9487	1734	



为便于后面的分析，官务水库的溃坝计算结果也一并列于表 3-13 中。

#### b. 白家窑水库的入库洪水推求

发生 50 年一遇的设计洪水时，白家窑水库的入库洪水包括：官务水库的下泄流量、丁童水库的溃坝流量、以及官务-白家窑区间的洪水过程。发生 500 年一遇的校核洪水时，还应考虑官务水库的溃坝影响。下面先分项介绍推求方法与结果，然后进行迭加，得到不同重现期白家窑水库的入库洪水过程线。

##### (1) 官务-白家窑区间洪水的推求

官务-白家窑水库区间的面积为  $39.5\text{km}^2$ 、河道长度  $7.2\text{km}$ 、河道平均比降为  $10\%$ ，区间洪水的推求方法与前述官务水库以上区间洪水的推求方法相同。洪峰流量也采用推理公式法结果，流量过程线采用 5 点概化过程线，有关特征值见表 3-14。

表 3-14 白家窑-官务水库区间洪水推求结果

重现期(年)	50	200	500
洪峰流量( $\text{m}^3/\text{s}$ )	240	347	435
洪量( $\text{万 m}^3$ )	252	336	437
过程线历时(h)	12	12	12

##### (2) 丁童水库溃坝洪水

如表 3-13 所列，丁童水库的溃坝洪水传播到白家窑水库时，洪水过程线的历时仅  $0.31\text{h}$ ，洪峰流量约出现在前  $1/3$  处，即起涨后  $0.1\text{h}$ 。受调洪演算时段长度（如可以取到  $0.5\text{h}$ ）的制约，无法将溃坝洪水过程线直接与区间洪水过程迭加。因此，在后面进行白家窑水库的调洪演算时将对于童水库的溃坝洪水单独处理。

##### (3) 官务水库下泄流量过程（50、200 年一遇）

如上所述，发生 50 和 200 年一遇洪水时，官务水库不溃坝，其下泄流量是白家窑水库入库流量的组成部分。假设全流域同时开始产流，流量起涨时官务水库的库水位与溢洪道进口高程齐平，则溢洪道下泄流量

过程线的起涨时刻与官务-白家窑区间洪水过程线的起涨时刻相同。所以，可以将官务水库的下泄过程与区间过程直接进行迭加。

#### (4) 官务水库溃坝流量过程

发生 500 年一遇洪水时，仅考虑官务至祁家沟、王家沟、刘家沟区间的洪水，以溢洪道进口高程为起调水位，最高库水位达 615.61m，距坝顶高程（616.24m）仅 0.63m。再考虑到上游水库的防洪能力远低于 500 年一遇，任何一个水库溃坝将导致官务水库的溃坝。因此，发生 500 年一遇洪水时，如果不对官务水库进行加固，官务水库将发生溃坝。

官务水库的溃坝计算参数与结果列于前面的表 3-13。由于发生 500 年一遇洪水时，丁童水库将先溃坝（因为实际抗洪能力更低），所以，直接推算官务水库的溃坝洪水演进到白家窑水库的洪水过程。两库坝址间的距离为 7.1km，入库距离按 6km 计算，只考虑平移，忽略河道的调蓄作用，推算的白家窑水库入库溃坝洪水过程为：最大洪峰流量 2010m<sup>3</sup>/s，过程线历时约 1.1h，在溃坝发生后 1.5h 时起涨。最大流量一般出现在过程线历时的前 1/3 处，即起涨后 0.37h，也就是溃坝后 1.87h 出现。与调洪演算的时段（0.5h）相配合，近似取为 2h。

#### (5) 白家窑水库入库洪水过程（50 年、200 年一遇）

发生 50 年、200 年一遇洪水时，官务水库不溃坝，所以，白家窑水库的入库洪水过程为官务水库的下泄过程、官务-白家窑区间洪水过程与丁童水库溃坝洪水的迭加。迭加后的白家窑水库入库洪水特征值见表 3-15。

表 3-15

白家窑水库入库洪水推求结果

重现期(年)	50(设计)	200	500(校核)	备注
洪峰流量(m <sup>3</sup> /s)	270	403	2331	不计丁童溃坝
洪量(万 m <sup>3</sup> )	495	642	842	不计丁童溃坝
洪量(万 m <sup>3</sup> )	628	775	975	计入丁童溃坝
过程线历时(h)	12	12	12	

## (6) 白家窑水库入库洪水过程 (500 年一遇)

发生 500 年一遇洪水时, 官务水库也将发生溃坝, 所以, 白家窑水库的入库洪水过程为官务水库的溃坝洪水演进到白家窑水库的过程、官务-白家窑区间洪水过程与丁童水库溃坝洪水的迭加。迭加后的白家窑水库入库洪水特征值见表 3-15。

## c. 白家窑水库调洪演算

白家窑水库的库容曲线与溢洪道 (含输水洞) 泄流曲线的拟合结果为:

$$Z = -0.0000185V^2 + 0.0367V + 548.3337 \quad (R^2 = 0.9996) \quad (3-17)$$

$$q = 2.2193H^2 + 14.542H + 7.1346 \quad (R^2 = 0.9991) \quad (3-18)$$

式中:  $H = Z - 550.00$ , 为堰上水头 (m); 其它符号意义同前。

分别以溢洪道侧堰的堰顶高程 555.50m 和主汛期的汛限水位 550.00m 为起调水位, 采用试算法对不同重现期的入库洪水过程线进行调洪演算, 即可得到相应的最大下泄流量、最高库水位及其对应的最大库容, 结果见表 3-16。进行调洪演算时, 由于丁童水库的溃坝洪水过程线历时很短 (表 3-13), 受调洪演算时段 (计算中取 0.5h) 的限制, 无法将丁童水库的溃坝洪水过程线与其它洪水过程迭加。计算时, 采用了如下简化处理方法: 先求出不考虑丁童水库溃坝洪水影响的白家窑水库入库洪水过程线, 并进行调洪演算, 得出最大下泄流量、最高库水位及其对应的最大库容; 考虑到丁童水库的溃坝洪水相当于瞬间入库, 将丁童水库溃坝时的蓄水量 (133 万  $m^3$ ) 与最大库容相加, 得到考虑丁童水库溃坝影响在内的最大库容, 进而得出相应的最高库水位与最大下泄流量。

表 3-16 表明: 第一, 丁童水库溃坝对白家窑水库将产生显著影响, 应该将考虑丁童水库溃坝影响的结果作为采用结果, 因为发生 50 年一遇洪水时丁童水库就将溃坝; 第二, 起调水位由溢洪道堰顶高程 555.50m 降为主汛期汛限水位 550.00m 时, 最高库水位将明显降低, 但汛限水位的相应库容仅 54 万  $m^3$ , 兴利库容更小; 第三, 即使从汛限水位 550.00m

起调, 计入丁童水库的溃坝影响后, 50、200、500 年一遇的最高库水位都远超过坝顶高程 560.00m; 第四, 表中 200 年一遇的结果相当于“近期非常运用洪水标准”。

白家窑水库的调洪演算采用结果列于表 3-17。由表 3-17 可见, 设计与校核情况下的最高库水位均高于坝顶高程。所以, 从防洪安全角度看, 如果上游丁童水库和白家窑水库的防洪能力维持现状, 白家窑水库的防洪能力严重偏低, 达不到 50 年一遇, 是不安全的。

表 3-16 白家窑水库调洪演算结果汇总表

重现期 (年)		50	200	500	备注
555.50 起调	最大库容 (万 m <sup>3</sup> )	398	447	693	不考虑丁童水库的溃坝影响
	最高库水位 (m)	560.01	561.04	564.89	
	最大泄流量 (m <sup>3</sup> /s)	118	156	339	
555.50 起调	最大库容 (万 m <sup>3</sup> )	531	580	826	考虑丁童水库的溃坝影响
	最高库水位 (m)	562.60	563.39	566.03	
	最大泄流量 (m <sup>3</sup> /s)	222	260	406	
550.00 起调	最大库容 (万 m <sup>3</sup> )	350	400	583	不考虑丁童水库的溃坝影响
	最高库水位 (m)	558.90	560.06	563.45	
	最大泄流量 (m <sup>3</sup> /s)	82	120	263	
550.00 起调	最大库容 (万 m <sup>3</sup> )	483	533	716	考虑丁童水库的溃坝影响
	最高库水位 (m)	561.74	562.64	565.13	
	最大泄流量 (m <sup>3</sup> /s)	184	224	353	

3 小型水库群的调洪演算与防洪安全复核

表 3-17

白家窑水库防洪安全复核结果

重现期 (年)		50(设计)	200	500(校核)	备注
555.50 起 调	最高库水位 (m)	562.60	563.39	566.03	考虑丁童水库的 溃坝影响
	最大泄流量 (m <sup>3</sup> /s)	222	260	406	
550.00 起 调	最高库水位 (m)	561.74	562.64	565.13	考虑丁童水库的 溃坝影响
	最大泄流量 (m <sup>3</sup> /s)	184	224	353	

## 4 黄河府谷段水面线推求及合理性分析

防洪规划是城镇总体规划的重要组成部分，是建设城市防洪体系的基础，直接关系到城市的安全与兴衰<sup>[53][54]</sup>。水面线的计算，为防洪、防潮、排涝等工程规划提供了科学的依据。天然河道水面线是江河自由水面沿程各断面高程的连线，按照设计流量推求的河道水面线即为设计水面线。设计水面线是江河堤防设计的重要依据，也是防洪除涝河道规划中的一项重要内容，它直接关系到堤防的规模与防洪安全<sup>[55][56]</sup>。

府谷县地处陕西省最北端、秦、晋、蒙三省（区）的交界处，距今有一千余年的悠久历史。随着神府煤田的大开发，这里即将成为国家新的能源和重化工基地。由于府谷县所处地理位置的限制，经常受到水灾的危害，一个是河洪灾害（黄河、孤山川两条河），另一个是山洪灾害，给该县的经济、社会发展，带来了巨大的威胁。为了提高府谷县的防洪能力，并达到相应的防洪标准，需修建府谷段黄河堤防工程。为此，需首先推求黄河府谷段的水面线。

由于府谷县城地处黄河与孤山川交汇处、河道冲淤变化大、以及有三座桥梁的影响等因素，使得该河段的水面线推求变得比较复杂。本章拟考虑这些因素的影响，推求该河段的水面线，并进行合理性分析。

### 4.1 设计洪水分析

#### 4.1.1 实测洪水资料

黄河义门站（府谷上游）具有 1954~1974 年共 21 年实测年最大洪峰流量资料，府谷站具有 1973 年~2003 年共 31 年实测年最大洪峰流量资料。根据 1973、1974 两年上述两站对比观测资料，年最大洪峰流量从义门站演进到府谷站，呈衰减趋势，衰减系数分别为 0.9654 和 0.9433，取其平均值为 0.95。以此衰减系数将义门站 1954~1972 年共

19年实测资料进行改正，再与府谷站后31年资料合并，可得到府谷站断面处1954~2003年共50年实测年最大洪峰流量系列。

黄河支流孤山川高石崖站具有1953~2003年共51年实测最大洪峰流量系列。

#### 4.1.2 调查洪水资料

该河段的历史洪水调查资料，黄委会1983年刊印的《中华人民共和国黄河流域洪水调查资料》中给出的洪水排位情况如下：

年份排序：	1868	1875	1896	1929	1945	1933
洪峰流量 (m <sup>3</sup> /s)：	—	—	—	—	13000	—
可靠程度：					较可靠	

可见，其中只有1945年洪水系根据河段洪痕高程及断面测量资料推算的洪峰流量(13000 m<sup>3</sup>/s)，可靠程度为“较可靠”。洪水排位主要是依据访问情况确定的，可靠程度较差。如1972年访问的情况为：1933年洪水比1945年洪水小，与当年(1972年洪峰10200 m<sup>3</sup>/s)洪水差不多。因此，把1933年洪水排在1945年洪水之后。

然而，1989年(11400 m<sup>3</sup>/s)、1977年(11100 m<sup>3</sup>/s)的洪水均比1972年洪水大，但无法判断1989、1977年洪水与1933年洪水的大小对比关系。而1989年洪水未作为特大值考虑，所以，1933年洪水无法排位，也不作为特大值处理。

特别值得提出的是，2003年7月30日府谷水文站实测洪峰达13000 m<sup>3</sup>/s，与1945年的调查洪峰值相同。同时，1989、1977年洪水虽然小于1945与2003年洪水，但相差不多。这表明，该河段13000 m<sup>3</sup>/s量级洪水的发生几率并不是很稀遇。

综合以上分析，1868年以来的大洪水排位情况不是很清楚，而1945年以来的59年中，特大洪水的排位情况是清楚的，即只考虑1945年和2003年发生的这两场洪水，其它洪水不作为特大值处理。再考虑到堤防工程的设计标准为50年一遇，因此，取洪水调查期为1945—2003

年，即 59 年。

孤山川高石崖站 1977 年 8 月 2 日出现了流量达  $10300\text{m}^3/\text{s}$  的洪峰，为自 1953 年至 2003 年的实测最大值，亦为自 1893 年以来的调查最大值。此次特大洪水的成因是由于特大暴雨形成，暴雨发生在 1977 年 8 月 1 日深夜至 8 月 2 日清晨，实际历时 8—10 小时，暴雨中心位于内蒙古自治区伊克昭盟的乌审旗、伊金霍洛旗与陕西省神木、府谷两县的交界地区，什拉淖海、要刀兔、葫芦素、木多才当四个调查点降水量分别达到 1050、1230、1250 和 1400mm，为有记载以来，中国大陆 24 小时点暴雨量最大值。孤山川流域位于暴雨中心的东南方向，流域平均暴雨量达 144mm，其中雨量最大的木瓜川和三道川达 205—310mm。此次暴雨的特点是雨强大、分布较均匀且暴雨走向自上游而下游，与洪水演进方向基本同步，这些都是形成特大洪水的重要因素。

据流域内木瓜、新民、孤山、三道沟四地的不完全统计，共有小型水库和淤地坝 600 多座，被此次洪水冲垮的达 500 多座，其中库容  $100\text{万 m}^3$  以上的小（一）型水库被冲垮 5 座。

考虑到今后如再发生此类特大洪水，仍可能有溃坝的现象出现，故在频率分析时只将其提出系列之外，将重现期提高至 111 年一遇，而对其洪峰数值不作修正。

#### 4.1.3 洪水频率分析计算

根据《水利水电工程设计洪水计算规范》(SL44—1993)<sup>[27]</sup> 的有关规定进行频率分析计算。

适线原则是以皮尔逊 III 型理论曲线与实测及调查点据之间配合最好，采用工程中常用的目估适线法确定最佳参数。

在适线过程中，对特大值系列与实测系列采用经验频率统一排位的方法进行计算，适线情况良好。

府谷、高石崖两站年最大洪峰系列的适线成果见表 4—1 及表 4—2:



表 4-1 府谷站与高石崖站频率分析计算参数表

	重现期(年)	均值( $m^3/s$ )	Cv	特大值频率(%)
府谷站	59	5407	0.528	$P_{1945}=1.67, P_{2003}=3.33$
高石崖站	111	1384	1.06	$P_{1977}=0.89$

表 4-2 府谷站与高石崖站配线结果表

	配线参数	1%	2%	5%	10%	20%
府谷站	$Cv=0.55, Cs=3Cv$	15570	13730	11250	9350	7350
高石崖站	$Cv=1.35, Cs=3.5Cv$	9840	7560	4790	2980	1570

注：系列均值同表 2-1；流量的单位为  $m^3/s$ 。

#### 4.1.4 干支流洪水遭遇分析

如前所述，孤山川入黄交汇处，成正交顶冲的水流态势，据调查，1977 年当高石崖站出现洪峰  $10300m^3/s$  时，汇合口壅水高度为 1.0m 左右。

为了合理确定设计条件下汇合口附近的壅水高度，必须对于支流两河洪水遭遇情况进行分析。因此，选择系列排队后前几位首大与较大的几次洪水进行分析。

当以黄河为主洪峰时，分析 1967、1972、1977、1989、1992、2003 年六次年最大洪水；以孤山川为主洪峰时，分析 1964、1967、1977、1992、2003 年五次年最大洪水。除去二者重复的年份，共分析了 1964、1967、1972、1977、1989、1992、2003 年七次年最大洪水的遭遇情况。

分析方法是，先推算主洪峰由水文站演进至汇合口的时间，再从汇合口沿另一条河向上反推至另一条河的水文站，求得其相应流量及其出现时间。将相应流量与主洪峰迭加即为汇合口两河洪水遭遇后的洪峰流量。

分析时以主洪峰出现时间前后与洪峰流量值最接近的一次实测断面最大流速，近似地作为水文站至汇合口的洪峰传播速度。反推相应流量时，其流速不能一次确定，需要一个试算的过程，当两河峰现时间差距愈小时，试算的误差愈小。

这一方法只考虑洪峰沿流程的平移，而忽略了河槽调蓄作用对洪水波变形的影响。但由于所分析的几次大洪水，传播时间一般较短，故其误差可忽略不计。

府谷（义门）、高石崖两站至汇合口的河长分别以 3182m（10182m）和 1800m 计。分析成果列于表 4-3。

表 4-3 干支流洪水遭遇计算表

洪号 (年月日)	主洪峰或相应流量	两河流量 (m <sup>3</sup> /s)	两水文站相应时间 (月、日、时、分)	两水文站汇合口传播时间 (分)	遭遇后合成流量 (m <sup>3</sup> /s)	遭遇后出现时间 (月、日、时、分)
640812	义门主洪峰	7000	8、12、21: 06	24	10100	8、12、21: 30
	高石崖相应	3090	8、12、21: 26	4		
	高石崖主洪峰	3990	8、12、21: 12	4	10100	8、12、21: 16
	义门相应	6060	8、12、20: 52	24		
670806	义门主洪峰	7230	8、6、4: 00	24	9650	8、6、4: 24
	高石崖相应	2420	8、6、4: 20	4		
	高石崖主洪峰	5670	8、6、3: 48	4	12100	8、6、3: 52
	义门相应	6430	8、6、3: 28	24		
720719	义门主洪峰	10700	7、19、19: 42	23	10800	7、19、20: 05
	高石崖相应	86	7、19、19: 59	6		
	高石崖主洪峰	668	7、19、15: 46	6	3090	7、19、15: 52
	义门相应	2420	7、19、15: 28	28		
770802	府谷主洪峰	11100	8、2、9: 40	7	15400	8、2、9: 47
	高石崖相应	4280	8、2、9: 40	5		
	高石崖主洪峰	10300	8、2、8: 54	5	10900	8、2、8: 59
	府谷相应	620	8、2、8: 43	16		
890712	府谷主洪峰	11400	7、21、12: 57	5	12500	7、21、13: 02
	高石崖相应	1110	7、21、12: 57	5		
	高石崖主洪峰	1980	7、21、13: 54	4	12200	7、21、13: 58
	府谷相应	10200	7、21、13: 52	6		
920808	府谷主洪峰	9200	8、8、10: 30	6	10100	8、8、10: 36
	高石崖相应	942	8、8、10: 31	5		
	高石崖主洪峰	3010	8、8、9: 09	6	5720	8、8、9: 15
	府谷相应	2710	8、8、9: 07	8		
20030730	府谷主洪峰	13000	7、30、8: 00	6	15580	7、30、8:06
	高石崖相应	2580	7、30、8: 00	4		
	高石崖主洪峰	2920	7、30、7: 42	4	14820	7、30、7:46
	府谷相应	11900	7、30、7: 42	6		

由表 4-3 可得到以黄河来水为主洪峰时的遭遇后洪峰放大系数，结果见表 4-4。放大系数平均为 1.224，最后设计条件下取府谷站洪

峰放大 20% 作为汇合口的洪峰流量。50 年一遇时为  $13730 \times 1.2 = 16470$   $\text{m}^3/\text{s}$ ，作为汇合口的设计洪峰流量。

表 4-4 黄河主洪峰与孤山川相应流量遭遇后洪峰放大系数表

序 号	1	2	3	4	5	6	7
洪 号	640812	670806	720719	770802	890712	920808	20030730
黄河洪峰 ( $\text{m}^3/\text{s}$ )	7000	7230	10700	11100	11400	9200	13000
合成洪峰 ( $\text{m}^3/\text{s}$ )	10100	9650	10800	15400	12500	10100	15580
放大系数	1.443	1.335	1.009	1.387	1.096	1.098	1.198

表 4-5 孤山川主洪峰与黄河相应流量遭遇后放大系数计算表

序 号	1	2	3	4	5	6	7
洪 号	640812	670806	720719	770802	890712	920808	20030730
黄河洪峰 ( $\text{m}^3/\text{s}$ )	3990	5670	668	10300	1980	3010	2920
合成洪峰 ( $\text{m}^3/\text{s}$ )	10100	12100	3090	10900	12200	5720	14820
放大系数	2.531	2.134	4.626	1.058	6.162	1.900	5.07

以孤山川来水为主洪峰时的遭遇后洪峰放大系数，结果见表 4-5。由于序号为 3、5、7 这三次洪水的孤山川洪峰太小，对合成流量的贡献很小，与设计条件相去甚远，故不采用其放大系数。将其余 4 次洪水放大系数取平均数为 1.906，所以设计条件下取高石崖洪峰放大 90% 作为汇合口的洪峰流量。50 年一遇时为  $7560 \times 1.9 = 14420$   $\text{m}^3/\text{s}$ ，较黄河主洪峰时的  $16470 \text{m}^3/\text{s}$  小了许多，不起控制作用。

最后按较不利的组合，偏于安全的原则，确定黄孤两河府谷河段及其汇合口的设计流量见表 4-6。

表 4-6 府谷县城防洪河段设计洪峰流量表

河流	黄河	孤山川	黄河
河段	府谷站~汇合口	高石崖站~汇合口	汇合口及以下
设计频率 P(%)	2	2	2
设计重现期(年)	50	50	50
设计流量(m <sup>3</sup> /s)	13730	7560	16470

## 4.2 防洪河段水力计算

### 4.2.1 设计比降与糙率的选取

由于该河段有府谷水文站，具有洪水时的比降与糙率资料。由实测流量成果表，得到府谷站几场大洪水的实测洪水比降与糙率等见表 4-7。

这几场洪水实测比降的平均值为 0.0008。此外，1945 年洪水调查的河段洪痕比降为 0.000879。2003 年洪水为最近发生的实测大洪水，从适当偏于安全考虑并综合以上情况，因此取河段的设计比降为 0.0008。黄河干流河段 2003 年洪水的洪峰流量接近设计洪峰，能够代表河段的现状情况，因此设计糙率取 2003 年洪水水文站两次实测糙率的平均值，即 0.017。

### 4.2.2 各断面正常水位及水力要素的计算

此处所谓正常水位是假定不计桥梁壅水和两河洪水遭遇时顶托壅水的影响，该河段各断面的稳定均匀流时设计流量相应的水位。已知流量求相应水位是一个试算过程，以 2003 年 9 月的实测断面数据为基础，求出的各断面正常水位及断面水力要素见表 4-8。

4 黄河府谷段水面线推求及合理性分析

表 4-7 府谷站洪水年份实测比降与糙率表

年份	水位 (m)	流量 Q(m <sup>3</sup> /s)	断面面积 A(m <sup>2</sup> )	流速 V(m/s)	水面比降 J	糙率 n
1988	813.86	9270	1920	4.83	0.00050	0.013
1989	814.47	10800	1860	5.81	0.00093	0.014
	814.19	10900	1740	6.26	0.00110	0.014
1992	813.75	8190	1480	5.53	0.00067	0.011
	813.3	7270	1320	5.51	0.00033	0.007
2003	813.64	12400	2080	5.96	0.00097	0.016
	813.76	12200	2130	5.73	0.00120	0.018

表 4-8 河段各断面水力要素计算成果

断面	正常水位 (m)	断面面积 (m <sup>2</sup> )	水力半径 (m)	糙率	计算流速 (m/s)	计算流量 (m <sup>3</sup> /s)	设计流量 (m <sup>3</sup> /s)	比降
黄河-1#	816.19	2414	6.322	0.0170	5.688	13732	13730	0.0008
黄河 0#	816.04	2501	5.997	0.0170	5.492	13733	13730	0.0008
黄河 1#	815.66	2378	6.465	0.0170	5.774	13732	13730	0.0008
黄河 2#	815.06	2847	4.934	0.0170	4.822	13729	13730	0.0008
黄河 3#	815.56	2843	4.943	0.0170	4.828	13728	13730	0.0008
黄河 4#	814.02	2717	5.293	0.0170	5.053	13730	13730	0.0008
黄河 5#	815.37	3047	5.856	0.0170	5.405	16469	16470	0.0008
黄河 6#	815.11	2879	6.376	0.0170	5.721	16473	16470	0.0008

注：高程为黄海高程；各断面的位置与距离见表 4-10。

### 4.3 桥梁壅水计算

该河段的黄河干流上有三座桥梁，从下游到上游依次为铁桥、二桥和大桥。桥梁壅水依据《铁路工程设计技术手册—桥渡水文》<sup>[57]</sup>的有关规定和公式进行计算。

(1) 桥梁长度和桥墩阻水折减系数  $\lambda$  的计算

铁桥：

过水部分桥梁总长度  $L=20+80 \times 6=500\text{m}$

阻水桥墩总宽度  $LD=4.05 \times 5+5.5=25.75\text{m}$

$\lambda =LD/L=25.75/500=0.051$

二桥:

$L=30+3 \times 80+50+6 \times 30+20=520 \text{ m}$

$LD=2 \times 4+2.5 \times 10=33\text{m}$

$\lambda =LD/L=33/520=0.063$

大桥:

$L=62.5 \times 6+31.8 \times 9=661.2\text{m}$

$LD=3.7 \times 4+2.0 \times 6+4.7 \times 4=45.6\text{m}$

$\lambda =LD/L=45.6/661.2=0.069$

(2) 桥下冲刷系数  $P$  值的选取

根据经验: 山区无滩峡谷段河流  $P=1.0-1.2$

山区有滩开阔段河流  $P=1.1-1.4$

考虑到三座桥梁所处的河段地形均较开阔, 故均取  $P=1.2$ 。

(3) 桥前最大壅水高度  $\Delta Z$  的计算

$\Delta Z = \eta (V_q^2 - V_o^2)$

式中:  $\Delta Z$ —桥前最大壅水高度 (m);

$\eta$ —系数, 一般取  $0.05-0.15$ , 当阻断流量与设计流量的比值小于  $10\%$  时, 取  $\eta=0.05$ 。考虑到三座桥的  $\lambda$  值均小于  $0.10$ , 故一律取  $\eta=0.05$ ;

$V_q$ —通过设计流量时, 桥下断面平均流速 (m/s), 对于中等密实土壤, 用如下公式:  $V_q = \frac{2P}{P+1} V_s$ ,  $V_s$  为天然河槽的平均流速, 由于本次计算河道中河滩部分面积很小, 可以忽略, 所以取  $V_s$  和  $V_o$  相等。

$V_o$ —天然状态下, 通过设计流量时河流全断面的平均流速 (m/s)。

桥前最大壅水高度的计算结果见表 4-9。

表 4-9 桥前最大壅水高度计算成果表

桥名	设计流量 ( $m^3/s$ )	系数 $\eta$	阻水折减 系数 $\lambda$	冲刷 系数 $P$	最大壅水 高度 $\Delta Z$ (m)	计算长 (m)	回水长 (m)
铁桥	16740	0.05	0.051	1.2	0.278	694	944
二桥	13730	0.05	0.063	1.2	0.243	616	876
大桥	13730	0.05	0.069	1.2	0.222	554	844

#### 4.4 设计水面线计算

依据中华人民共和国行业标准《城市防洪工程设计规范》(CJJ50-92)<sup>[58]</sup>第 5.1.3 节的有关规定,水面线的确定可采用推求水面曲线的水力学法,也可采用比降法。本次计算采用工程实践中常用的水力学法推求水面曲线。

从府谷水文站上游 300m 处起,到汇合口铁路桥下游,共划分为 7 段、8 个断面,由上游到下游依次为-1#、0#、1#、2#、3#、4#、5#和 6#断面,其中,0#断面为水文站断面,5#和 6#断面位于汇合口下游。各断面离开-1#断面的距离及与三座桥梁的相对位置见表 4-10 所列。断面资料采用 2003 年 9 月的实测资料。

##### 4.4.1 控制断面水位的确定

拟采用由下游向上游推求水面线的方法,为此,需要首先确定河段下游 6#断面的水位。府谷县水利水保工作队 2003 年 9 月 30 日调查的 2003 年 7 月 30 日洪水的河段洪痕资料表明,6#断面的洪痕高程为 813.29m。

由上述洪水遭遇分析可知,2003 年 7 月 30 日洪水汇合口以下的合成流量为  $15580m^3/s$ ,而汇合口以下河段的设计洪峰流量为  $16470m^3/s$ ,其水位应高于 813.29m。由 2003 年 7 月 30 日洪水的河段洪痕调查资料可得出水面比降,再由断面资料及洪痕高程反推出各断面的糙率。由糙率与水面比降可求出相应于设计流量的水位,该水位高于洪痕高程



0.21m。所以，设计流量时 6# 断面的水位为 813.50m，即为起始断面的控制水位。

#### 4.4.2 水面线计算

水面线计算采用简化能量方程进行逐段试算，即：

$$\Delta z = \frac{Q^2 \Delta l}{k^2}$$

式中： $\Delta z$ —上下断面水位差；

$Q$ —设计流量；

$\Delta l$ —上下断面的间距；

$$\bar{K} = \frac{1}{2} \left( \frac{1}{K_u^2} + \frac{1}{K_d^2} \right);$$

$K_u^2$ 、 $K_d^2$  分别位上下断面的流量模数。

水面线计算的起始断面为河段最下游的 6# 断面，逐断面向上游推求，先推求不考虑桥梁壅水影响的天然水面线，然后再迭加桥梁壅水，得出河段的水面曲线。

计算桥梁壅水的影响时，自各桥的最大壅水高度特征点起，向上游按壅水型曲线计算回水长度与壅水高度的关系，有回水影响的河段水面线为天然水面线加上壅高值以后的水位；回水影响以外河段的水面线即为天然水面线。50 年一遇设计洪水的水面线推求结果见表 4-10 及图 4-1。

#### 4 黄河府谷段水面线推求及合理性分析

表 4-10 考虑桥梁壅水后河段各断面水位 (水面线)

特征点名称	与-1#断面的距离(m)	水位(m)	特征点名称	与-1#断面的距离(m)	水位(m)
6#	4640.0	813.5	3#	2458.5	816.01
5#	3938.5	814.83	大桥桥下	2283.0	816.12
铁桥桥下	3708.0	815.16	大桥桥前	1953.0	816.43
铁桥桥前	3458.0	815.52	2#	1834.5	816.44
4#	3228.5	815.55	1#	756.5	816.82
二桥桥下	3188.0	815.68	0#(水文站)	300.0	816.90
二桥桥前	2928.0	815.86	-1#	0.0	817.05

注：图中所示距离是指各点距离府谷站上游 300m 处的-1#断面的距离。

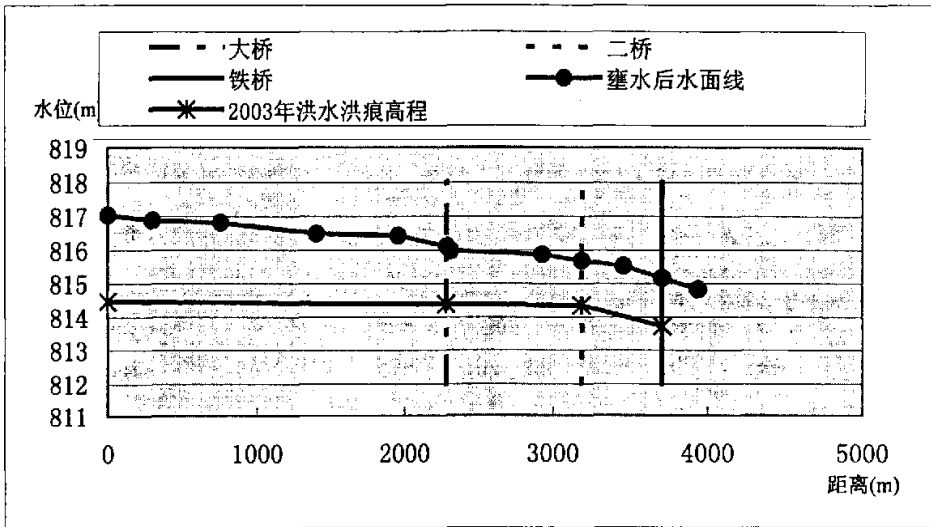


图 4-1 水力学法计算水面线图

#### 4.4.3 水面线推求结果的合理性分析

##### a. 府谷水文站断面的冲淤情况

收集府谷站 1977.8.15、1989.7.27、1986.4.16、1988.8.6、1992、2003.7.30 实测大断面资料绘于一张图上，比较各时期的冲淤情况，见图

4-2。

由图 4-2 可以看出, 从 1977 年到 1986 年除左岸河床有少许淤积之外, 大部分河床都受到冲刷, 平均冲刷的深度达 2 米之多, 反映出从 1977 年到 1986 年水文站断面出现剧烈冲刷。因此, 与 1977 年相比, 同流量下 1986 年水文站断面的水位有所下降。1986 年到 1988 年到 1992 年河床先淤积, 再冲刷, 其中 1986 年到 1988 年右岸淤积较多, 靠近右岸的地方淤积达 2 米之多, 而到 1992 年, 整个河段又冲刷了 1 米以上。从 1992 年到 2003 年, 冲淤变化不明显, 且在断面中部和右岸还有少量淤积。这表明, 该河段的冲、淤变化是非常复杂的。

需要说明的是, 府谷水文站建站以来, 测流断面曾于 1988 年 6 月上迁 384m (府谷 (二) 站), 于 1991 年 1 月下迁 134m (府谷 (三) 站) 至今。

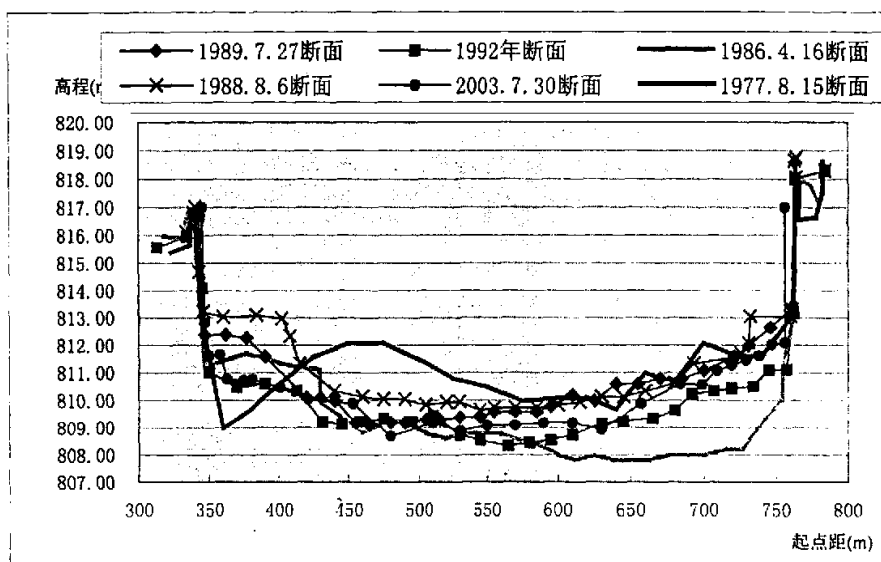


图 4-2 历年府谷实测大断面

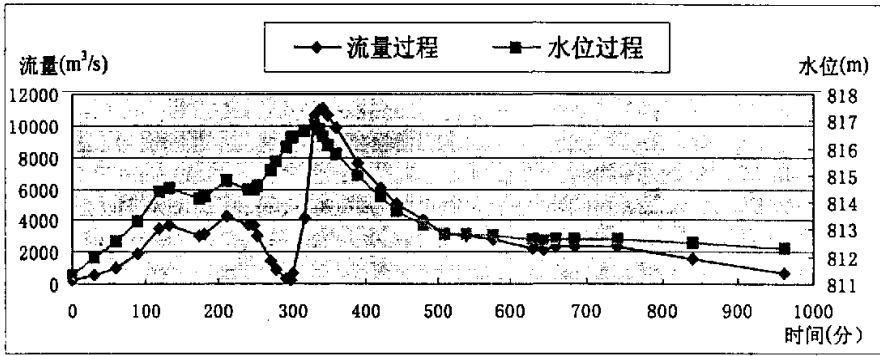
即图 4-2 的断面变化主要还是由于冲淤变化引起的。

#### b. 支流孤山川对黄河干流的壅水影响

1977 年, 孤山川发生历史特大洪水, 洪峰流量达到  $10300\text{m}^3/\text{s}$ , 对

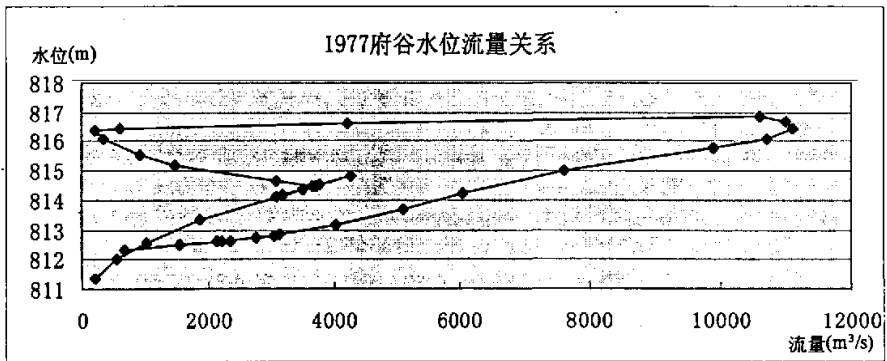
#### 4 黄河府谷段水面线推求及合理性分析

黄河干流产生了非常明显的顶托影响，这一点可以通过分析 1977 年 8 月 2 日洪水府谷站、高石崖站实测流量过程、水位过程线、水位流量关系曲线可以看出（图 4-3 至图 4-5）。



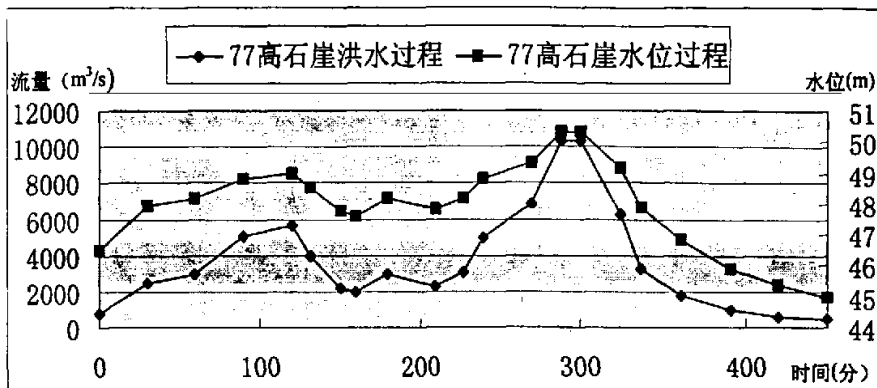
注：起始时刻为 1977.8.2 凌晨 4 时。

图 4-3 府谷站 1977 年 8 月 2 日洪水水位与流量过程



注：起始时刻为 1977.8.2 凌晨 4 时

图 4-4 府谷站 1977 年 8 月 2 日洪水水位流量关系曲线



注：起始时刻为 1977.8.2 凌晨 4 时。

图 4-5 高石崖站 1977 年 8 月 2 日洪水水位与流量过程

从图 4-3、4-4 可以看出，1977 年黄河干流受到支流孤山川的洪水顶托影响，流量从  $206\text{ m}^3/\text{s}$  上升到  $3750\text{ m}^3/\text{s}$ ，黄河干流水位由  $811.35\text{ m}$  上涨到  $814.53\text{ m}$ 。第一个洪峰过后，流量有一个波动的过程，水位随着流量的上升而上升、下降而下降，此过程为正常的涨落水过程。水位下降到  $814.48\text{ m}$  之后，支流孤山川的影响开始表现出来，干流水位不断上涨而流量不断下降，这是由于支流的壅水引起干流水面比降变缓造成的，流量最低下降到  $220\text{ m}^3/\text{s}$ ，对应的水位为  $816.39\text{ m}$ 。此后水位继续上涨，而流量陡然上升，在短时间内上升到峰值  $11100\text{ m}^3/\text{s}$ ，这是由于干流洪峰的到来、以及支流在洪峰之后开始退水（壅水影响开始减弱）的共同作用造成的。当流量达到  $10600\text{ m}^3/\text{s}$  时，出现最高水位  $816.89\text{ m}$ 。图 4-5 表明，该场洪水高石崖站的水位与流量过程变化符合一般规律。

另一方面，2003 年 7 月 30 日洪水由于支流孤山川的洪峰流量很小，壅水影响也小，虽然干流洪峰流量达到  $13000\text{ m}^3/\text{s}$ ，而府谷站最高水位仅为  $813.80\text{ m}$ 。1989 年的洪水与此相似。为便于比较，把府谷站 1977、1989、2003 年这 3 场实测大洪水的水位—流量关系绘于同一图中（图 4-6）。1989、2003 年这两场洪水支流的壅水影响很小，府谷站水位一

流量关系的涨水段和落水段比较接近，变化不是很大；反之，则变化剧烈。

以上分析表明，支流孤山川的壅水作用强弱，对黄河干流河段水位的影响很大。

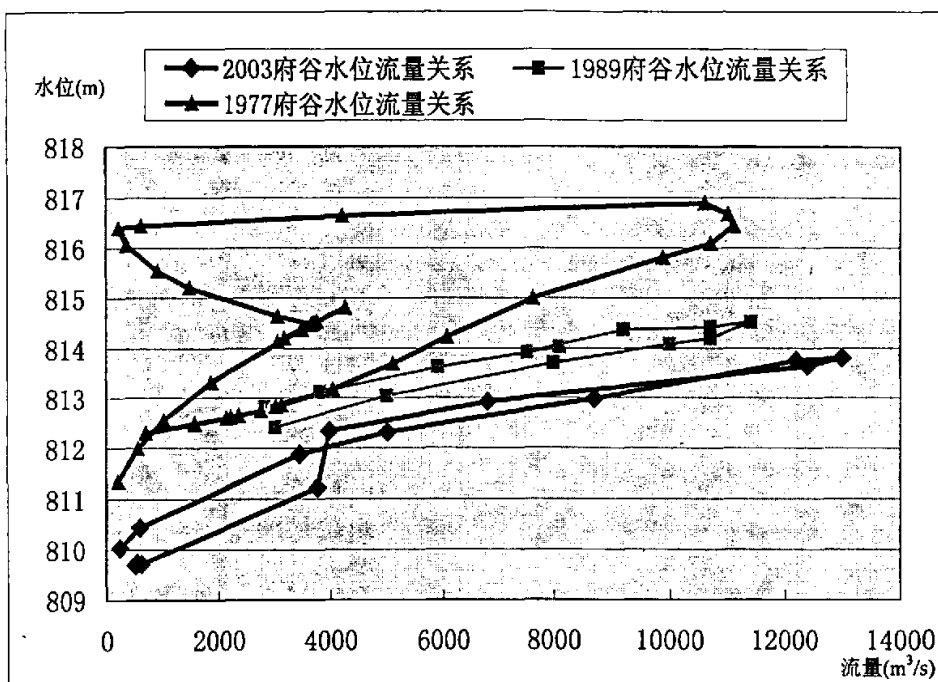


图 4-6 府谷站 3 场大洪水的水位流量关系

#### c. 其他方面

(1) 府谷站已经出现了较高的实测洪水位，如 1977 年洪水的最高水位达 816.89m。

(2) 一次洪水过程中，涨落水的水位变化幅度很大。如 1977 年洪水，流量为 8000m³/s、10000 m³/s 时，涨水段与落水段的水位差分别达 1.5m、1m 以上。

#### d. 分析结论

综合以上分析，从长远看，仍有可能出现支流孤山川的洪水严重顶托

干流河段的情况,也不能排除府谷河段未来产生一定程度淤积的可能。因此,从提高防洪堤的安全可靠程度、降低洪灾风险的角度出发,可以认为采用水力学法推求的水面线是合理的(府谷水文站断面的设计洪水位为816.90m),可以作为防洪堤设计与堤顶高程确定的依据。

## 5 水库弃水利用与水电站扩机分析

对有条件的已建水电站进行扩机增容，投资少、造价低、见效快，不仅可以提高水电的利用率和经济性，快捷、经济地增强电网的调峰能力，有效缓解系统调峰的困难，同时，还有助于保障电网的安全稳定运行，提高电力系统整体经济效益、节约资源、保护环境，解决原有电站运行管理中存在的某些问题，综合效益显著。因此，这已成为水电开发程度高、继续开发潜力不大的西方发达国家的水电建设方针，而且也越来越受到发展中国家的重视和关注。中国作为水电资源居世界第一、水电装机居于世界第二位（已超过 8000 万 KW）的水电大国，在大规模开发增量水电的同时，也十分重视和积极推动对存量水电的挖潜再开发，为满足电网调峰需求和提高水电经济性，对一大批有条件的已建水电站进行了扩机增容，获得了十分显著的系统效益、经济效益和社会、环境效益。

国内对已建水电站的增容改造，始于 80 年代<sup>[58]</sup>。当时很多水电站已运行了 30 年左右，虽经多年的维护、检修和改造，辅助设备技术状况有了很大提高，但主设备技术状况并没有多大改善，水轮机汽蚀和振动现象比较普遍，加之很多河流泥沙含量比较高，水轮机磨损现象比较严重，经过多次补焊处理后，水轮机叶片发生变形，迷宫环间隙增大，水轮机效率逐渐下降。另外，由于材料老化，发电机定子绝缘出现过热流胶，防晕层破坏，电腐蚀严重等问题，威胁着机组安全运行。国内一些电站为提高安全运行可靠性、延长检修间隔，对主设备进行技术改造，并借鉴国外成功经验，结合改造采用新技术、新工艺、新材料，提高了机组的效率和出力，取得了很好的效果和可观的经济效益。此后，机组增容改造逐步得到推广展开。据不完全统计，到 1999 年底，全国有 28 个水电厂（站）65 台水电机组经过增容增加了出力 634 万 KW，提高幅度高达 12.6%，相当于增加了一座大型水电站，单位千瓦投资仅约 600~1200 元，投资少、见效快、效益好。



负荷及峰谷差的迅速增长,水电比重逐年下降,电网调峰手段缺乏,调峰问题突出,因此满足电网调峰需求成为了电力建设中需要解决的主要问题之一,迫切需要兴建一定数量的调节性能较好的水电站和抽水蓄能电站,承担电网调峰任务,以改善火电机组的特性,提高电网运行的可靠性和经济性。对已建水电站的扩建及改造既是电站本身的要求,也是优化电源结构,解决电网调峰容量不足的有效措施之一。水电站扩建一般不涉及大坝的加高,扩建后也不改变水库的运行方式及特征水位,因此一般也不存在水库淹没问题,工程建设的外部条件相对简单<sup>[59]</sup>。水电站扩建既有容量效益又有电量效益,还有动态效益。扩建水电站的装机容量对有调节性能的电站,既可以替代火电的工作容量,也可以承担电力系统的负荷、事故、检修备用容量,具有较好的容量效益。对没有调节性能或调节性能较差的水电站扩机后,扩机容量在近期内可能是重复容量,只能替代火电煤耗,没有容量效益,但因电网的扩大或上游有调节性能较好的水电站建设,重复容量可以转化为必需容量。水电站扩建可以获得大量的季节性电能,这部分季节性电能未扩机前,有的可能是属于正常充水电能,即因装机容量太小不能利用;另一类属强迫弃水调峰时产生弃水。水电站的扩机从改善电网的峰谷(枯)矛盾,增加备用容量,提高水量利用程度和增加发电量等方面分析,效益显著。而且还具有独特的动态效益,这对电网的安全稳定运行是至关重要的,也是必要的。同时,扩建工程简单,工期短、投资少,从其对经济性上分析也是合理的。

鉴于扩机能够增加弃水利用,对充分利用水能资源具有重要意义<sup>[60]</sup>。为了定量分析扩机对弃水的利用程度,本章采用汉江石泉水库的最新库容曲线,按照石泉水库的洪水调度规则,选择了不同量级的14场汛期洪水,分别进行洪水调节计算。此外,还对4场秋汛末期洪水进行了试调,以分析起调水位。本章的分析计算结果,不仅定量说明了扩机对不同量级洪水的弃水利用程度,而且对扩机后的石泉电站在洪水期的运行调度

方式具有实际指导意义。

## 5.1 入库洪水特性

石泉水库位于汉江上游中部，控制流域面积 23400 km<sup>2</sup>。其入库洪水具有如下特征：

(1) 洪水主要由暴雨形成，暴雨强度大、笼罩面积广；

(2) 汛期持续时间长，具有一年三汛的特点。这是由西风带与副高两大天气系统的不同配置形成的。4、5 月为春汛，多为中小型洪水；6 月下旬到 8 月上旬为夏汛，多产生年度最大洪水；9、10 月为秋汛。在春汛、夏汛、秋汛之间通常有 20 天左右的少雨时段，如 6 月上、中旬的初夏干旱和 8 月中、下旬的伏旱；

(3) 一场洪水的历时一般为 5 至 7 天，洪水过程陡涨陡落；

(4) 洪水年际变化大。

## 5.2 库容曲线与泄流曲线

为了便于采用精度较高的试算法进行洪水调节计算，对石泉水库的库容曲线和泄流曲线数值进行了曲线拟合，所得结果如下：

### 5.2.1 库容曲线

采用 2000 年 1 月 1 日起用的最新库容曲线数值，高程 393~410 范围内的拟合方程式为：

$$H = 11.773 \ln(V) - 49.939 \quad (5-1)$$

式中：H=Z-393.00，为相对水深，m；Z 为库水位，m；

V 为库容，10<sup>6</sup>m<sup>3</sup>。

式 (5-1) 的拟合精度非常高，相关系数达到 0.9999，满足使用精度要求。

## 5.2.2 泄流曲线

石泉水库的泄流设施有：小底孔和大底孔各 1 个，中孔 5 个，表孔 4 个和 1 个小表孔。按照石泉水力发电厂 1993 年 9 月编制的《汉江石泉水库调度手册》中刊载的“石泉水库闸门泄量表”，分别对各泄流设施在 395~414m 高程范围内的水头~泄量关系进行了曲线拟合，结果如下：

小底孔：进口高程 366.86m，高 3m

$$q = 22.288(Z - 368.36)^{0.5271} \quad (\text{相关系数 } r=0.998) \quad (5-2)$$

大底孔：进口高程 375m，高 8m

$$q = 99.188(Z - 379)^{0.5575} \quad (r=0.999) \quad (5-3)$$

中孔（单孔）：共 5 孔，堰顶高程 387m

$$q = -0.1976(Z - 387)^3 + 8.4925(Z - 387)^2 + 0.9582(Z - 387) - 27.145 \quad (r=0.999) \quad (5-4)$$

表孔（单孔）：共 4 孔，堰顶高程 393.3m

$$q = 21.224(Z - 393.3)^{1.5944} \quad (r=0.9998) \quad (5-5)$$

小表孔：堰顶高程 395m

$$q = 16.641(Z - 395)^{1.5288} \quad (r=0.996) \quad (5-6)$$

以上式（5-2）至（5-6）中， $q$  为各泄流设施的下泄流量， $\text{m}^3/\text{s}$ ； $Z$  为库水位，m。可见，各式的相关系数均在 0.99 以上，满足使用精度要求。

## 5.3 洪水调度的原则、方法与基本参数

### 5.3.1 洪水调度原则

为使洪水调节计算结果具有可比性并符合石泉水库的实际，本次洪水调度按照石泉水力发电厂 1993 年 9 月编制的《汉江石泉水库调度手册》

中规定的洪水调度规则和泄洪闸门启闭程序进行。具体调洪原则如下：

- (1) 当库水位在 400~405m 时，控制下泄流量不大于入库流量；
- (2) 当库水位在 405m 左右时，控制下泄流量等于入库流量；
- (3) 当入库流量等于或大于  $13700\text{m}^3/\text{s}$  时，除小表孔外闸门全开；
- (4) 当入库流量等于或大于  $16300\text{m}^3/\text{s}$ （二十年一遇标准）时，所有闸门全开，大坝呈自由泄流状态。

此外，还应满足下泄洪峰流量不超过最大入库洪峰流量的原则。同时，为了充分利用弃水，在洪水过程中，5 台机组均满负荷发电，发电流量为  $675\text{m}^3/\text{s}$ 。

### 5.3.2 洪水调度方法与基本参数

#### a. 基本参数

石泉水库的死水位为 400.00m，汛期限制水位 405.00m，汛期发生洪水时的库水位一般不超过 407.00m，设计洪水位与正常高水位相同，均为 410.00m，校核洪水位 413.50m。

#### b. 起调水位

本次调节计算对不同量级的洪水分别采用不同的起调水位，并在死水位 400.00m 至汛期限制水位 405.00m 之间选取。遵循上述调洪原则以及汛期洪水时库水位一般不超过 407.00m 的要求，综合考虑防洪安全与增加发电效益，根据入库洪水预报，在洪水入库前进行预泄，可确定不同量级洪水的起调水位（详见表 5-1）。

表 5-1 分级起调水位表

洪峰流量 ( $\text{m}^3/\text{s}$ )	小于 3000	3000~5000	5000~8000	8000~10000	大于 10000
起调水位 (m)	404	403	402	401	400

对于 10 月中旬以后的秋汛末中小洪水，为使水库在秋汛末能蓄到正常高水位、保证蓄水和多发电，起调水位可以高于 405.00m，以最高库水

位不超过正常高水位 410.00m 为原则。选择 10 月中旬以后的 4 场典型洪水进行试算，不同起调水位的调节计算结果见表 5-2。由表 5-2 可见：第一，像 941115 这样的洪水（洪峰流量  $4600\text{m}^3/\text{s}$ ），起调水位可以在 406~407m 之间选取；对于 771028、801120、961101 这样的小洪水（洪峰流量  $1540\sim 2020\text{m}^3/\text{s}$ ），起调水位可在 408~409m 之间选取。

表 5-2 石泉水库秋汛末期典型洪水不同起调水位的调节计算结果

序号	洪号	起调水位	最大入库流量	最大出库流量	最高库水位
		(m)	( $\text{m}^3/\text{s}$ )	( $\text{m}^3/\text{s}$ )	(m)
1	941115	405	4600	3509	409.16
		406		3543	409.50
		407		3578	409.87
		408		3614	410.26
2	771028	406	2020	1463	406.95
		407		1478	407.96
		408		1490	408.80
3	801120	407	1830	1474	407.90
		408		1486	408.74
		409		1499	409.57
4	961101	407	1540	1473	408.15
		408		1486	408.97
		409		1498	409.78

### c. 洪水调节计算方法

洪水调节计算采用方便灵活、精度较高的试算法，计算时段为 3 小时。

## 5.4 洪水调度结果与分析

### 5.4.1 洪水调节计算结果

限于篇幅，这里仅给出 3 场大、中、小典型洪水的入库与出库洪水

过程线比较图，见图 5-1。

14 场汛期洪水的调节计算结果归纳为表 5-3。计算时，还选择了 3 场小洪水进行了对比：起涨段入库流量小于 5 台机组的满发流量  $675\text{m}^3/\text{s}$  时，分别按照满发与 3 台机组发电 ( $413\text{m}^3/\text{s}$ ) 考虑。所得结果的比较详见表 5-4。

#### 5.4.2 结果分析

(1) 由表 5-3 (洪水过程中 5 台机组满发) 可见：

1) 扩机能够提高对弃水的利用程度和减少弃水，中、小洪水非常显著：

随着入库洪峰流量的增大，扩机后的弃水减少率由大变小；

当入库洪峰流量在  $1100\sim 2200\text{m}^3/\text{s}$  时，扩机后弃水占出库总水量的比例小于 10%，基本无弃水，而扩机前的弃水比例达到 30~40%；

当入库洪峰流量在  $2600\sim 6400\text{m}^3/\text{s}$  时，扩机后弃水占出库总水量的比例在 27~58%之间，而扩机前的弃水比例 50~72%；

当入库洪峰流量大于  $7700\text{m}^3/\text{s}$  时，扩机后的弃水仍占出库总水量的 2/3 以上，但扩机后弃水占出库总水量的比例要比扩机前低 10~6%。

2) 对于不同量级的洪水，采用不同的起调水位进行洪水调节计算，最高库水位为 408.83，低于正常高水位，是可行的。

(2) 由表 5-4 可见：

1) 起涨段入库流量小于满发流量 ( $675\text{m}^3/\text{s}$ ) 时，5 台机满发相当于预泄，对弃水的利用程度稍有增加。

2) 起涨段满发与不满发，各项目指标差别不大。为了便于机组运行，可采用满发方式。

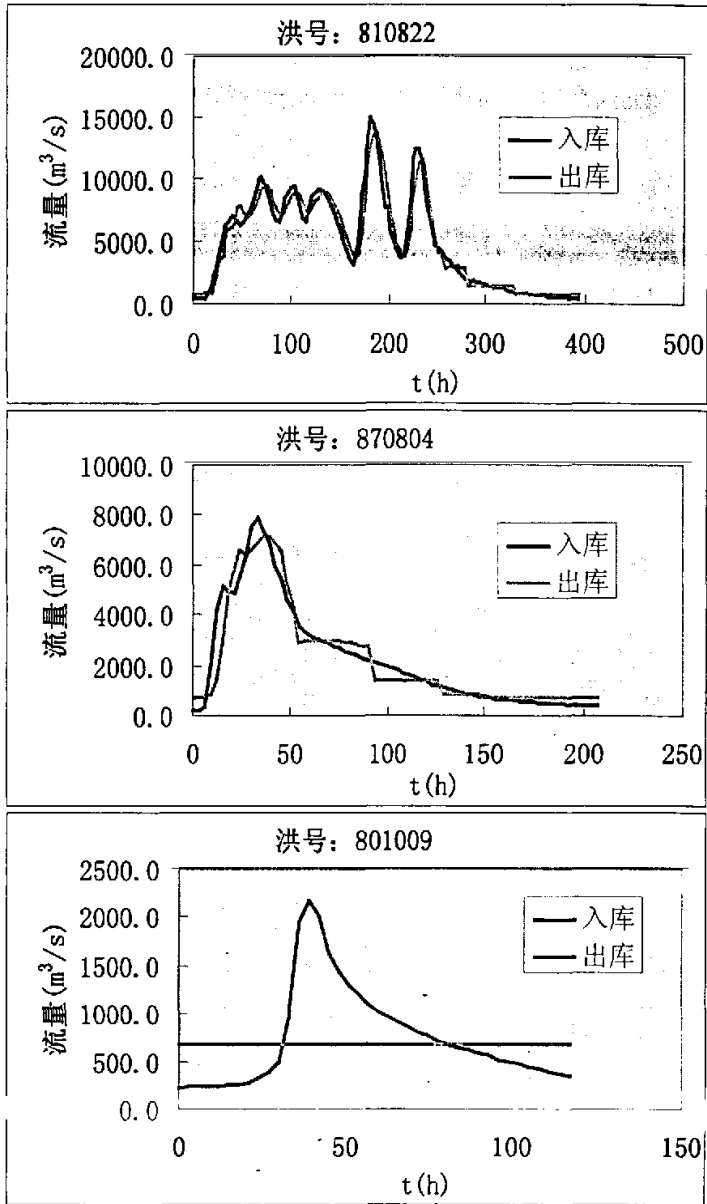


图 5-1 三场典型洪水的入库与出库洪水过程线比较

5 水库弃水利用与水电站扩机分析

表 5-3 石泉水库洪水调节计算结果汇总表

序号	洪号	起调	最大入	最大出	最高库	不扩机	扩机弃	弃水减少	不扩机	扩机弃
		水位	库流量	库流量	水位	弃水量	水量	率	弃水比例	水比例
		(m)	(m <sup>3</sup> /s)	(m <sup>3</sup> /s)	(m)	(10 <sup>6</sup> m <sup>3</sup> )	(10 <sup>6</sup> m <sup>3</sup> )	(%)	(%)	(%)
1	950822	404	1110	821	403.64	40	0	100.00	30.68	0.00
2	801009	404	2170	675	406.94	110	0	100.00	37.84	0.00
3	780531	404	2180	1451	406.15	133	34	74.64	41.00	10.40
4	830514	404	2670	1475	407.75	215	116	46.08	50.09	27.01
5	980510	404	2970	2934	405.60	354	201	43.16	53.41	30.36
6	770711	403	3500	3243	406.75	300	193	35.84	58.02	37.23
7	800916	403	4220	3475	408.83	861	682	20.71	70.35	55.77
8	800824	402	6400	5340	408.22	606	488	19.60	72.06	57.94
9	831005	402	7700	6979	407.09	1526	1320	13.53	78.25	67.66
10	870804	402	7890	7140	405.72	1293	1098	15.10	76.83	65.22
11	810714	400	10100	9626	406.97	1579	1415	10.39	83.04	74.41
12	870718	400	11800	10108	407.72	1186	1011	14.79	78.39	66.79
13	810822	400	14980	13797	406.62	6358	5987	5.83	89.27	84.06
14	830731	400	16200	15861	406.87	2635	2451	6.98	87.38	81.28

表 5-4 石泉水库中小洪水调节计算结果比较表

洪号	涨洪起	起调	最大入	最大出	最高库	不扩机	扩机弃	弃水减少	不扩机	扩机弃
	始段发	水位	库流量	库流量	水位	弃水量	水量	少率	弃水比例	水比例
		(m)	(m <sup>3</sup> /s)	(m <sup>3</sup> /s)	(m)	(10 <sup>6</sup> m <sup>3</sup> )	(10 <sup>6</sup> m <sup>3</sup> )	(%)	(%)	(%)
800916	满发	403	4220	3475	408.83	861	682	20.71	70.35	55.77
	不满发			3484	408.91	866	688	20.58	71.13	56.49
830514	满发	404	2670	1475	407.75	215	116	46.08	50.09	27.01
	不满发			1475	407.75	215	116	46.08	50.76	27.37
950822	满发	404	1110	821	403.64	40	0	100.00	30.68	0.00
	不满发			822	404.34	40	0	100.00	43.90	0.00



## 6 马栏河引水工程可引水量分析

为了适应工、农业不断发展的用水要求,提高桃曲坡水库的灌溉保证率,适当扩大灌溉面积,缓解陕西省主要能源和建材工业基地——铜川市的工业和生活用水紧张的矛盾,陕西省政府决定跨流域从泾河支流马栏河引水到桃曲坡水库,以更好地满足桃曲坡水库供水区域的工农业用水要求。

修建引水工程,首先要对马栏河的可引水量进行分析计算<sup>[61]</sup>,然后,才能确定引水量的大小。可引水量和引水流量不仅是决定工程方案能否成立的先决条件,同时也是决定工程规模和造价的重要基础。考虑到马拦引水工程的隧洞很长,合理分析马栏河的可引水量和确定引水设计流量,对于该工程的建设尤为重要<sup>[62]</sup>。

### 6.1 流域概况

马栏河引水枢纽断面控制流域面积 505 平方公里,河长 40.3 公里,平均比降 8.5%,引水枢纽断面的多年平均径流量为 6183 万立方米,最大径流量 18042 万立方米,最小年径流量 1275 万立方米。控制流域内均为山地林地,植被及水土保持状况良好,水量丰沛,渗蓄能力强,人畜活动少。无其他水利设施,是理想的引水水源地。

### 6.2 马栏河的水资源状况分析

马栏河在旬邑县境内流经马栏、后掌、职田、城关、排厦、丈八寺等六个乡镇,河川人口 12300 人,河道耕地 9460 亩,据旬邑县水力水保局提供的资料,当时马栏河以下旬邑县工业用水量为 281.5 万立方米,县乡人畜年用水量 163 万立方米。农业灌溉年用水总量 586 万立方米,工业、农业、人畜年用水总量 1030.62 万立方米。规划中的旬邑县火电厂年用水 36.5 万立方米,职田原区供水年用水总量 114.9 万立方米,预计旬邑县 2000 年年用水总量为 1181 万立方米。

## 6.3 马栏河引水枢纽可引水量的分析计算

### 6.3.1 旬邑县实供水量的分析计算

旬邑县及其下游的供水，主要是由马栏~埝里区间的 219 平方公里山地林区流域面积内的区间产流供给，不足部分由马栏枢纽予以补充。

马栏引水工程是为了给桃曲坡水库补水，为了配合桃曲坡水库的水利调节计算，对比性的说明问题，马栏河枢纽的径流分析采用桃曲坡水库原水利调节计算年份相应的 1956 年~1970 年 15 年的径流系列。

按旬邑县水资源规划，2000 年马栏河下游工业、农业及城乡人畜年用水总量为 1187 万立方米。按照马栏河的用水分配原则，首先由马栏到埝里的山地林区的区间产流供给。区间产流的计算是埝里和马栏枢纽处对应的年、月、日径流量的差值。然后与旬邑县规划用水量进行分析对比，不足部分由马栏枢纽处给以补给。经计算，1956 年~1970 年，马栏应向旬邑县补给的用水量的统计结果为：15 年平均年补给水量为 234.5 万立方米，年最大补给水量 471.6 万立方米，年最小补给量为 2.9 万立方米。计算表明，区间径流加上引水枢纽补给水量后，旬邑县的供水量是能够得到满足而且是有保证的。

### 6.3.2 马栏枢纽处可引水量的分析计算

马栏枢纽处的径流量，扣除补给旬邑用水之后，再按引水工程设计流量 3 立方米/秒进行削峰计算，求得 1956 年~1970 年各年可引水量见表 6-1，15 年平均可引水量为 4373.4 万立方米。

表 6-1  $Q \leq 3 \text{ m}^3/\text{s}$  马栏枢纽可引水量计算结果 单位：万  $\text{m}^3$

年份	56	57	58	59	60	61	62	63	64	65	66	67	68	69	70
可引水量	5007	3257	6352	2707	2694	4840	4214	5005	7364	4102	3794	4092	3841	4200	4132

根据马栏枢纽处不同频率的年径流量和可引水量，分别按接近各

频率年径流的实际代表年的径流资料，在扣除旬邑县规划用水的情况下，分别计算得到各频率代表年的马栏枢纽处径流量、埝里站径流量、旬邑县需水量、旬邑县供水量，以及马栏枢纽处可引水量，分析结果统计见表 6-2。

表 6-2 不同代表年马栏枢纽可引水量分析结果 单位：万  $m^3$

代表年	多年平均	P=50%	P=75%	P=95%
马栏枢纽断面	6183.0	4934.0	3092.0	1892.0
埝里站	8864.3	7073.7	4433.0	2712.5
旬邑县用水	1194.8	1053.1	1201.0	1146.2
马栏枢纽引水 $Q \leq 3m^3/s$	5059.4	4177.9	2686.7	1437.8
马栏枢纽引水 $Q \leq 3m^3/s$	5431.8	4392.8	2806.7	1437.8

#### 6.4 1989 年(接近 P=75%) 马栏河径流量分配计算实例分析

1989 年马栏河枢纽断面径流量为 3062 万立方米，在其 34 年径流系列中，频率接近于 P=75%。1989 年埝里站的径流量为 4390 万立方米；旬邑县需水量 1181.1 万立方米，旬邑县用水量为 1201 万立方米。采用上述分析方法，得到马栏引水枢纽的可引水量为 2660.7 万立方米。各月的径流分配过程结果表明，年内的旬邑县计划供水量在 3 月、4 月、5 月、8 月、9 月、11 月各月中，马栏~埝里区间产流足以满足；1 月、2 月、6 月、7 月、10 月、12 月各月的马栏~旬邑的区间产流满足不了旬邑县的计划供水要求，需从马栏枢纽处予以泄放补给。

经计算，1989 年马栏~埝里全年区间产流 1328 万立方米，由于旬邑县的计划需水量的年内分配极不均匀，马栏~埝里的区间产流不能充分利用，但还不能满足其供水需要，计算表明，1989 年马栏~埝里区间仅能供给旬邑县 966 万立方米，尚有 362 万立方米的水作为河道生态环境用水。为了满足旬邑县年计划供水量 1201 万立方米的要求，还需要从马栏枢纽处补给 235 万立方米的水量给旬邑。这样以来，马栏枢纽在引水流量  $Q \leq 3$  立方米/秒时的可引水量为 2660 万立方米。埝

里以上流域，旬邑及马拦引水合计 3861 万立方米，水利用率达 88%，富余 529 万立方米的水量留作河道生态环境用水。马拦枢纽断面的水利用率为 95%，富余 167 万立方米的生态环境用水。

## 6.5 马拦引水隧洞引水流量的确定

成果数据表明，在引水流量小于等于 3 立方米/秒时，马拦枢纽处多年平均、 $P=50\%$ 、 $P=75\%$ 及  $P=95\%$ 各频率代表年的可引水量分别为 5059.5 万立方米、4177.9 万立方米、2686.7 万立方米及 1437.8 万立方米。当引水流量小于等于 4 立方米/秒时，马拦枢纽处多年平均、 $P=50\%$ 、 $P=75\%$ 及  $P=95\%$ 各频率代表年的可引水量分别为 5431.8 万立方米、4392.8 万立方米、2806.7 万立方米及 1437.8 万立方米。引水设计流量 3 立方米/秒，能够满足保证率为 95%时年引水 1200~1500 万立方米的计划要求，增大引水设计流量，对保证率  $P=95\%$ 的干旱年来讲，实无必要，且  $Q \leq 3$  立方米/秒的引水流量所需的隧洞断面为最小施工断面。因此，认为引水设计流量为 3 立方米/秒、校核流量为 4 立方米/秒是完全合理。

马拦引水工程已经按计划建成并运行多年，该工程对提高桃曲坡水库的供水能力和保证铜川市的工业及居民生活用水，发挥了重要作用，效益显著。同时，马拦引水工程也没有对马拦河引水枢纽下游、特别是旬邑县的用水造成不良影响。这些情况充分说明前面介绍的分析计算方法和结果是合理的，可作为类似工程分析计算的参考。

## 7 结论及建议

### 7.1 研究结论

本论文结合不同类型的工程实例，对水利工程中的一些水文分析计算问题进行了探讨，并得出以下结论：

(1) 结合二龙山水库的防洪安全复核，选择不同典型洪水推求设计洪水过程线，并进行调洪演算。结果对比分析表明：典型洪水过程对调洪演算结果（最高库水位和下泄流量）有明显影响；发现选择洪水过程在峰顶段洪量较大，且峰、量的放大系数较为接近的典型洪水对水库的防洪安全更为有利，也即选择放大过程变形较小的典型洪水对水库防洪安全有利。同时，还设计了采用试算法进行调洪演算的 Excel 表。

(2) 结合七星河流域小水库群（11 座）的调洪演算与防洪安全复核，考虑上游水库溃坝与不溃坝两种情况，分别推求下游水库的入库设计洪水，并进行调洪演算。结果表明，在设计与校核条件下，最下游的白家窑水库的最高库水位均高于现状坝顶高程。所以，从防洪安全角度看，如果上游丁童水库和官务水库的防洪能力维持现状，白家窑水库的防洪能力严重偏低，达不到 50 年一遇，是不安全的。

(3) 结合黄河府谷段的实际与特殊问题，考虑干支流交汇、冲淤变化及多座桥梁壅水影响等因素，推求了黄河府谷段的水面线，并进行了合理性分析。结果表明，干支流交汇与冲淤变化对河道水面线具有明显影响。

(4) 通过对石泉水库不同量级洪水的调度分析，表明石泉水电站扩机增容能够提高对弃水的利用程度和增加电能，中、小洪水的效果尤其显著；并且对不同量级的洪水，采用不同的起调水位是可行的。

(5) 结合马栏河引水工程的实际，在分析泾河支流马栏河科引水量的基础上，合理确定了引水隧洞的引水设计流量（ $3 \text{ m}^3/\text{s}$ ）与校核流量为（ $4 \text{ m}^3/\text{s}$ ）。

## 7.2 建议

水文是水利建设的基础，工程水文分析计算成果是各类工程建设不可缺少的依据之一。水文设计成果不仅关系着流域或地区水资源规划的战略布局、具体安全与经济，还关系着人民生命财产的安全与社会的稳定，以及工程建成发挥的经济效益。本文结合不同类型的工程实际，对一些水位问题进行了探讨。为了进一步提供工程水位成果的合理性与可靠性，今后还需要继续开展这方面的研究，比如：

(1) 加强流域下垫面变化对水文现象的影响研究。影响水文现象的因素实际上最主要和最直接的是气候因素和流域下垫面因素，其中气候因素变化比较缓慢，在百年左右的时间上几乎不会有明显的变化；而下垫面因素相对变化比较快，随着各类防洪工程的建设，人类活动对下垫面的改变，将对洪峰流量、洪量和相应的洪水位都产生显著影响。所以应加强这方面的研究，以得出更加复核实际的水文计算成果。

(2) 随着我国城镇化的快速发展，应深入城市化的水位效应，并提出兼并易用的定量计算方法。

(3) 及时分析研究水利工程建设和管理中出现的各种特殊水文问题，不断促进和完善工程水文分析计算方法，提高水文计算结果的合理性和可靠性。

## 致 谢

本论文是在导师李怀恩教授、吴建民教授级高工的悉心指导下完成的。两位老师深厚的学术造诣、严谨的治学态度、忘我的工作热情、仁德谦和的为人品格使我受益匪浅。在此，我向两位老师致以诚挚的感谢和崇高的敬意！祝他们身体健康，工作顺利！

感谢同门张康、拦继元等对我的帮助和支持。感谢解建仓教授、陈尧隆教授、马长富老师等对我学习和生活的帮助和关心。

## 参考文献

- 【1】国家自然科学基金委员会.自然科学学科发展战略研究报告之十三:水利科学.科技导报.1994, 3.
- 【2】边金鸾.水文学发展回顾及展望 [D]. 武汉大学硕士学位论文, 2004.
- 【3】水利水电科学研究院水资源研究所.水文计算经验汇编(第四集).北京:水利电力出版社, 1984.12.
- 【4】叶永毅.设计洪水过程线典型的选择及放大方法.水文计算经验汇编(第二集).北京:中国工业出版社.1964.
- 【5】叶永毅.根据流量资料绘制设计洪水过程线的方法问题.水文计算经验汇编(第二集).北京:中国工业出版社.1964.
- 【6】丁晶, 邓育仁.水库防洪安全设计的水文计算新途径.水文科技情报.1990, 4.
- 【7】丁晶等.水文分析和计算方法的新进展.水文科技情报.1992, 2.
- 【8】赵永龙, 丁晶, 邓育仁.现行主要水文计算方法适用性初探.成都科技大学学报.1996, 5.
- 【9】宋来任.推求设计洪水过程线的叠代方法.长江水利教育.1997,4.
- 【10】梁瑞驹, 潘永新.推求无资料地区设计洪水的一种方法.水科学进展.1997,6.
- 【11】谢承迪.推求设计洪水及库容的统计理论方法.水电能源科学.1997,9.
- 【12】魏国泉.无资料地区设计洪水位的计算方法.电力勘测.1997,9.
- 【13】华家鹏.小流域设计洪水的计算方法.河海大学学报.1998,3.
- 【14】任建民.由推理公式推求小流域暴雨洪峰流量方法的探讨.甘肃水利水电技术.1998,4.
- 【15】周红莲.由暴雨途径推求设计洪水的几点认识.水利水电技术.1998,7.
- 【16】熊明, 郭海晋, 孙双元.我国工程水文分析计算的新进展.水文.1999,5.
- 【17】熊明.我国设计洪水计算的新进展.长江职工大学学报.2000,6.
- 【18】倪三川.对现行水文计算推求设计洪水方法的评价和改进.青海大学学



- 报(自然科学版).2000,6.
- 【19】陈桂亚.缺乏水文资料的入库洪水计算.人民长江.2000,8.
- 【18】张淑芬,王宇丽.中小型工程洪水过程线计算方法探讨.东北水利水电.2000,9.
- 【19】曹世惠,柏绍光.由实测暴雨推求设计洪水方法的探讨.水文.2002,2.
- 【20】郭宇欣.无资料地区设计洪水合理性分析.水土保持科技情报.2002,6.
- 【21】刘伦芳,李怀恩,殷文彬.延安市延河防洪水文计算.西北水力发电.2003,6.
- 【22】许叶新.遗传算法在设计洪水过程线推求中的应用.甘肃科学学报.2003,9.
- 【23】白丽.张峰水库设计洪水计算方法比选.科技情报开发与经济.2003年第13卷第11期.
- 【24】王国安,李文家.水文设计成果合理性评价.郑州:黄河水利出版社,2002.12.
- 【25】王国安.中国设计洪水及标准问题.水利学报,1991(4).
- 【26】国家技术监督局,中华人民共和国建设部.中华人民共和国国家标准《防洪标准》GB50201-94.北京:中国计划出版社,1994.
- 【27】中华人民共和国水利部,能源部.水利水电工程水文计算规范SL44-93.北京:水利电力出版社,1993.
- 【28】中华人民共和国水利部.水利水电工程水文计算规范.北京:水利电力出版社,2001.
- 【29】中华人民共和国行业标准《水利水电工程等级划分及洪水标准》SL252-2000.北京:中国水利电力出版社,2000.
- 【30】中华人民共和国电力行业标准《水利水电工程初步设计报告编制规程》DL5021-93.北京:水利电力出版社,1993.
- 【31】中华人民共和国电力行业标准《水利水电工程可行性研究报告编制规程》DL5020-93.北京:水利电力出版社,1993.

- 【32】中华人民共和国标准《江河流域规划编制规范》SL201-97.北京:中国水利水电出版社,1997.
- 【33】中华人民共和国行业标准《水利工程水利计算规范》SL104-95.北京:中国水利水电出版社,1996.
- 【34】王维第,朱元甡,王锐琛.水电站水文.南京:河海大学出版社,1995.
- 【35】周芬.设计洪水估算方法的比较研究[D].武汉大学硕士论文,2004.
- 【36】詹道江等.可能最大暴雨与洪水.北京:水利电力出版社,1983.
- 【37】王国安.可能最大暴雨和洪水计算原理与方法.北京:中国水利水电出版社.郑州:黄河水利出版社,1999.
- 【38】沈灿燊,叶锦昭.世界水文科学与近40年中国地理范畴水文科学的发展.中山大学学报(自然科学版).1996增刊.
- 【39】Prodceeding of second world congress: Wates for Environment. 1975, Vol1~4.
- 【40】The progress of Hydrology. 1986, Vol1~3.
- 【41】MA DiAZ-GRANADOS. A physicall based flood frequency distribution. Water Resource Res.July.1984,20(7).
- 【42】Cordova J R, l R rod riguez-Iturbe. Geomophologic estimation of extreme flow probabilities J. Hydrol. 1983,65(1/3).
- 【43】Rodriguez-Itube lM Gonzalez, RL Bras. A geomophoclimatic theory of the instantaneous unit hydrography. Water Resource Res. 1982,18(4).
- 【44】Prodceeding of second world congress: Water for Human Need. 1975, New-Delhi Vol1~5.
- 【45】方占元.我省水利工程设计洪水计算方法的回顾.陕西水利.1990(1).
- 【46】刘光文.水文分析与计算.北京:中国水利水电出版社,1989.11.
- 【47】水利部水文司.水文调查指南.北京:水利电力出版社,1991.7.
- 【48】武鹏林,霍德敏,马存信,晋华.水利计算与水库调度.北京:地震出版社,2000.5.

- 【49】周之豪, 沈曾源, 施熙灿, 李惕先. 水利水能规划. 北京: 水利电力出版社, 1986. 11.
- 【50】陈家琦, 张恭肃. 小流域暴雨洪水计算. 北京: 水利电力出版社, 1985. 4.
- 【51】詹道江, 叶守泽. 工程水文学. 北京: 中国水利水电出版社, 2000.
- 【52】宝鸡市水电局. 《宝鸡市水文实用手册》. 1987.
- 【53】刘沅, 刘灼华, 邓平. 浅论深圳市河道治理规划设计中的几个问题. 人民珠江. 1997, 4.
- 【54】郭伟成, 河流规划中的几点探讨, 西部探矿工程, 2004. 9.
- 【55】田凤军, 姬忠光, 刘玉霞. 江河水面线计算中的若干问题探讨. 黑龙江水利科技. 1999. 2.
- 【56】刘德任, 陈斌. 福建省城区防洪规划中几个问题的研究. 水利水电技术. 1996. 7.
- 【57】《铁路工程设计技术手册—桥渡水文》. 中国铁道出版社, 1993.
- 【58】中国市政工程东北设计院. 中华人民共和国行业标准《城市防洪工程设计规范》CJJ50-92. 北京: 中国计划出版社. 1993.
- 【59】胡代清. 国内外已建水电站扩机增容情况综述. 水电站设计. 2004, 6.
- 【60】刘洪言. 论湖南水电的扩机增容. 湖南水利水电. 2004. 1.
- 【61】袁作新. 水利计算. 北京: 水利电力出版社. 1987.
- 【62】吕景峰. 马栏河引水工程可引水量的分析计算, 西北水力发电, 2003 年第 4 期。

**附录：在读期间发表论文目录：**

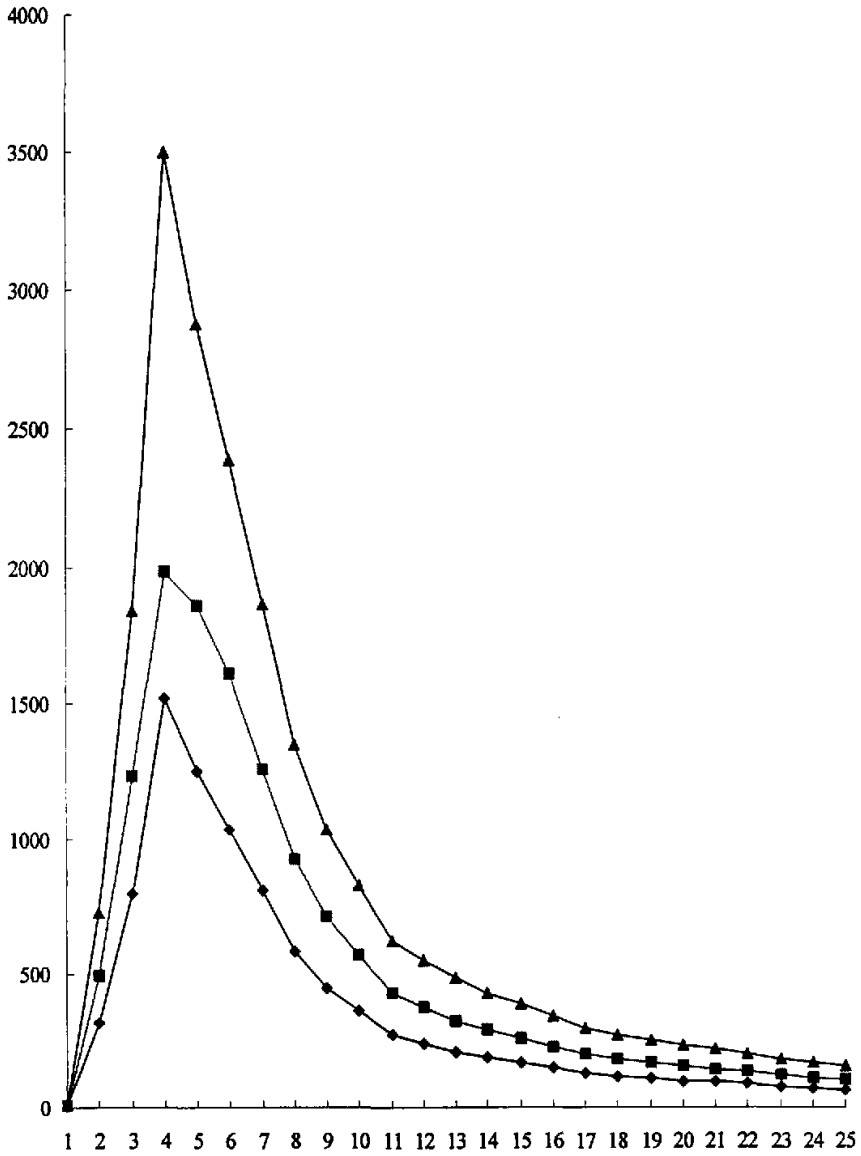
1. 吕景峰, 马栏河引水工程可引水量的分析计算, 西北水力发电, 2003 年第 4 期。
2. 吕景峰, 当好水利工程质量的“守护神”——我省水利工程质量监督工作纪实, 陕西水利, 2003 年第 3 期。

附表 1 二龙山水库设计与校核洪水过程线计算表  
(典型洪水: 1970 年 7 月 28 日)

时间	典型洪水	设计洪水(P=2%)		校核洪水(P=0.2%)	
1970 年	Q(m <sup>3</sup> /s)	放大系数	流量(m <sup>3</sup> /s)	放大系数	流量(m <sup>3</sup> /s)
7 月 28 日 7	6	1.505	9	2.302	14
8	316	1.505	490	2.302	727
9	800	1.505	1235	2.302	1842
10	1520	1.305	1984	2.302	3501
11	1250	1.505	1860	2.302	2880
12	1040	1.505	1610	2.302	2394
13	810	1.505	1260	2.302	1865
14	585	1.505	930	2.302	1347
15	450	1.505	710	2.302	1036
16	360	1.505	570	2.302	829
17	270	1.505	425	2.302	622
18	240	1.505	375	2.302	552
19	210	1.505	325	2.302	483
20	187	1.505	290	2.302	430
21	170	1.505	260	2.302	391
22	150	1.505	230	2.302	345
23	130	1.505	200	2.302	299
24	117	1.505	180	2.302	269
29 日 1	110	1.505	170	2.302	253
2	100	1.505	155	2.302	230
3	95	1.505	145	2.302	219
4	88	1.505	135	2.302	203
5	80	1.505	120	2.302	184
6	74	1.505	111	2.302	170
7	67	1.505	101	2.302	154
W <sub>i</sub> (万 m <sup>3</sup> )	3308		4977		7616

续表

典型洪水 1970年7月28日



附表 2

二龙山水库设计与校核洪水过程线计算表  
(典型洪水: 1965 年 7 月 19 日)

时间	典型洪水	设计洪水(P=2%)		校核洪水(P=0.2%)	
1965 年	Q(m <sup>3</sup> /s)	放大系数	流量(m <sup>3</sup> /s)	放大系数	流量(m <sup>3</sup> /s)
7 月 19 日 2	37	1.83	68	2.801	100
3	115	1.83	210	2.801	320
4	195	1.83	357	2.801	540
5	238	1.83	436	2.801	660
6	270	1.83	494	2.801	750
7	255	1.83	467	2.801	710
8	171	1.83	313	2.801	470
9	155	1.83	284	2.801	430
10	138	1.83	253	2.801	380
11	122	1.83	223	2.801	335
12	109	1.83	199	2.801	300
13	100	1.83	183	2.801	275
14	93	1.83	170	2.801	255
15	87	1.83	159	2.801	240
16	79	1.83	145	2.801	215
17	72	1.83	132	2.801	195
18	65	1.83	119	2.801	175
19	586	1.83	1060	2.801	1610
20	302	1.83	550	2.801	830
21	221	1.83	400	2.801	600
22	148	1.83	265	2.801	400
23	129	1.83	230	2.801	350
24	111	1.83	195	2.801	300
20 日 1	102	1.83	180	2.801	275
2	91	1.83	160	2.801	245
3	83	1.83	150	2.801	220
4	74	1.83	130	2.801	190
5	70	1.83	125	2.801	180
6	66	1.83	115	2.801	170
7	62	1.83	110	2.801	160
8	58	1.83	100	2.801	150
9	55	1.83	95	2.801	145
10	53	1.83	90	2.801	140

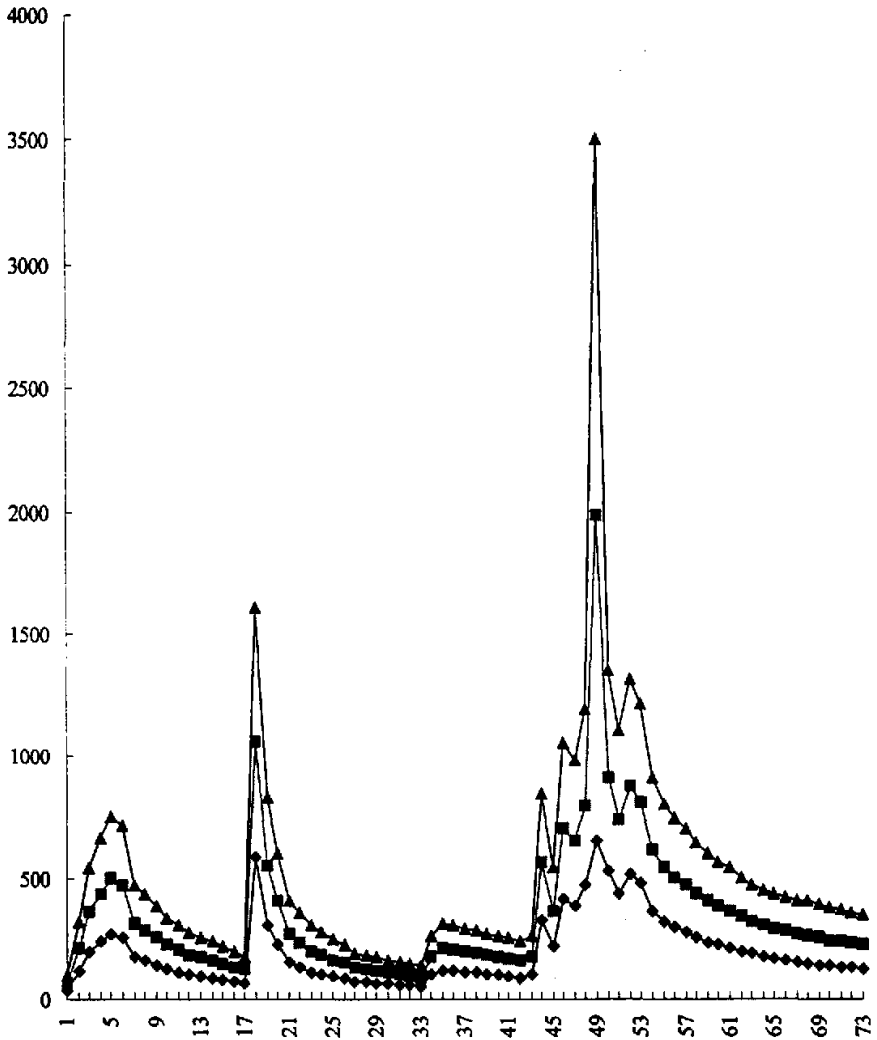
附 录

11	99	1.83	175	2.801	260
12	117	1.83	210	2.801	310
13	114	1.83	205	2.801	300
14	110	1.83	195	2.801	290
15	106	1.83	185	2.801	280
16	102	1.83	180	2.801	270
17	98	1.83	170	2.801	260
18	94	1.83	165	2.801	250
19	90	1.83	160	2.801	240
20	100	1.799	170	2.722	260
21	325	1.799	560	2.722	840
22	216	1.799	360	2.722	540
23	408	1.799	700	2.722	1050
24	383	1.799	650	2.722	980
21 日 1	466	1.799	795	2.722	1190
2	646	3.07	1983	5.420	3501
3	529	1.799	905	2.722	1350
4	434	1.799	735	2.722	1100
5	510	1.799	875	2.722	1310
6	474	1.799	810	2.722	1210
7	359	1.799	615	2.722	910
8	318	1.799	540	2.722	800
9	294	1.799	500	2.722	740
10	275	1.799	470	2.722	700
11	252	1.799	430	2.722	640
12	234	1.799	400	2.722	600
13	220	1.799	380	2.722	565
14	210	1.799	360	2.722	540
15	196	1.799	340	2.722	500
16	184	1.799	320	2.722	470
17	174	1.799	305	2.722	450
18	164	1.799	290	2.722	430
19	157	1.799	280	2.722	415
20	150	1.799	265	2.722	405
21	145	1.83	260	2.801	400
22	140	1.83	250	2.801	390
23	135	1.83	240	2.801	375



24	130	1.83	235	2.801	364
22日1	127	1.83	230	2.801	355
2	123	1.83	225	2.801	345
$W_1(\text{万 m}^3)$	2719		4975		7619
$W_3(\text{万 m}^3)$	4982		9051		13780

典型洪水：1965年7月19日



附录

附表3 二龙山水库设计与校核洪水过程线计算表  
(典型洪水: 1964年10月3日)

时间	典型洪水 Q(m <sup>3</sup> /s)	设计洪水(P=2%)		校核洪水(P=0.2%)	
		放大系数	流量(m <sup>3</sup> /s)	放大系数	流量(m <sup>3</sup> /s)
1964年					
10月3日 8	38.2	3.009	115	4.552	174
9	38.2	3.009	115	4.552	174
10	38.2	3.009	115	4.552	174
11	38.2	3.009	115	4.552	174
12	38.1	3.009	115	4.552	173
13	38.1	3.009	115	4.552	173
14	38.1	3.009	115	4.552	173
15	38.1	3.009	115	4.552	173
16	38.1	3.009	115	4.552	173
17	38.1	3.009	115	4.552	173
18	40.4	3.009	122	4.552	184
19	44.5	3.009	134	4.552	203
20	48.0	3.009	144	4.552	218
21	64.0	3.009	193	4.552	291
22	100.0	3.009	290	4.552	420
23	126.0	3.009	300	4.552	425
24	156.0	1.816	305	2.780	430
1	184.0	1.816	310	2.780	460
2	240.0	1.816	380	2.780	600
3	335.0	1.816	530	2.780	840
4	388.0	1.816	620	2.780	970
5	464.0	1.816	760	2.780	1140
6	494.0	1.816	800	2.780	1200
7	442.0	1.816	700	2.780	1070
8	521.0	3.806	1983	6.720	3501
9	494.0	1.816	790	2.780	1190
10	462.0	1.816	740	2.780	1130
11	430.0	1.816	690	2.780	1040
12	380.0	1.816	600	2.780	940
13	340.0	1.816	530	2.780	850
14	288.0	1.816	470	2.780	710
15	274.0	1.816	450	2.780	690
16	262.0	1.816	430	2.780	660

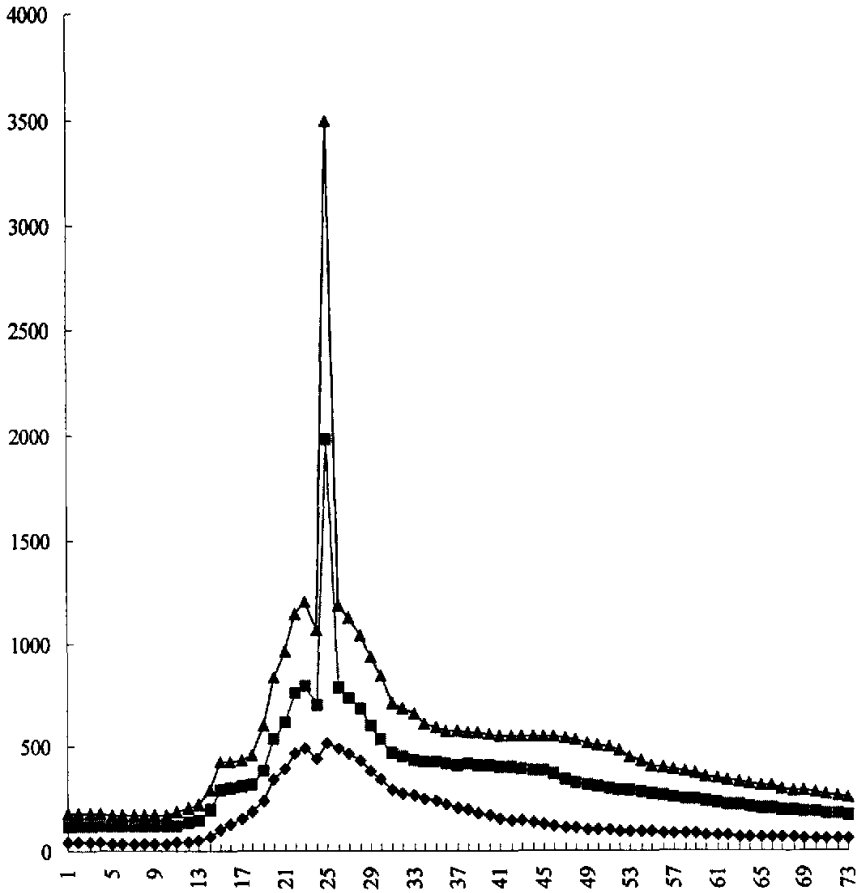
西安理工大学工程硕士专业学位论文

17	245.0	1.816	425	2.780	610
18	236.0	1.816	420	2.780	590
19	224.0	1.816	415	2.780	580
20	207.0	1.816	410	2.780	575
21	194.0	1.816	415	2.780	570
22	181.0	1.816	410	2.780	565
23	170.0	1.816	405	2.780	560
24	156.0	1.816	400	2.780	555
1	146.0	3.009	395	4.552	550
2	140.0	3.009	390	4.552	550
3	134.0	3.009	385	4.552	550
4	128.0	3.009	380	4.552	550
5	121.0	3.009	364	4.552	550
6	114.0	3.009	343	4.552	540
7	108.0	3.009	325	4.552	530
8	103.0	3.009	310	4.552	520
9	102.0	3.009	307	4.552	510
10	99.0	3.009	298	4.552	500
11	97.0	3.009	292	4.552	480
12	95.0	3.009	286	4.552	450
13	92.0	3.009	277	4.552	430
14	90.0	3.009	271	4.552	410
15	88.0	3.009	265	4.552	401
16	85.0	3.009	256	4.552	387
17	83.0	3.009	250	4.552	378
18	81.0	3.009	244	4.552	369
19	79.0	3.009	238	4.552	360
20	77.0	3.009	232	4.552	351
21	74.0	3.009	223	4.552	337
22	72.0	3.009	217	4.552	328
23	70.0	3.009	211	4.552	319
24	69.0	3.009	208	4.552	314
1	68.0	3.009	205	4.552	310
2	66.0	3.009	199	4.552	300
3	64.0	3.009	193	4.552	291
4	63.0	3.009	190	4.552	287
5	62.0	3.009	187	4.552	282

附 录

6	60.0	3.009	181	4.552	273
7	58.0	3.009	175	4.552	264
8	56.0	3.009	169	4.552	255
$W_1(\text{万 m}^3)$	2740		5053		7752
$W_3(\text{万 m}^3)$	4093		9013		13757

典型洪水：1964年10月3日



附表 4 二龙山水库设计与校核洪水过程线计算表  
(典型洪水: 1975 年 9 月 27 日)

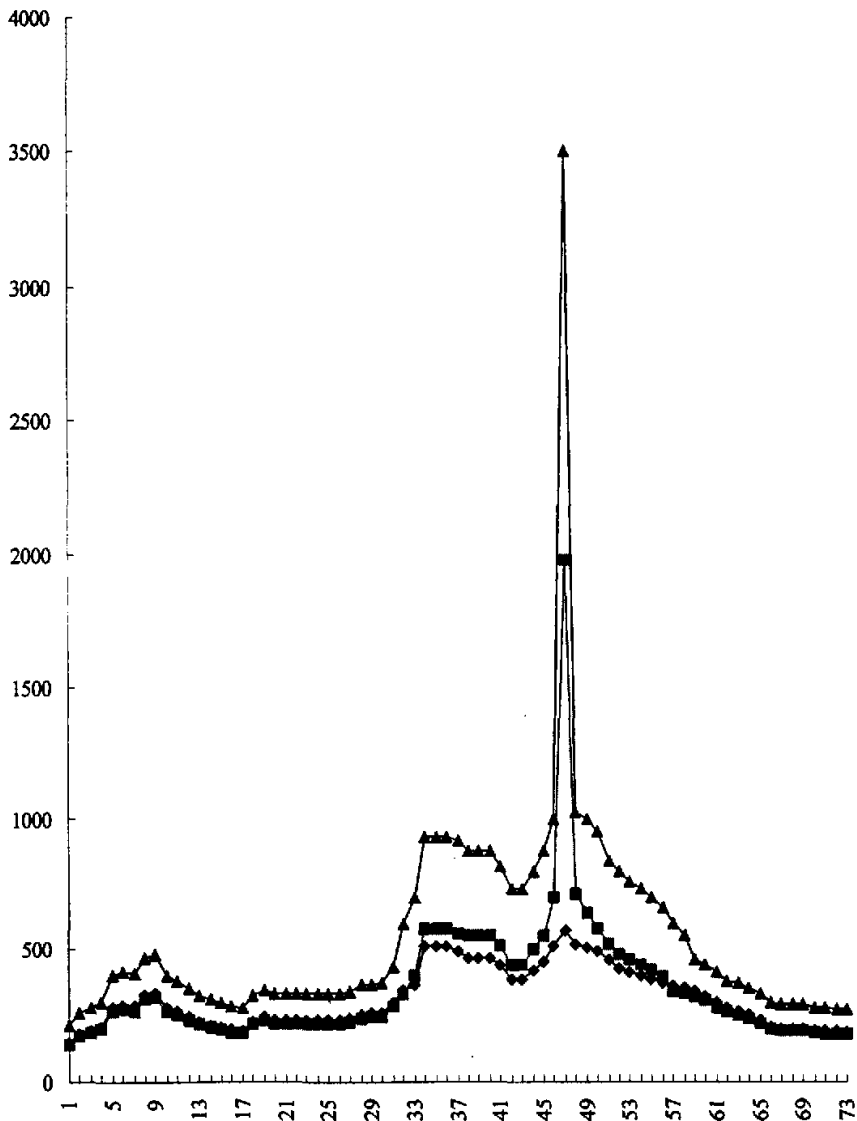
时间	典型洪水 Q(m <sup>3</sup> /s)	设计洪水(P=2%)		校核洪水(P=0.2%)		
		放大系数	流量(m <sup>3</sup> /s)	放大系数	流量(m <sup>3</sup> /s)	修匀
1975 年 9 月						
27 日 19	148.0	0.949	140	1.436	213	202
20	180.2	0.949	171	1.436	259	246
21	194.5	0.949	185	1.436	279	265
22	208.3	0.949	198	1.436	299	284
23	277.5	0.949	263	1.436	398	379
24	287.1	0.949	272	1.436	412	392
1	282.4	0.949	268	1.436	406	385
2	325.6	0.949	309	1.436	468	444
3	333.8	0.949	317	1.436	479	455
4	279.2	0.949	265	1.436	401	381
5	264.0	0.949	251	1.436	379	360
6	246.3	0.949	234	1.436	354	336
7	229.0	0.949	217	1.436	329	312
8	215.2	0.949	204	1.436	309	294
9	206.7	0.949	196	1.436	297	282
10	197.2	0.949	187	1.436	283	269
11	193.4	0.949	184	1.436	278	264
12	228.1	0.949	216	1.436	328	311
13	242.9	0.949	231	1.436	349	331
14	233.5	0.949	222	1.436	335	319
15	232.3	0.949	220	1.436	334	317
16	232.0	0.949	220	1.436	333	316
17	231.2	0.949	219	1.436	332	315
18	231.0	0.949	219	1.436	332	315
19	231.0	0.949	219	1.436	332	315
20	231.0	0.949	219	1.436	332	315
21	237.0	0.949	225	1.436	340	323
22	254.0	0.949	241	1.436	365	347
23	256.0	0.949	243	1.436	368	349
24	258.7	0.949	246	1.436	371	353
1	300.0	0.949	285	1.436	431	409
2	345.0	0.949	330	1.436	600	570
3	367.5	1.268	400	1.940	700	637

附 录

4	510.1	1.268	580	1.940	930	846
5	510.1	1.268	580	1.940	930	846
6	510.1	1.268	580	1.940	930	846
7	490.0	1.268	560	1.940	920	837
8	465.3	1.268	550	1.940	880	801
9	465.3	1.268	550	1.940	880	801
10	465.3	1.268	550	1.940	880	801
11	435.9	1.268	510	1.940	820	746
12	385.2	1.268	440	1.940	730	664
13	385.2	1.268	440	1.940	730	664
14	421.7	1.268	500	1.940	800	728
15	452.4	1.268	550	1.940	880	801
16	511.2	1.268	700	1.940	1000	990
17	572.5	3.464	1983	6.115	3501	3501
18	518.3	1.268	710	1.940	1020	1000
19	504.2	1.268	640	1.940	1000	970
20	488.9	1.268	580	1.940	950	865
21	457.1	1.268	520	1.940	840	764
22	427.6	1.268	480	1.940	800	728
23	413.5	1.268	460	1.940	760	692
24	397.8	1.268	440	1.940	730	664
1	383.7	1.268	420	1.940	700	637
2	369.9	1.268	390	1.940	660	601
3	359.3	1.268	340	1.940	600	546
4	351.0	0.949	330	1.436	550	523
5	339.3	0.949	322	1.436	460	437
6	319.2	0.949	303	1.436	440	418
7	297.1	0.949	282	1.436	410	390
8	276.8	0.949	263	1.436	380	361
9	263.9	0.949	250	1.436	370	352
10	249.7	0.949	237	1.436	350	333
11	229.7	0.949	218	1.436	330	313
12	209.1	0.949	198	1.436	300	285
13	202.6	0.949	192	1.436	291	276
14	202.4	0.949	192	1.436	291	276
15	202.0	0.949	192	1.436	290	276
16	194.8	0.949	185	1.436	280	266

17	192.5	0.949	183	1.436	276	263
18	190.1	0.949	180	1.436	273	259
19	187.8	0.949	178	1.436	270	256
$W_1(\text{万 m}^3)$	3926		5070		8252	7699
$W_3(\text{万 m}^3)$	8215		9150		14477	13603

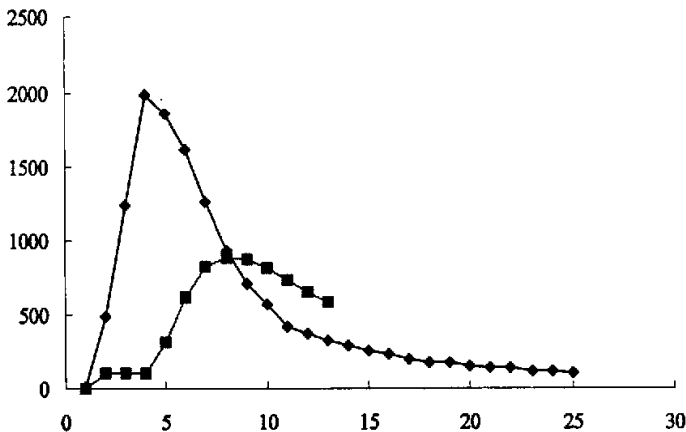
典型洪水：1975年9月27日



附录

附表 5 二龙山水库设计洪水调洪演算表 (试算法)  
(底孔从洪水入库时开始泄流, 起调水位为 762.5 米)

时间	时段初 入库流 量 $Q_1$	时段末 入库流 量 $Q_2$	时段平 均流量 $Q$	时段初 出库流 流量 $q_1$	时段末 出库流 流量 $q_2$	时段 平均 流量 $q$	时段洪 量变化 量 $dW$	时段末 库容 $V_t$	时段末 水位 $Z_t$	时段末 泄流能 力 $q_t'$
	( $m^3/s$ )	( $m^3/s$ )	( $m^3/s$ )	( $m^3/s$ )	( $m^3/s$ )	( $m^3/s$ )	( $万 m^3$ )	( $万 m^3$ )	( $m$ )	( $m^3/s$ )
1970								3863.0	762.50	
7.28										
7	9.0	490.0	249.5	0.0	105.3	52.7	70.9	3933.9	762.73	105.3
8	490.0	1235.0	862.5	105.3	106.4	105.9	272.4	4206.3	763.53	106.4
9	1235.0	1983.6	1609.3	106.4	108.4	107.4	540.7	4746.9	764.98	108.4
10	1983.6	1860.0	1921.8	108.4	312.9	210.7	616.0	5363.0	766.56	312.9
11	1860.0	1610.0	1735.0	312.9	624.7	468.8	455.8	5818.8	767.75	624.6
12	1610.0	1260.0	1435.0	624.7	824.5	724.6	255.7	6074.5	768.38	824.5
13	1260.0	930.0	1095.0	824.5	891.7	858.1	85.3	6159.8	768.58	891.7
14	930.0	710.0	820.0	891.7	874.0	882.9	-22.6	6137.2	768.53	873.9
15	710.0	570.0	640.0	874.0	815.8	844.9	-73.8	6063.4	768.35	815.8
16	570.0	425.0	497.5	815.8	736.7	776.3	-100.4	5963.1	768.11	736.7
17	425.0	375.0	400.0	736.7	653.8	695.3	-106.3	5856.8	767.85	653.8
18	375.0	325.0	350.0	653.8	580.5	617.2	-96.2	5760.6	767.60	580.5
19	325.0	290.0	307.5	580.5	516.5	548.5	-86.8	5673.9	767.38	516.5
20	290.0	260.0								
21	260.0	230.0								
22	230.0	200.0								
23	200.0	180.0								
24	180.0	170.0								
1	170.0	155.0								
2	155.0	145.0								
3	145.0	135.0								
4	135.0	120.0								
5	120.0	111.0								
6	111.0	100.8								
7	100.8	90.0								

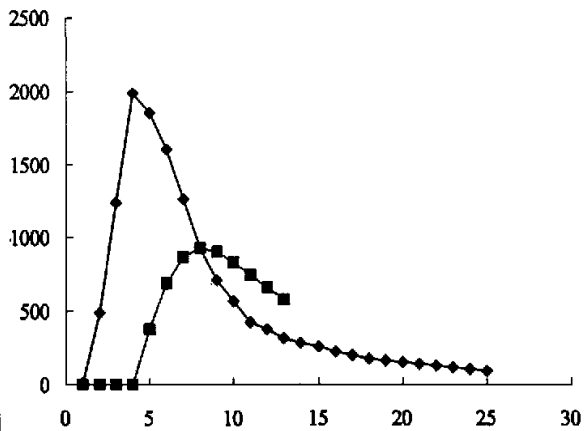




附表 6

二龙山水库设计洪水调洪演算表 (试算法)  
(水位与堰顶齐平时底孔开始泄流, 起调水位为 762.5 米)

时间	时段初 入库流 量 $Q_1$	时段末 入库流 量 $Q_2$	时段平 均流量 $Q$	时段初 出库流 流量 $q_1$	时段末 出库流 流量 $q_2$	时段 平均 流量 $q$	时段洪 量变化 量 $dW$	时段末 库容 $V_s$	时段末 水位 $Z_s$	时段末 泄流能 力 $q_s'$
	( $m^3/s$ )	( $m^3/s$ )	( $m^3/s$ )	( $m^3/s$ )	( $m^3/s$ )	( $m^3/s$ )	( $万 m^3$ )	( $万 m^3$ )	( $m$ )	( $m^3/s$ )
1970								3863.0	762.50	
7.28										
7	9.0	490.0	249.5	0.0	0.0	0.0	89.8	3952.8	762.78	105.4
8	490.0	1235.0	862.5	0.0	0.0	0.0	310.5	4263.3	763.69	106.7
9	1235.0	1983.6	1609.3	0.0	0.0	0.0	579.3	4842.7	765.07	111.5
10	1983.6	1860.0	1921.8	0.0	375.5	187.8	624.3	5466.9	766.84	375.5
11	1860.0	1610.0	1735.0	375.5	687.5	531.5	433.3	5900.2	767.96	687.5
12	1610.0	1260.0	1435.0	687.5	873.0	780.3	235.7	6135.9	768.53	872.9
13	1260.0	930.0	1095.0	873.0	927.8	900.4	70.1	6206.0	768.69	927.9
14	930.0	710.0	820.0	927.8	901.2	914.5	-34.0	6171.9	768.61	901.2
15	710.0	570.0	640.0	901.2	836.4	868.8	-82.4	6089.6	768.42	836.4
16	570.0	425.0	497.5	836.4	752.2	794.3	-106.8	5982.7	768.16	752.1
17	425.0	375.0	400.0	752.2	665.2	708.7	-111.1	5871.6	767.88	665.2
18	375.0	325.0	350.0	665.2	589.0	627.1	-99.8	5771.8	767.63	588.9
19	325.0	290.0	307.5	589.0	522.6	555.8	-89.4	5682.4	767.41	522.7
20	290.0	260.0	275.0							
21	260.0	230.0	245.0							
22	230.0	200.0	215.0							
23	200.0	180.0	190.0							
24	180.0	170.0	175.0							
1	170.0	155.0	162.5							
2	155.0	145.0	150.0							
3	145.0	135.0	140.0							
4	135.0	120.0	127.5							
5	120.0	111.0	115.5							
6	111.0	100.8	105.9							
7	100.8	90.0	95.4							

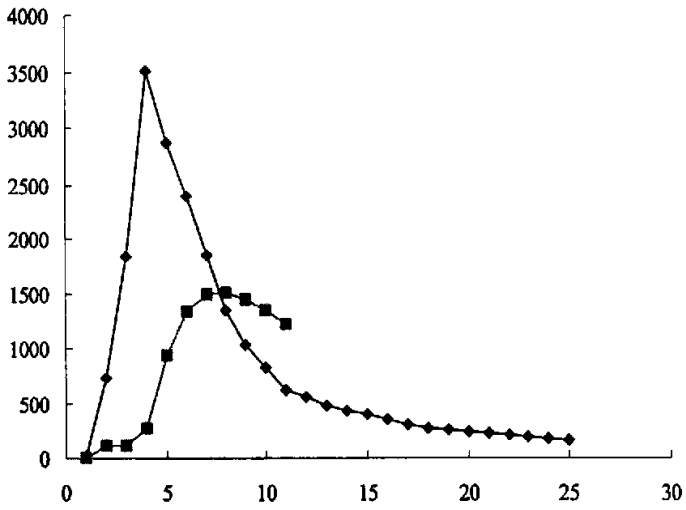


附录

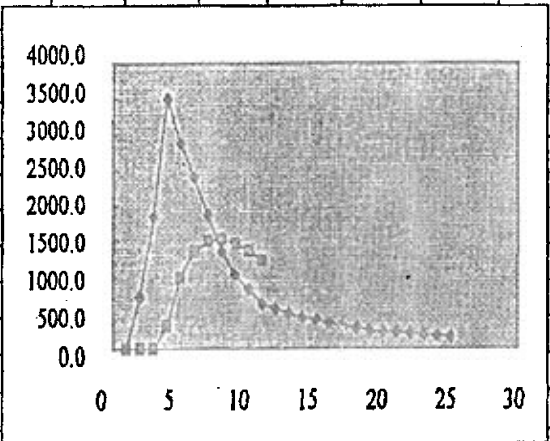
附表 7

二龙山水库校核洪水调洪演算表 (试算法)  
(底孔从洪水入库时开始泄流, 起调水位为 762.5 米)

时间	时段初 入库流 量 $Q_1$	时段末 入库流 量 $Q_2$	时段平 均流量 $Q$	时段初 出库流 流量 $q_1$	时段末 出库流 流量 $q_2$	时段 平均 流量 $q$	时段洪 量变化 量 $dW$	时段末 库容 $V_2$	时段末 水位 $Z_2$	时段末 泄流能 力 $q_2'$
	( $m^3/s$ )	( $m^3/s$ )	( $m^3/s$ )	( $m^3/s$ )	( $m^3/s$ )	( $m^3/s$ )	( $万 m^3$ )	( $万 m^3$ )	( $m$ )	( $m^2/s$ )
1970								3863.0	762.50	
7.28										
7	13.8	727.4	370.6	0.0	105.5	52.8	114.4	3977.4	762.86	105.5
8	727.4	1842.0	1284.7	105.5	107.2	106.4	424.2	4401.6	764.07	107.2
9	1842.0	3501.0	2671.5	107.2	275.3	191.3	892.9	5294.5	766.37	275.3
10	3501.0	2880.0	3190.5	275.3	942.0	608.7	929.5	6224.0	768.74	942.0
11	2880.0	2394.1	2637.0	942.0	1330.8	1136.4	540.2	6764.2	769.95	1330.7
12	2394.1	1864.6	2129.4	1330.8	1484.6	1407.7	259.8	7024.0	770.50	1484.6
13	1864.6	1346.7	1605.6	1484.6	1505.9	1495.3	39.7	7063.8	770.59	1505.9
14	1346.7	1035.9	1191.3	1505.9	1449.4	1477.7	-103.1	6960.7	770.37	1449.4
15	1035.9	828.7	932.3	1449.4	1348.8	1399.1	-168.0	6792.6	770.02	1348.8
16	828.7	621.5	725.1	1348.8	1215.7	1282.3	-200.6	6592.1	769.58	1215.6
17	621.5	552.5	587.0	1215.7	1070.6	1143.2	-200.2	6391.9	769.13	1070.6
18	552.5	483.4	400							
19	483.4	430.5	350							
20	430.5	391.3	300							
21	391.3	345.3	250							
22	345.3	299.3	200							
23	299.3	269.3	150							
24	269.3	253.2	100							
1	253.2	230.2	50							
2	230.2	218.7	0							
3	218.7	202.6								
4	202.6	184.2								
5	184.2	170.3								
6	170.3	154.2								
7	154.2	135.0								



附表8 二龙山水库校核洪水调洪演算表(试算法)										
(水位与堰顶齐平时底孔开始泄流,起调水位为762.5米)										
时段	时段初	时段末	时段平	时段初	时段末	时段	时段洪	时段末	时段末	时段末
时间	入库流	入库流	均流量	出库流	出库流	平均	量变化	库容 $V_2$	水位 $Z_2$	泄流能
	量 $Q_1$	量 $Q_2$	$Q$	流量 $q_1$	流量 $q_2$	流量 $q$	量 $dW$			力 $q_2'$
1970年	( $m^3/s$ )	( $m^3/s$ )	( $m^3/s$ )	( $m^3/s$ )	( $m^3/s$ )	( $m^3/s$ )	( $万m^3$ )	( $万m^3$ )	(m)	( $m^3/s$ )
7月28日								3863.0	762.50	
7	13.8	727.4	370.6	0.0	0.0	0.0	133.4	3996.4	762.92	105.6
8	727.4	1842.0	1284.7	0.0	0.0	0.0	462.5	4458.9	764.23	107.4
9	1842.0	3501.0	2671.5	0.0	313.6	156.8	905.3	5364.2	766.56	313.6
10	3501.0	2880.0	3190.5	313.6	984.7	649.2	914.9	6279.1	768.87	984.7
11	2880.0	2394.1	2637.0	984.7	1357.7	1171.2	527.7	6806.8	770.05	1357.6
12	2394.1	1864.6	2129.4	1357.7	1503.1	1430.4	251.6	7058.4	770.58	1503.1
13	1864.6	1346.7	1605.6	1503.1	1520.8	1512.0	33.7	7092.2	770.65	1520.8
14	1346.7	1035.9	1191.3	1520.8	1462.5	1491.7	-108.1	6984.0	770.42	1462.5
15	1035.9	828.7	932.3	1462.5	1360.6	1411.6	-172.5	6811.5	770.06	1360.6
16	828.7	621.5	725.1	1360.6	1226.0	1293.3	-204.5	6607.0	769.61	1226.0
17	621.5	552.5	587.0	1226.0	1079.2	1152.6	-203.6	6403.3	769.15	1079.2
18	552.5	483.4								
19	483.4	430.5								
20	430.5	391.3								
21	391.3	345.3								
22	345.3	299.3								
23	299.3	269.3								
24	269.3	253.2								
1	253.2	230.2								
2	230.2	218.7								
3	218.7	202.6								
4	202.6	184.2								
5	184.2	170.3								
6	170.3	154.2								
7	154.2	135.0								



附录

附表 9

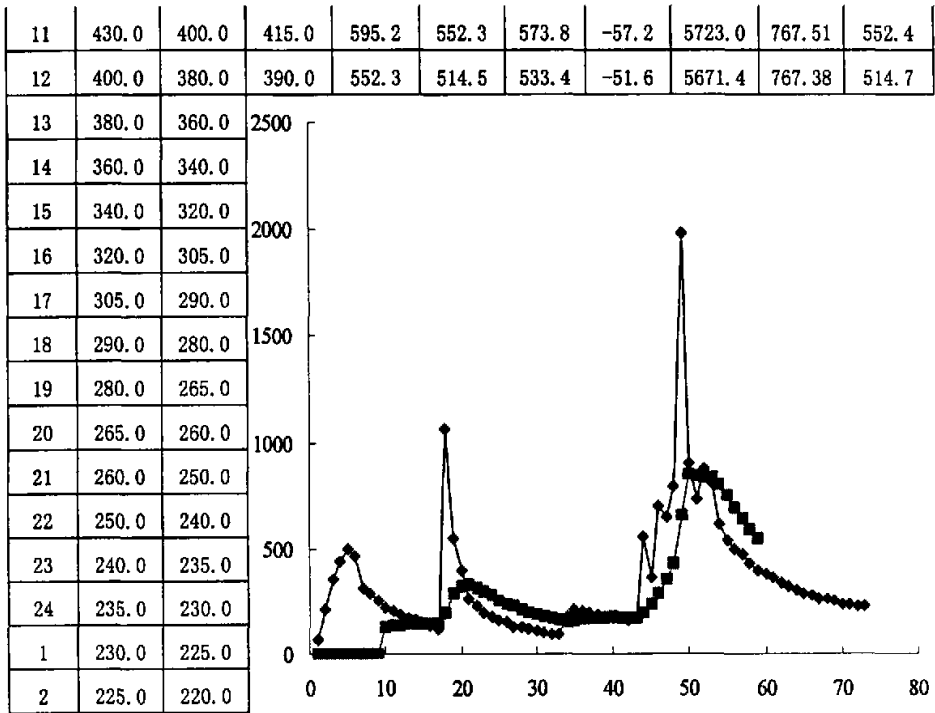
二龙山水库设计洪水调洪演算表 (试算法)  
(底孔全开泄流, 起调水位 768m, 堰顶高程 763m)

时间	时段初 入库流 量 $Q_1$	时段末 入库流 量 $Q_2$	时段平 均流量 $Q$	时段初 出库流 流量 $q_1$	时段末 出库流 流量 $q_2$	时段 平均 流量 $q$	时段洪 量变化 量 $dW$	时段末 库容 $V_2$	时段末 水位 $Z_2$	时段末 泄流能 力 $q_2'$
1965	( $m^3/s$ )	( $m^3/s$ )	( $m^3/s$ )	( $m^3/s$ )	( $m^3/s$ )	( $m^3/s$ )	( $10^4 m^3$ )	( $10^4 m^3$ )	(m)	( $m^3/s$ )
7.19								3863.0	762.50	
2	67.7	210.5	139.1	0.0	0.0	0.0	50.1	3913.1	762.66	105.2
3	210.5	356.9	283.7	0.0	0.0	0.0	102.1	4015.2	762.97	105.7
4	356.9	435.5	396.2	0.0	0.0	0.0	142.6	4157.8	763.39	106.2
5	435.5	494.1	464.8	0.0	0.0	0.0	167.3	4325.1	763.86	106.9
6	494.1	466.7	480.4	0.0	0.0	0.0	172.9	4498.1	764.33	107.5
7	466.7	312.9	389.8	0.0	0.0	0.0	140.3	4638.4	764.70	108.0
8	312.9	283.7	298.3	0.0	0.0	0.0	107.4	4745.8	764.97	108.4
9	283.7	252.5	268.1	0.0	0.0	0.0	96.5	4842.3	765.07	111.4
10	252.5	223.3	237.9	0.0	125.4	62.7	63.1	4905.4	765.25	125.4
11	223.3	199.5	211.4	125.4	132.8	129.1	29.6	4935.0	765.34	132.9
12	199.5	183.0	191.2	132.8	138.2	135.5	20.1	4955.1	765.40	138.3
13	183.0	170.2	176.6	138.2	142.0	140.1	13.1	4968.2	765.44	142.0
14	170.2	159.2	164.7	142.0	144.3	143.2	7.8	4976.0	765.46	144.3
15	159.2	144.6	151.9	144.3	145.0	144.7	2.6	4978.6	765.47	145.0
16	144.6	132.0	138.3	145.0	144.5	144.8	-2.3	4976.2	765.46	144.4
17	132.0	119.0	125.5	144.5	142.5	143.5	-6.5	4969.8	765.45	142.5
18	119.0	1060.0	589.5	142.5	194.7	168.6	151.5	5121.3	765.88	194.7
19	1060.0	550.0	805.0	194.7	291.0	242.9	202.4	5323.7	766.45	290.9
20	550.0	400.0	475.0	291.0	325.0	308.0	60.1	5383.8	766.62	324.9
21	400.0	265.0	332.5	325.0	326.3	325.7	2.5	5386.2	766.62	326.3
22	265.0	230.0	247.5	326.3	311.5	318.9	-25.7	5360.5	766.55	311.5
23	230.0	195.0	212.5	311.5	293.4	302.5	-32.4	5328.2	766.46	293.4
24	195.0	180.0	187.5	293.4	274.7	284.1	-34.8	5293.4	766.37	274.7
1	180.0	160.0	170.0	274.7	257.0	265.9	-34.5	5258.9	766.27	257.0
2	160.0	150.0	155.0	257.0	240.5	248.8	-33.8	5225.1	766.18	240.5

西安理工大学工程硕士专业学位论文

3	150.0	130.0	140.0	240.5	225.0	232.8	-33.4	5191.7	766.08	224.9
4	130.0	125.0	127.5	225.0	210.6	217.8	-32.5	5159.2	765.99	210.5
5	125.0	115.0	120.0	210.6	197.8	204.2	-30.3	5128.9	765.91	197.8
6	115.0	110.0	112.5	197.8	186.4	192.1	-28.7	5100.3	765.82	186.5
7	110.0	100.0	105.0	186.4	176.2	181.3	-27.5	5072.8	765.75	176.1
8	100.0	95.0	97.5	176.2	166.7	171.5	-26.6	5046.2	765.67	166.7
9	95.0	90.0	92.5	166.7	158.2	162.5	-25.2	5021.0	765.60	158.2
10	90.0	175.0	132.5	158.2	155.4	156.8	-8.7	5012.3	765.57	155.4
11	175.0	210.0	192.5	155.4	159.5	157.5	12.6	5024.9	765.61	159.5
12	210.0	205.0	207.5	159.5	165.0	162.3	16.3	5041.2	765.65	165.0
3	205.0	195.0	200.0	165.0	169.0	167.0	11.9	5053.0	765.69	169.1
14	195.0	185.0	190.0	169.0	171.5	170.3	7.1	5060.1	765.71	171.6
15	185.0	180.0	182.5	171.5	173.0	172.3	3.7	5063.8	765.72	172.9
16	180.0	170.0	175.0	173.0	173.2	173.1	0.7	5064.5	765.72	173.1
17	170.0	165.0	167.5	173.2	172.4	172.8	-1.9	5062.6	765.72	172.5
18	165.0	160.0	162.5	172.4	171.3	171.9	-3.4	5059.2	765.71	171.3
19	160.0	170.0	165.0	171.3	170.5	170.9	-2.1	5057.1	765.70	170.5
20	170.0	560.0	365.0	170.5	195.3	182.9	65.6	5122.7	765.89	195.3
21	560.0	360.0	460.0	195.3	233.8	214.6	88.4	5211.0	766.14	233.8
22	360.0	700.0	530.0	233.8	283.0	258.4	97.8	5308.8	766.41	282.9
23	700.0	650.0	675.0	283.0	356.7	319.9	127.9	5436.7	766.76	356.6
24	650.0	795.0	722.5	356.7	433.0	394.9	118.0	5554.6	767.07	432.9
1	795.0	1983.2	1389.1	433.0	655.3	544.2	304.2	5858.8	767.85	655.4
2	1983.2	905.0	1444.1	655.3	850.6	753.0	248.8	6107.6	768.46	850.7
3	905.0	735.0	820.0	850.6	843.0	846.8	-9.6	6098.0	768.44	843.0
4	735.0	875.0	805.0	843.0	833.6	838.3	-12.0	6086.0	768.41	833.6
5	875.0	810.0	842.5	833.6	835.8	834.7	2.8	6088.8	768.42	835.8
6	810.0	615.0	712.5	835.8	805.0	820.4	-38.8	6050.0	768.32	805.1
7	615.0	540.0	577.5	805.0	748.6	776.8	-71.7	5978.2	768.15	748.6
8	540.0	500.0	520.0	748.6	692.0	720.3	-72.1	5906.1	767.97	692.1
9	500.0	470.0	485.0	692.0	641.3	666.7	-65.4	5840.7	767.81	641.4
10	470.0	430.0	450.0	641.3	595.2	618.3	-60.6	5780.1	767.65	595.2

附录



附表 10 二龙山水库校核洪水调洪演算表 (试算法)  
(底孔全开泄流, 起调水位 768m, 堰顶高程 763m)

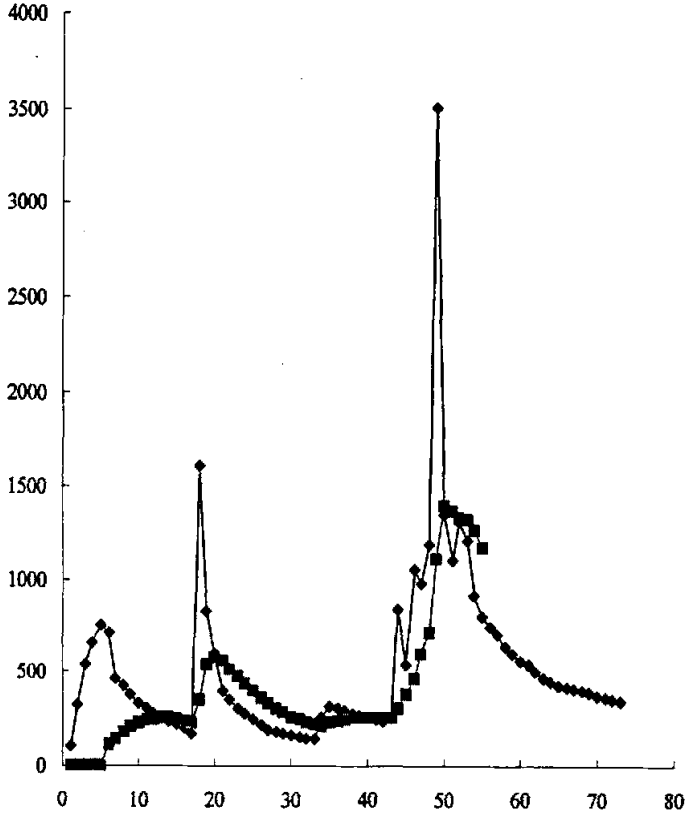
时间	时段初 入库流 量 $Q_1$	时段末 入库流 量 $Q_2$	时段平 均流量 $Q$	时段初 出库流 流量 $q_1$	时段末 出库流 流量 $q_2$	时段 平均 流量 $q$	时段洪 量变化 量 $dW$	时段末 库容 $V_t$	时段末 水位 $Z_t$	时段末 泄流能 力 $q_2'$
1965	( $m^3/s$ )	( $m^3/s$ )	( $m^3/s$ )	( $m^3/s$ )	( $m^3/s$ )	( $m^3/s$ )	( $万 m^3$ )	( $万 m^3$ )	( $m$ )	( $m^3/s$ )
7.19								3863.0	762.50	
2	100.0	320.0	210.0	0.0	0.0	0.0	75.6	3938.6	762.74	105.3
3	320.0	540.0	430.0	0.0	0.0	0.0	154.8	4093.4	763.20	106.0
4	540.0	660.0	600.0	0.0	0.0	0.0	216.0	4309.4	763.82	106.8
5	660.0	750.0	705.0	0.0	0.0	0.0	253.8	4563.2	764.50	107.8
6	750.0	710.0	730.0	0.0	115.4	57.7	242.0	4805.2	765.12	115.4
7	710.0	470.0	590.0	115.4	143.0	129.2	165.9	4971.1	765.45	142.9
8	470.0	430.0	450.0	143.0	177.1	160.1	104.4	5075.5	765.75	177.1
9	430.0	380.0	405.0	177.1	207.4	192.3	76.6	5152.1	765.97	207.5
10	380.0	335.0	357.5	207.4	229.6	218.5	50.0	5202.1	766.11	229.6
11	335.0	300.0	317.5	229.6	243.3	236.5	29.2	5231.3	766.20	243.4
12	300.0	275.0	287.5	243.3	250.5	246.9	14.6	5245.9	766.24	250.5
13	275.0	255.0	265.0	250.5	253.0	251.8	4.8	5250.7	766.25	252.9
14	255.0	240.0	247.5	253.0	252.0	252.5	-1.8	5248.9	766.24	252.0
15	240.0	215.0	227.5	252.0	248.0	250.0	-8.1	5240.8	766.22	248.0
16	215.0	195.0	205.0	248.0	241.1	244.6	-14.2	5226.6	766.18	241.1
17	195.0	175.0	185.0	241.1	232.3	236.7	-18.6	5207.9	766.13	232.3
18	175.0	1610.0	892.5	232.3	349.2	290.8	216.6	5424.6	766.73	349.2
19	1610.0	830.0	1220.0	349.2	538.4	443.8	279.4	5704.0	767.46	538.4
20	830.0	600.0	715.0	538.4	580.1	559.3	56.1	5760.1	767.60	580.1
21	600.0	400.0	500.0	580.1	561.1	570.6	-25.4	5734.7	767.54	561.1
22	400.0	350.0	375.0	561.1	517.6	539.4	-59.2	5675.5	767.39	517.6
23	350.0	300.0	325.0	517.6	473.7	495.7	-61.4	5614.1	767.23	473.8
24	300.0	275.0	287.5	473.7	432.8	453.3	-59.7	5554.4	767.07	432.7
1	275.0	245.0	260.0	432.8	396.0	414.4	-55.6	5498.8	766.92	395.9

附 录

2	245.0	220.0	232.5	396.0	362.5	379.3	-52.8	5446.0	766.78	362.4
3	220.0	190.0	205.0	362.5	331.5	347.0	-51.1	5394.9	766.65	331.4
4	190.0	180.0	185.0	331.5	304.0	317.8	-47.8	5347.1	766.52	303.9
5	180.0	170.0	175.0	304.0	280.8	292.4	-42.3	5304.8	766.40	280.8
6	170.0	160.0	165.0	280.8	261.0	270.9	-38.1	5266.7	766.29	260.9
7	160.0	150.0	155.0	261.0	243.6	252.3	-35.0	5231.6	766.20	243.6
8	150.0	145.0	147.5	243.6	228.5	236.1	-31.9	5199.8	766.11	228.6
9	145.0	140.0	142.5	228.5	215.7	222.1	-28.7	5171.1	766.03	215.7
10	140.0	260.0	200.0	215.7	213.4	214.6	-5.2	5165.9	766.01	213.4
11	260.0	310.0	285.0	213.4	224.0	218.7	23.9	5189.7	766.08	224.0
12	310.0	300.0	305.0	224.0	236.5	230.3	26.9	5216.7	766.15	236.4
13	300.0	290.0	295.0	236.5	245.7	241.1	19.4	5236.1	766.21	245.7
14	290.0	280.0	285.0	245.7	252.1	248.9	13.0	5249.1	766.24	252.1
15	280.0	270.0	275.0	252.1	255.8	254.0	7.6	5256.6	766.27	255.9
16	270.0	260.0	265.0	255.8	257.4	256.6	3.0	5259.7	766.27	257.4
17	260.0	250.0	255.0	257.4	257.0	257.2	-0.8	5258.9	766.27	257.0
18	250.0	240.0	245.0	257.0	255.0	256.0	-4.0	5254.9	766.26	255.0
19	240.0	260.0	250.0	255.0	254.3	254.7	-1.7	5253.2	766.26	254.2
20	260.0	840.0	550.0	254.3	305.7	280.0	97.2	5350.4	766.52	305.8
21	840.0	540.0	690.0	305.7	380.8	343.3	124.8	5475.3	766.86	380.8
22	540.0	1050.0	795.0	380.8	469.8	425.3	133.1	5608.4	767.21	469.8
23	1050.0	980.0	1015.0	469.8	596.4	533.1	173.5	5781.8	767.66	596.5
24	980.0	1190.0	1085.0	596.4	715.6	656.0	154.4	5936.3	768.04	715.6
1	1190.0	3501.3	2345.7	715.6	1114.7	915.2	515.0	6451.3	769.26	1114.7
2	3501.3	1350.0	2425.7	1114.7	1397.7	1256.2	421.0	6872.3	770.19	1397.7
3	1350.0	1100.0	1225.0	1397.7	1363.5	1380.6	-56.0	6816.2	770.07	1363.5
4	1100.0	1310.0	1205.0	1363.5	1331.2	1347.4	-51.2	6765.0	769.96	1331.2
5	1310.0	1210.0	1260.0	1331.2	1316.4	1323.8	-23.0	6742.0	769.91	1316.5
6	1210.0	910.0	1060.0	1316.4	1262.0	1289.2	-82.5	6659.5	769.73	1261.9
7	910.0	800.0	855.0	1262.0	1171.3	1216.7	-130.2	6529.3	769.44	1171.4
8	800.0	740.0	770.0	1171.3	1077.9	1124.6	-127.7	6401.7	769.15	1077.9



9	740.0	700.0
10	700.0	640.0
11	640.0	600.0
12	600.0	565.0
13	565.0	540.0
14	540.0	500.0
15	500.0	470.0
16	470.0	450.0
17	450.0	430.0
18	430.0	415.0
19	415.0	405.0
20	405.0	400.0
21	400.0	390.0
22	390.0	375.0
23	375.0	364.0
24	364.0	355.0
1	355.0	345.0
2	345.0	340.0

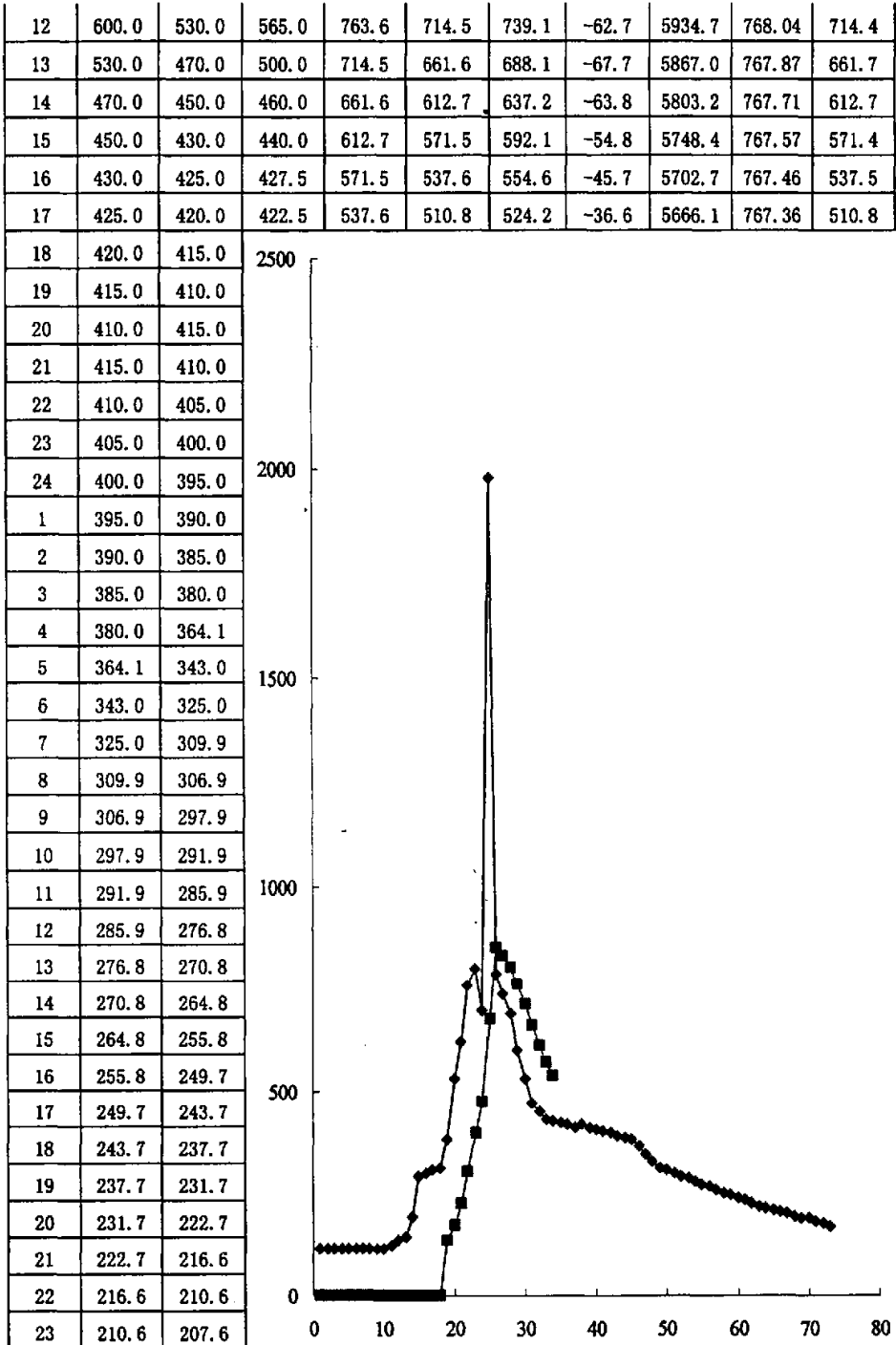


附录

附表 11

二龙山水库设计洪水调洪演算表 (试算法)  
(底孔全开泄流, 起调水位 768m, 堰顶高程 763m)

时间	时段初 入库流 量 $Q_1$	时段末 入库流 量 $Q_2$	时段平 均流量 $Q$	时段初 出库流 流量 $q_1$	时段末 出库流 流量 $q_2$	时段 平均 流量 $q$	时段洪 量变化 量 $dW$	时段末 库容 $V_t$	时段末 水位 $Z_t$	时段末 泄流能 力 $q_2'$
1964	( $m^3/s$ )	( $m^3/s$ )	( $m^3/s$ )	( $m^3/s$ )	( $m^3/s$ )	( $m^3/s$ )	( $万 m^3$ )	( $万 m^3$ )	(m)	( $m^3/s$ )
10.3								3863.0	762.50	
8	114.9	114.9	114.9	0.0	0.0	0.0	41.4	3904.4	762.64	105.2
9	114.9	114.9	114.9	0.0	0.0	0.0	41.4	3945.8	762.76	105.4
10	114.9	114.9	114.9	0.0	0.0	0.0	41.4	3987.1	762.89	105.5
11	114.9	114.6	114.8	0.0	0.0	0.0	41.3	4028.5	763.01	105.7
12	114.6	114.6	114.6	0.0	0.0	0.0	41.3	4069.7	763.13	105.9
13	114.6	114.6	114.6	0.0	0.0	0.0	41.3	4111.0	763.25	106.0
14	114.6	114.6	114.6	0.0	0.0	0.0	41.3	4152.3	763.37	106.2
15	114.6	114.6	114.6	0.0	0.0	0.0	41.3	4193.6	763.49	106.4
16	114.6	114.6	114.6	0.0	0.0	0.0	41.3	4234.8	763.61	106.5
17	114.6	121.6	118.1	0.0	0.0	0.0	42.5	4277.3	763.73	106.7
18	121.6	133.9	127.7	0.0	0.0	0.0	46.0	4323.3	763.86	106.9
19	133.9	144.4	139.2	0.0	0.0	0.0	50.1	4373.4	764.00	107.1
20	144.4	192.6	168.5	0.0	0.0	0.0	60.7	4434.1	764.16	107.3
21	192.6	290.0	241.3	0.0	0.0	0.0	86.9	4520.9	764.39	107.6
22	290.0	300.0	295.0	0.0	0.0	0.0	106.2	4627.1	764.67	108.0
23	300.0	305.0	302.5	0.0	0.0	0.0	108.9	4736.0	764.95	108.4
24	305.0	310.0	307.5	0.0	0.0	0.0	110.7	4846.7	765.08	112.3
1	310.0	380.0	345.0	0.0	136.0	68.0	99.7	4946.5	765.38	136.0
2	380.0	530.0	455.0	136.0	169.8	152.9	108.8	5055.2	765.69	169.8
3	530.0	620.0	575.0	169.8	224.7	197.3	136.0	5191.2	766.08	224.7
4	620.0	760.0	690.0	224.7	302.6	263.7	153.5	5344.7	766.51	302.6
5	760.0	800.0	780.0	302.6	396.5	349.6	155.0	5499.7	766.93	396.4
6	800.0	700.0	750.0	396.5	473.1	434.8	113.5	5613.1	767.23	473.2
7	700.0	1982.9	1341.5	473.1	678.6	575.9	275.6	5888.8	767.93	678.6
8	1982.9	790.0	1386.5	678.6	854.0	766.3	223.3	6112.0	768.47	854.1
9	790.0	740.0	765.0	854.0	832.0	843.0	-28.1	6083.9	768.40	832.0
10	740.0	690.0	715.0	832.0	802.8	817.4	-36.9	6047.1	768.31	802.9
11	690.0	600.0	645.0	802.8	763.6	783.2	-49.8	5997.3	768.19	763.6



附录

---

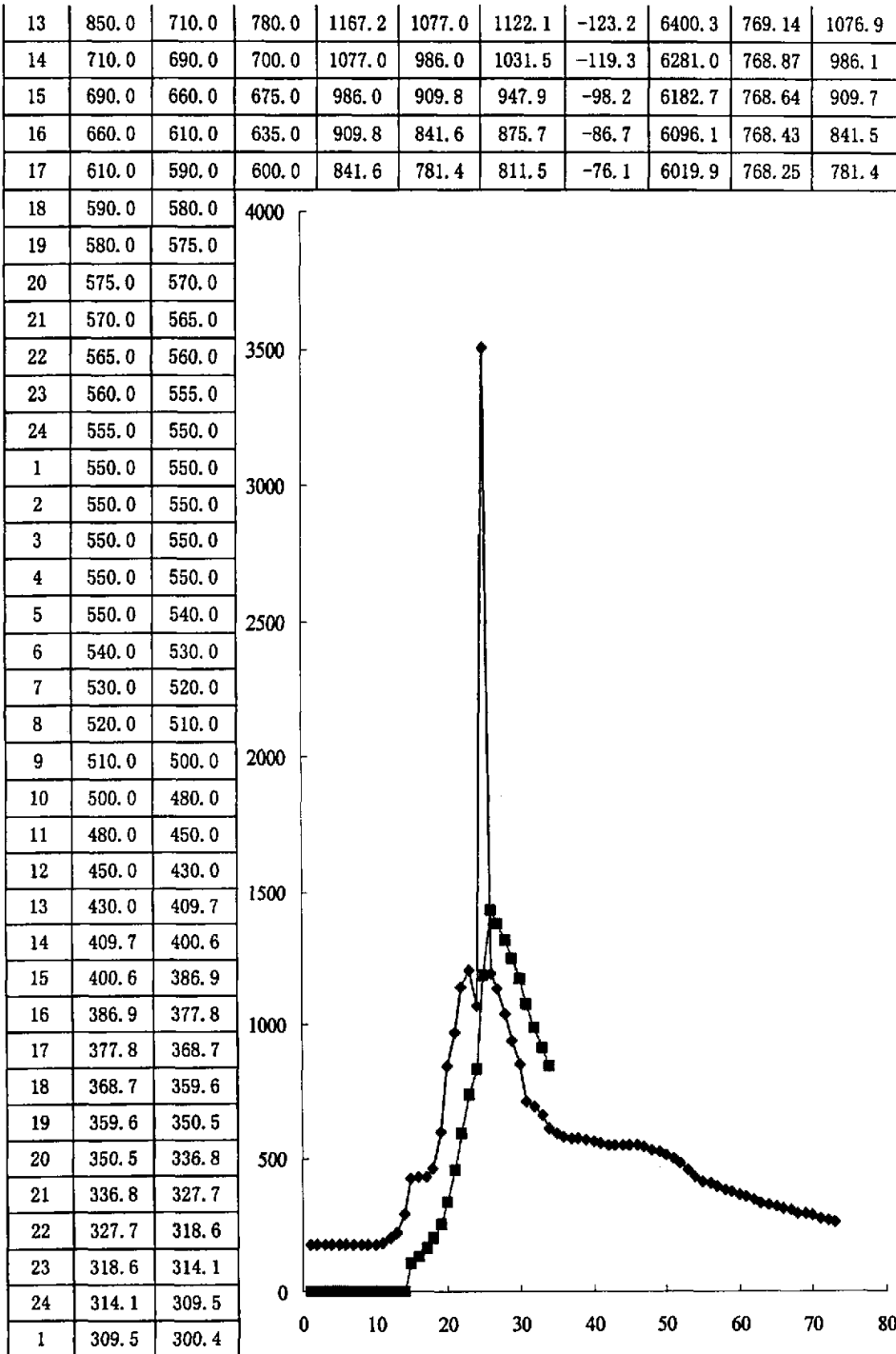
24	207.6	204.6
1	204.6	198.6
2	198.6	192.6
3	192.6	189.6
4	189.6	186.6
5	186.6	180.5
6	180.5	174.5
7	174.5	168.5
8	168.5	160.0

附表 12

二龙山水库校核洪水调洪演算表 (试算法)  
(底孔全开泄流, 起调水位 768m, 堰顶高程 763m)

时间	时段初 入库流 量 $Q_1$	时段末 入库流 量 $Q_2$	时段平 均流量 $Q$	时段初 出库流 流量 $q_1$	时段末 出库流 流量 $q_2$	时段 平均 流量 $q$	时段洪 量变化 量 $dW$	时段末 库容 $V_t$	时段末 水位 $Z_t$	时段末 泄流能 力 $q_s'$
1964	( $m^3/s$ )	( $m^3/s$ )	( $m^3/s$ )	( $m^3/s$ )	( $m^3/s$ )	( $m^3/s$ )	( $万 m^3$ )	( $万 m^3$ )	( $m$ )	( $m^3/s$ )
10.3								3863.0	762.50	
8	173.9	173.9	173.9	0.0	0.0	0.0	62.6	3925.6	762.70	105.3
9	173.9	173.9	173.9	0.0	0.0	0.0	62.6	3988.2	762.89	105.5
10	173.9	173.9	173.9	0.0	0.0	0.0	62.6	4050.8	763.08	105.8
11	173.9	173.4	173.7	0.0	0.0	0.0	62.5	4113.3	763.26	106.1
12	173.4	173.4	173.4	0.0	0.0	0.0	62.4	4175.7	763.44	106.3
13	173.4	173.4	173.4	0.0	0.0	0.0	62.4	4238.2	763.62	106.6
14	173.4	173.4	173.4	0.0	0.0	0.0	62.4	4300.6	763.79	106.8
15	173.4	173.4	173.4	0.0	0.0	0.0	62.4	4363.1	763.97	107.0
16	173.4	173.4	173.4	0.0	0.0	0.0	62.4	4425.5	764.14	107.3
17	173.4	183.9	178.7	0.0	0.0	0.0	64.3	4489.8	764.31	107.5
18	183.9	202.6	193.2	0.0	0.0	0.0	69.6	4559.4	764.49	107.8
19	202.6	218.5	210.5	0.0	0.0	0.0	75.8	4635.2	764.69	108.0
20	218.5	291.3	254.9	0.0	0.0	0.0	91.8	4726.9	764.93	108.4
21	291.3	420.0	355.7	0.0	110.0	55.0	108.2	4835.2	765.04	110.0
22	420.0	425.0	422.5	110.0	135.1	122.6	108.0	4943.2	765.37	135.1
23	425.0	430.0	427.5	135.1	165.6	150.4	99.8	5042.9	765.66	165.6
24	430.0	460.0	445.0	165.6	201.2	183.4	94.2	5137.1	765.93	201.2
1	460.0	600.0	530.0	201.2	250.9	226.1	109.4	5246.5	766.24	250.8
2	600.0	840.0	720.0	250.9	334.6	292.8	153.8	5400.3	766.66	334.6
3	840.0	970.0	905.0	334.6	453.2	393.9	184.0	5584.3	767.15	453.1
4	970.0	1140.0	1055.0	453.2	592.0	522.6	191.7	5776.0	767.64	592.1
5	1140.0	1200.0	1170.0	592.0	733.2	662.6	182.7	5958.7	768.10	733.2
6	1200.0	1070.0	1135.0	733.2	833.0	783.1	126.7	6085.3	768.41	833.1
7	1070.0	3501.1	2285.6	833.0	1182.8	1007.9	460.0	6545.3	769.47	1182.7
8	3501.1	1190.0	2345.6	1182.8	1426.0	1304.4	374.8	6920.1	770.29	1426.0
9	1190.0	1130.0	1160.0	1426.0	1374.3	1400.2	-86.5	6833.7	770.10	1374.3
10	1130.0	1040.0	1085.0	1374.3	1315.3	1344.8	-93.5	6740.1	769.90	1315.2
11	1040.0	940.0	990.0	1315.3	1245.6	1280.5	-104.6	6635.6	769.67	1245.7
12	940.0	850.0	895.0	1245.6	1167.2	1206.4	-112.1	6523.5	769.42	1167.2

附录



2	300.4	291.3
3	291.3	286.8
4	286.8	282.2
5	282.2	273.1
6	273.1	264.0
7	264.0	254.9
8	254.9	244.0

附 录

附表 13

二龙山水库设计洪水调洪演算表 (试算法)  
(底孔全开泄流, 起调水位 768m, 堰顶高程 763m)

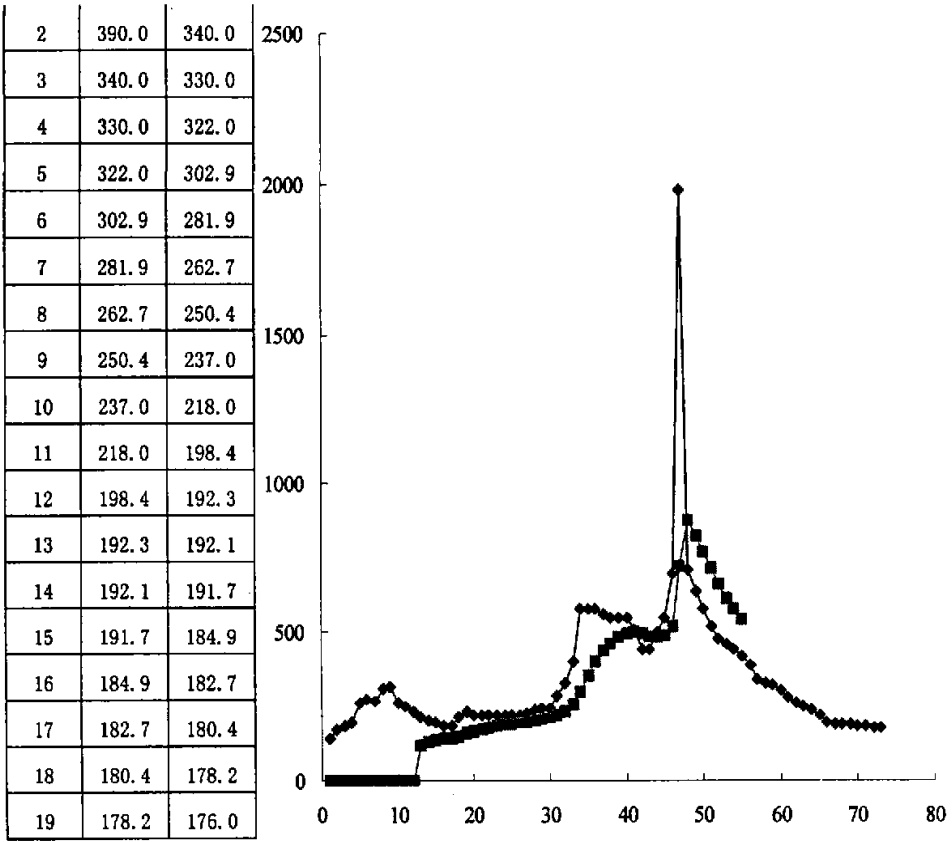
时间	时段初 入库流 量 $Q_1$	时段末 入库流 量 $Q_2$	时段平 均流量 $Q$	时段初 出库流 流量 $q_1$	时段末 出库流 流量 $q_2$	时段 平均 流量 $q$	时段洪 量变化 量 $dW$	时段末 库容 $V_2$	时段末 水位 $Z_2$	时段末 泄流能 力 $q_2'$
1975	( $m^3/s$ )	( $m^3/s$ )	( $m^3/s$ )	( $m^3/s$ )	( $m^3/s$ )	( $m^3/s$ )	( $万 m^3$ )	( $万 m^3$ )	( $m$ )	( $m^3/s$ )
9. 27								3863.0	762.50	
19	140.5	171.0	155.7	0.0	0.0	0.0	56.1	3919.1	762.68	105.3
20	171.0	184.6	177.8	0.0	0.0	0.0	64.0	3983.1	762.88	105.5
21	184.6	197.7	191.1	0.0	0.0	0.0	68.8	4051.9	763.08	105.8
22	197.7	263.3	230.5	0.0	0.0	0.0	83.0	4134.9	763.32	106.1
23	263.3	272.5	267.9	0.0	0.0	0.0	96.4	4231.3	763.60	106.5
24	272.5	268.0	270.2	0.0	0.0	0.0	97.3	4328.6	763.87	106.9
1	268.0	309.0	288.5	0.0	0.0	0.0	103.9	4432.4	764.16	107.3
2	309.0	316.8	312.9	0.0	0.0	0.0	112.6	4545.1	764.46	107.7
3	316.8	265.0	290.9	0.0	0.0	0.0	104.7	4649.8	764.73	108.1
4	265.0	250.5	257.7	0.0	0.0	0.0	92.8	4742.6	764.97	108.4
5	250.5	233.7	242.1	0.0	0.0	0.0	87.2	4829.8	765.03	108.9
6	233.7	217.3	225.5	0.0	121.5	60.8	59.3	4889.1	765.21	121.5
7	217.3	204.2	210.8	121.5	129.0	125.3	30.8	4919.9	765.30	129.0
8	204.2	196.2	200.2	129.0	135.4	132.2	24.5	4944.3	765.37	135.4
9	196.2	187.1	191.7	135.4	140.7	138.1	19.3	4963.6	765.43	140.7
10	187.1	183.5	185.3	140.7	145.1	142.9	15.3	4978.9	765.47	145.2
11	183.5	216.5	200.0	145.1	150.8	148.0	18.7	4997.7	765.53	150.8
12	216.5	230.5	223.5	150.8	158.7	154.8	24.7	5022.4	765.60	158.7
13	230.5	221.6	226.1	158.7	166.4	162.6	22.9	5045.3	765.67	166.4
14	221.6	220.5	221.0	166.4	172.8	169.6	18.5	5063.8	765.72	172.9
15	220.5	220.2	220.3	172.8	178.8	175.8	16.0	5079.8	765.77	178.7
16	220.2	219.4	219.8	178.8	184.0	181.4	13.8	5093.6	765.81	183.9
17	219.4	219.2	219.3	184.0	188.6	186.3	11.9	5105.5	765.84	188.5
18	219.2	219.2	219.2	188.6	192.5	190.6	10.3	5115.8	765.87	192.6



西安理工大学工程硕士专业学位论文

19	219.2	219.2	219.2	192.5	196.2	194.4	9.0	5124.8	765.89	196.1
20	219.2	224.9	222.1	196.2	199.7	198.0	8.7	5133.5	765.92	199.7
21	224.9	241.0	233.0	199.7	204.3	202.0	11.2	5144.6	765.95	204.3
22	241.0	242.9	242.0	204.3	209.7	207.0	12.6	5157.2	765.99	209.7
23	242.9	245.5	244.2	209.7	214.6	212.2	11.5	5168.8	766.02	214.6
24	245.5	284.7	265.1	214.6	222.0	218.3	16.8	5185.6	766.07	222.1
1	284.7	330.0	307.4	222.0	235.2	228.6	28.4	5214.0	766.15	235.2
2	330.0	400.0	365.0	235.2	256.0	245.6	43.0	5256.9	766.27	256.0
3	400.0	580.0	490.0	256.0	296.5	276.3	77.0	5333.9	766.48	296.5
4	580.0	580.0	580.0	296.5	350.3	323.4	92.4	5426.3	766.73	350.2
5	580.0	580.0	580.0	350.3	397.0	373.7	74.3	5500.6	766.93	397.0
6	580.0	560.0	570.0	397.0	434.0	415.5	55.6	5556.2	767.08	433.9
7	560.0	550.0	555.0	434.0	460.5	447.3	38.8	5595.0	767.18	460.5
8	550.0	550.0	550.0	460.5	480.6	470.6	28.6	5623.6	767.25	480.5
9	550.0	550.0	550.0	480.6	496.3	488.5	22.2	5645.7	767.31	496.2
10	550.0	510.0	530.0	496.3	504.0	500.2	10.7	5656.5	767.34	503.9
11	510.0	440.0	475.0	504.0	497.2	500.6	-9.2	5647.3	767.31	497.3
12	440.0	440.0	440.0	497.2	484.3	490.8	-18.3	5629.0	767.27	484.3
13	440.0	500.0	470.0	484.3	481.0	482.7	-4.6	5624.4	767.26	481.1
14	500.0	550.0	525.0	481.0	491.0	486.0	14.0	5638.5	767.29	491.1
15	550.0	700.0	625.0	491.0	521.8	506.4	42.7	5681.2	767.40	521.8
16	700.0	1983.1	1341.6	521.8	719.2	620.5	259.6	5940.7	768.06	719.1
17	1983.1	710.0	1346.6	719.2	875.0	797.1	197.8	6138.6	768.53	875.0
18	710.0	640.0	675.0	875.0	825.3	850.2	-63.1	6075.5	768.38	825.3
19	640.0	580.0	610.0	825.3	771.8	798.6	-67.9	6007.6	768.22	771.7
20	580.0	520.0	550.0	771.8	716.8	744.3	-69.9	5937.7	768.05	716.7
21	520.0	480.0	500.0	716.8	663.5	690.2	-68.5	5869.2	767.88	663.4
22	480.0	460.0	470.0	663.5	616.4	640.0	-61.2	5808.0	767.72	616.4
23	460.0	440.0	450.0	616.4	576.6	596.5	-52.7	5755.3	767.59	576.5
24	440.0	420.0	430.0	576.6	542.0	559.3	-46.5	5708.8	767.47	541.9
1	420.0	390.0	405.0	542.0	510.2	526.1	-43.6	5665.2	767.36	510.2

附录

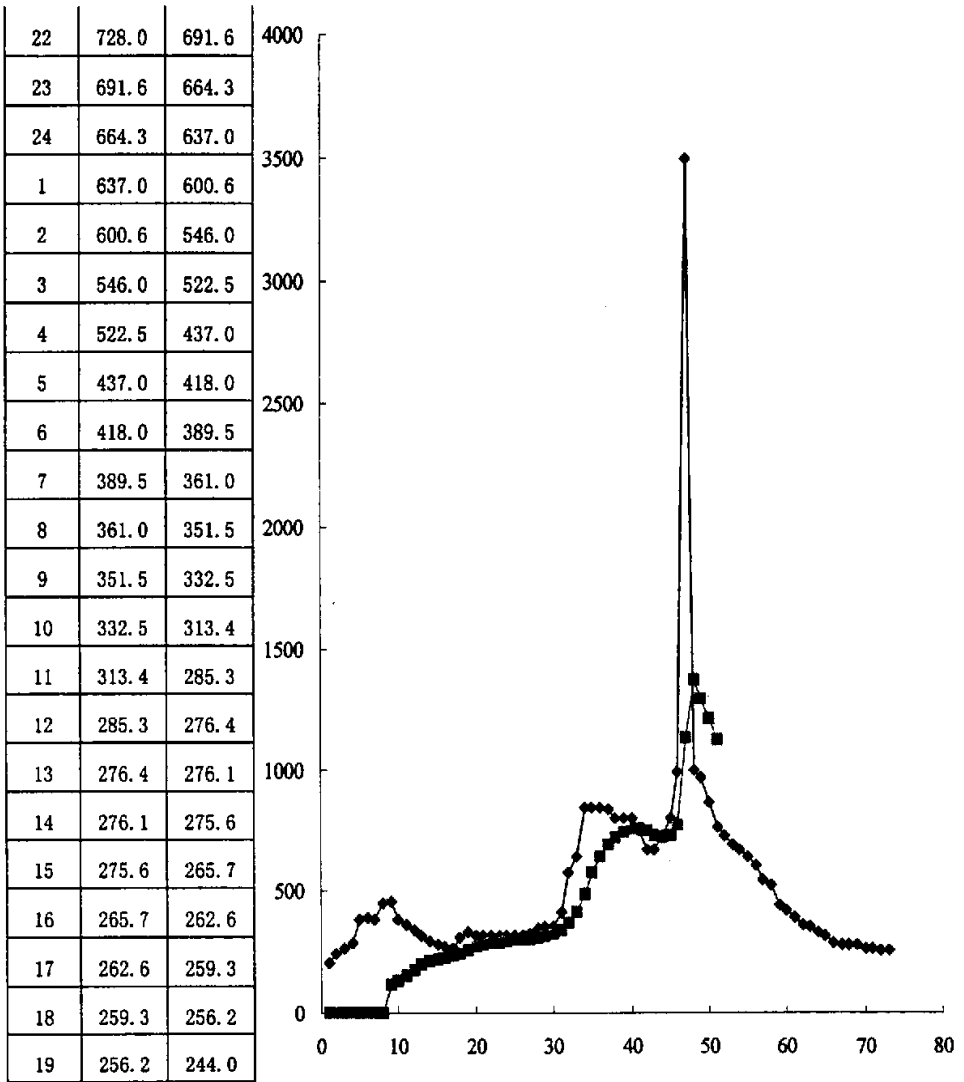


附表 14 二龙山水库校核洪水调洪演算表 (试算法)  
(底孔全开泄流, 起调水位 768m, 堰顶高程 763m)

时间	时段初 入库流 量 $Q_1$	时段末 入库流 量 $Q_2$	时段平 均流量 $Q$	时段初 出库流 流量 $q_1$	时段末 出库流 流量 $q_2$	时段 平均 流量 $q$	时段洪 量变化 量 $dW$	时段末 库容 $V_t$	时段末 水位 $Z_t$	时段末 泄流能 力 $q_2'$
1975	( $m^3/s$ )	( $m^3/s$ )	( $m^3/s$ )	( $m^3/s$ )	( $m^3/s$ )	( $m^3/s$ )	( $10^4 m^3$ )	( $10^4 m^3$ )	(m)	( $m^3/s$ )
9.27								3863.0	762.50	
19	201.9	245.8	223.9	0.0	0.0	0.0	80.6	3943.6	762.76	105.4
20	245.8	265.3	255.6	0.0	0.0	0.0	92.0	4035.6	763.03	105.7
21	265.3	284.2	274.7	0.0	0.0	0.0	98.9	4134.5	763.32	106.1
22	284.2	378.6	331.4	0.0	0.0	0.0	119.3	4253.8	763.66	106.6
23	378.6	391.7	385.1	0.0	0.0	0.0	138.6	4392.4	764.05	107.1
24	391.7	385.3	388.5	0.0	0.0	0.0	139.8	4532.3	764.42	107.7
1	385.3	444.2	414.7	0.0	0.0	0.0	149.3	4681.6	764.81	108.2
2	444.2	455.4	449.8	0.0	118.4	59.2	140.6	4822.2	765.17	118.4
3	455.4	380.9	418.1	118.4	131.0	124.7	105.6	4927.8	765.32	131.0
4	380.9	360.1	370.5	131.0	154.5	142.8	82.0	5009.8	765.56	154.6
5	360.1	336.0	348.1	154.5	177.0	165.8	65.6	5075.5	765.75	177.1
6	336.0	312.4	324.2	177.0	196.2	186.6	49.5	5125.0	765.90	196.2
7	312.4	293.6	303.0	196.2	211.2	203.7	35.7	5160.7	766.00	211.2
8	293.6	282.0	287.8	211.2	223.4	217.3	25.4	5186.1	766.07	222.3
9	282.0	269.0	275.5	223.4	230.3	226.9	17.5	5203.6	766.12	230.3
10	269.0	263.8	266.4	230.3	236.0	233.2	12.0	5215.6	766.15	235.9
11	263.8	311.2	287.5	236.0	244.1	240.1	17.1	5232.7	766.20	244.1
12	311.2	331.4	321.3	244.1	256.7	250.4	25.5	5258.2	766.27	256.6
13	331.4	318.5	325.0	256.7	268.1	262.4	22.5	5280.7	766.33	268.1
14	318.5	316.9	317.7	268.1	276.6	272.4	16.3	5297.1	766.38	276.6
15	316.9	316.5	316.7	276.6	283.6	280.1	13.2	5310.2	766.41	283.7
16	316.5	315.4	315.9	283.6	289.4	286.5	10.6	5320.8	766.44	289.4

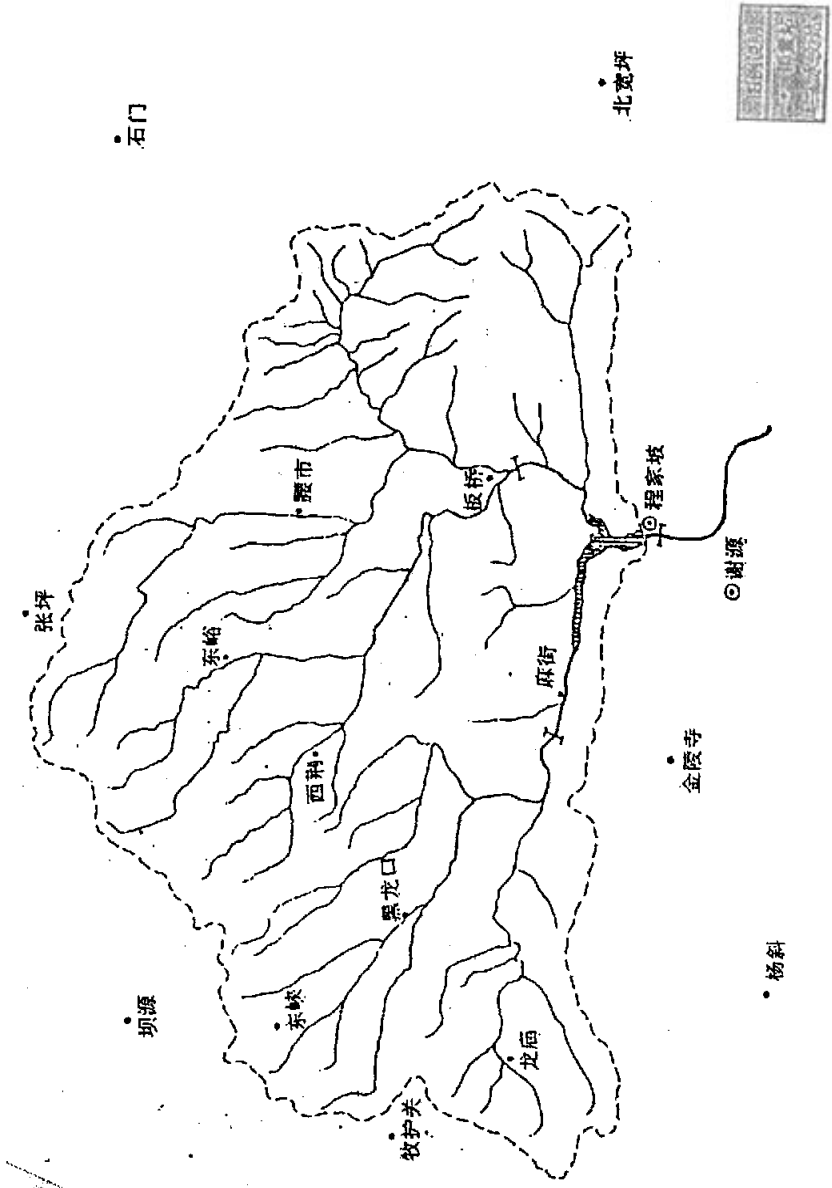
附 录

17	315.4	315.1	315.3	289.4	294.0	291.7	8.5	5329.3	766.47	294.0
18	315.1	315.1	315.1	294.0	297.8	295.9	6.9	5336.2	766.49	297.8
19	315.1	315.1	315.1	297.8	301.0	299.4	5.7	5341.9	766.50	301.0
20	315.1	323.3	319.2	301.0	304.3	302.7	6.0	5347.9	766.52	304.3
21	323.3	346.5	334.9	304.3	310.0	307.2	10.0	5357.9	766.54	310.0
22	346.5	349.2	347.9	310.0	317.0	313.5	12.4	5370.2	766.58	317.0
23	349.2	352.9	351.1	317.0	323.4	320.2	11.1	5381.4	766.61	323.5
24	352.9	409.3	381.1	323.4	334.5	329.0	18.8	5400.1	766.66	334.5
1	409.3	570.0	489.6	334.5	365.2	349.9	50.3	5450.4	766.80	365.1
2	570.0	637.0	603.5	365.2	414.6	389.9	76.9	5527.3	767.00	414.6
3	637.0	846.3	741.7	414.6	486.5	450.6	104.8	5632.1	767.28	486.6
4	846.3	846.3	846.3	486.5	570.0	528.3	114.5	5746.6	767.57	570.0
5	846.3	846.3	846.3	570.0	636.4	603.2	87.5	5834.2	767.79	636.4
6	846.3	837.2	841.8	636.4	686.5	661.5	64.9	5899.1	767.95	686.6
7	837.2	800.8	819.0	686.5	719.2	702.9	41.8	5940.9	768.06	719.2
8	800.8	800.8	800.8	719.2	739.4	729.3	25.7	5966.6	768.12	739.4
9	800.8	800.8	800.8	739.4	754.8	747.1	19.3	5985.9	768.17	754.7
10	800.8	746.2	773.5	754.8	759.4	757.1	5.9	5991.8	768.18	759.3
11	746.2	664.3	705.3	759.4	746.0	752.7	-17.1	5974.8	768.14	745.9
12	664.3	664.3	664.3	746.0	725.7	735.9	-25.8	5949.0	768.08	725.6
13	664.3	728.0	696.2	725.7	718.4	722.1	-9.3	5939.7	768.05	718.3
14	728.0	800.8	764.4	718.4	729.8	724.1	14.5	5954.2	768.09	729.7
15	800.8	990.0	895.4	729.8	770.8	750.3	52.2	6006.4	768.22	770.8
16	990.0	3501.0	2245.5	770.8	1130.4	950.6	466.2	6472.6	769.31	1130.3
17	3501.0	1000.0	2250.5	1130.4	1373.3	1251.9	359.5	6832.1	770.10	1373.3
18	1000.0	970.0	985.0	1373.3	1293.4	1333.4	-125.4	6706.7	769.83	1293.4
19	970.0	864.5	917.3	1293.4	1211.5	1252.5	-120.7	6586.0	769.56	1211.4
20	864.5	764.4	814.5	1211.5	1120.7	1166.1	-126.6	6459.4	769.28	1120.7
21	764.4	728.0	746.2	1120.7	1031.8	1076.3	-118.8	6340.6	769.01	1031.8

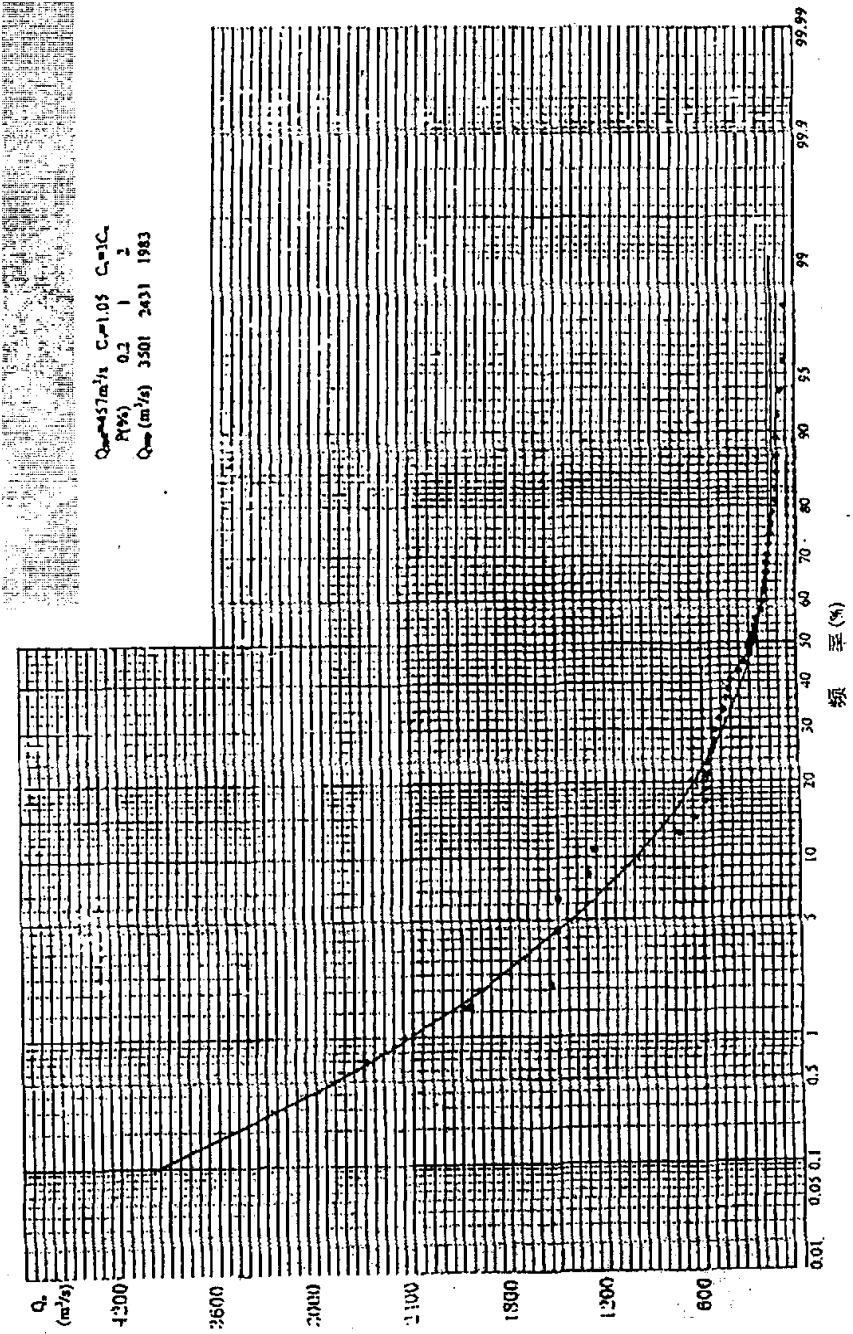


各水库基本情况统计表

序号	项 目	单 位	各 水 库									
			白家营水库	丁童水库	官务水库	祁家沟水库	王家沟水库	刘家沟水库	祝家水库	石沟门水库		
1	坝址以上控制流域面积	平方公里	156.3	127.5	116.8	35.06	11	32.4	30.1	23		
2	坝 型		均质土坝	均质土坝	均质土坝	均质土坝	均质土坝	均质土坝	均质土坝	均质土坝	均质土坝	均质土坝
	最大坝高	米	31	19	27.24	37.58	33.6	38.65	28	33		
	坝顶高程	米	560.00	579.00	616.24	672.58	672.08	671.82	691.00	815.83		
3	校核洪水位	米	558.80	578.50	615.06	670.00	670.50	670.00	689.50	814.80		
	设计洪水位	米	558.60	577.00	614.86					814.63		
	正常蓄水位	米	555.50	575.50	611.74	662.00	668.40	665.57	686.30	813.43		
	死 水 位	米	546.00	563.00	602.00	652.00	650.00	645.00	676.00	801.00		
4	总库容	万立米	440	175	480	427	299	142	360	189		
	兴利库容	万立米	234	105	256	173.5	230	94.3	226	141		
	死库容	万立米	74	3	60	26.5	21	1.3	40	26		
5	输水洞	秒立米	11.7	0.6	2.0	7.04	8.24	7.03	0.92	1.31		
	溢洪道	秒立米	121.5	10.0	86.5	—	—	—	38.0	19.18		
	合 计	秒立米	133.2	10.6	88.5	7.04	8.24	7.03	38.92	20.49		
6	九一年末淤积总量	万立米	56	41.6	53.25	33	79	54	48.9	134		
	年平均淤积量	万立米	4	2.97	2.22	2.2	5.27	3.18	3.49	4.32		

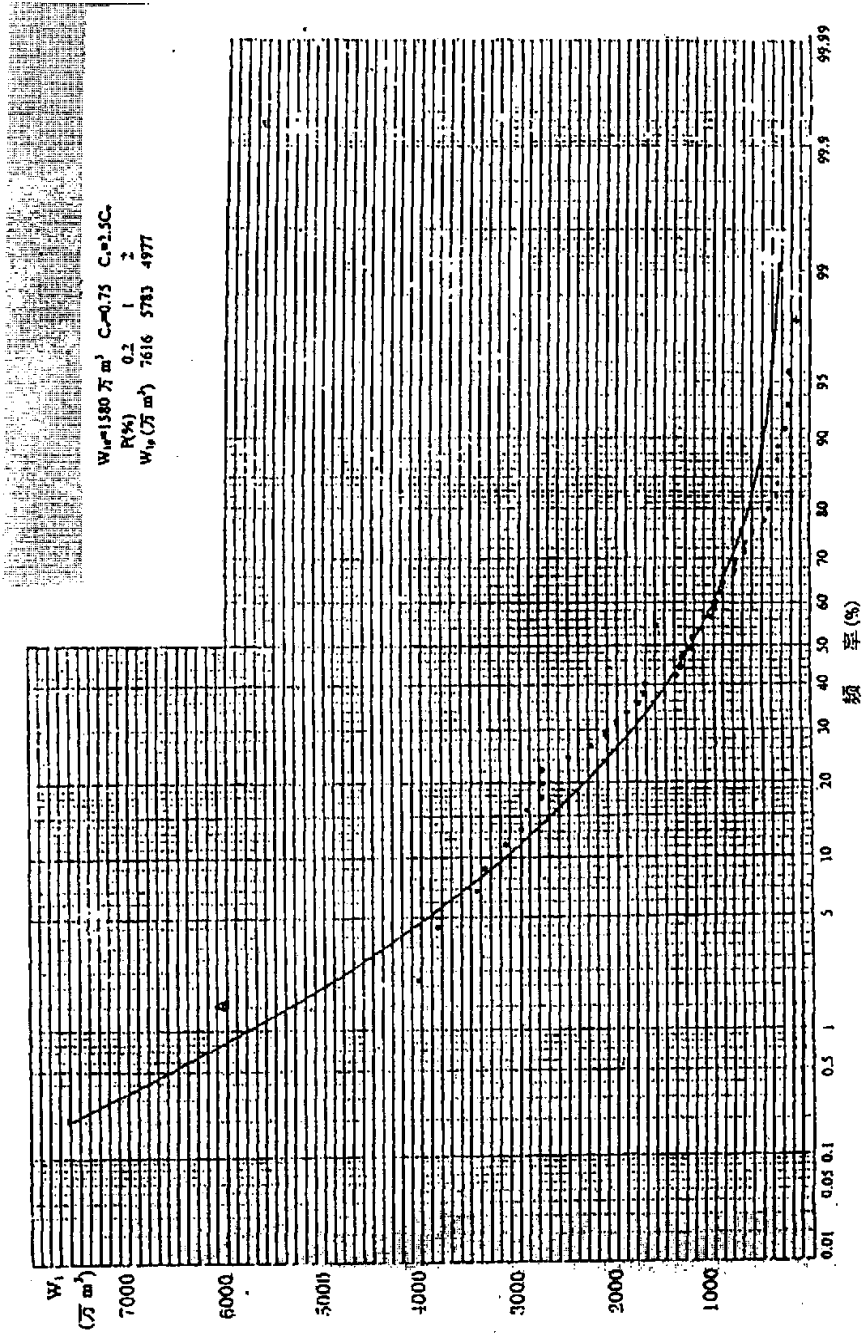


附图一，二龙山水库流域图

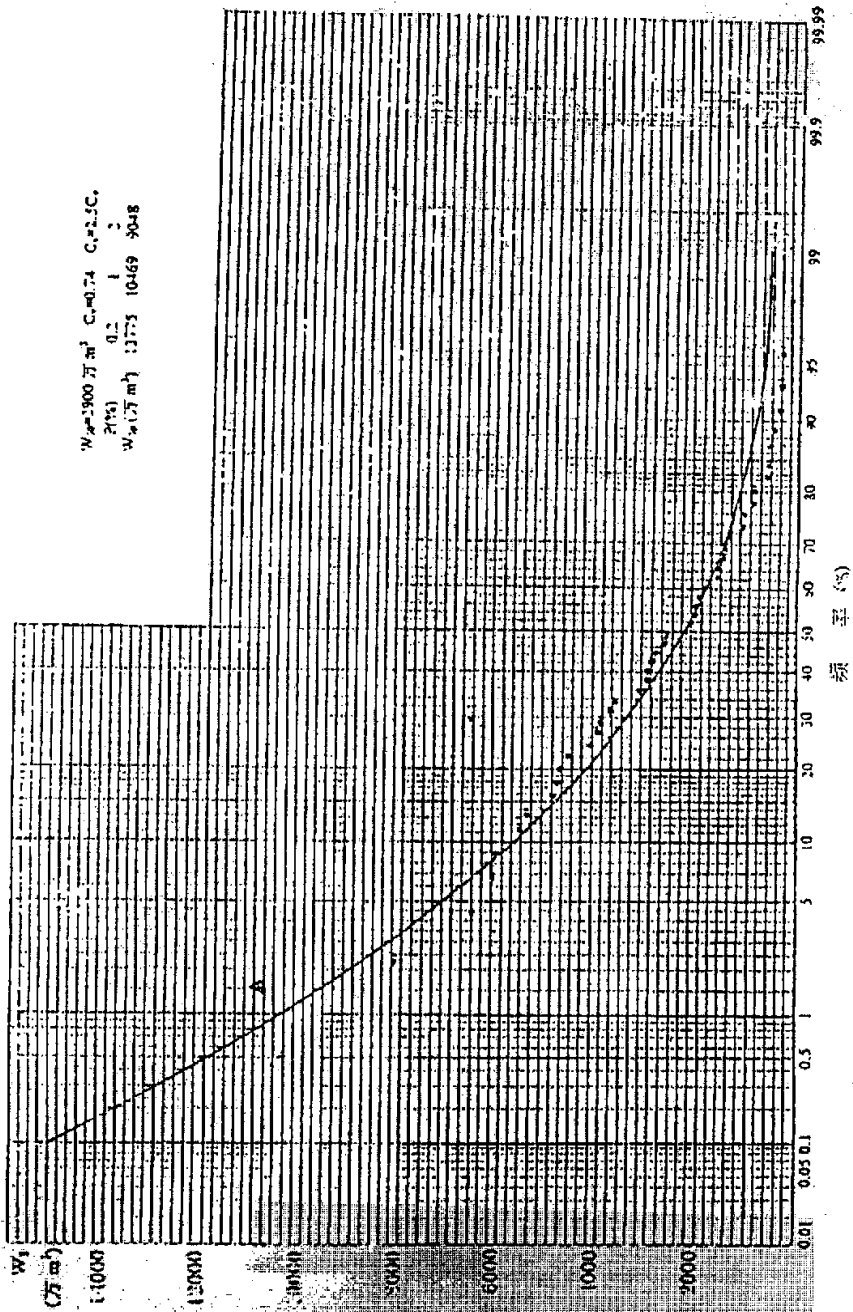


附图二：二龙山水库年最大洪峰流量频率曲线

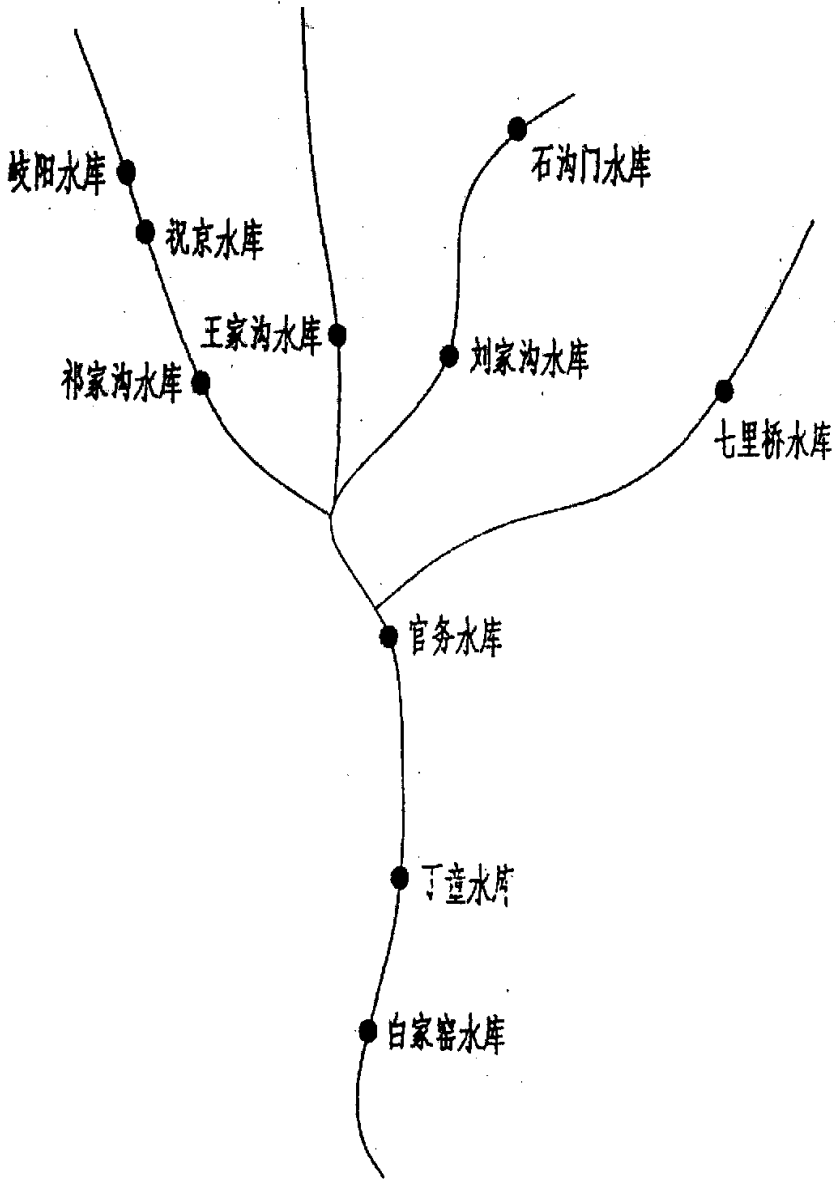




附图三：二龙山水库年最大1天洪量频率曲线



附图四：二龙山水库年最大3天洪量频率曲线



附图五：七星河梯级水库示意图