

# 梯级水库设计洪水 计算的理论与方法研究

学    科：水文学及水资源

作者姓名：吉超盈

导师姓名：黄强 教授  
            杨石根

答辩日期：2005.9

## 摘    要

本文针对目前我国设计洪水规范的不足，探讨了确定梯级水库设计洪水的思路和方法，通过实例分析和验证，表明文中提出的方法，对于梯级水库设计洪水的合理确定具有一定的参考价值。论文取得的主要研究成果如下：

（1）总结归纳了梯级水库设计洪水合理确定的思路，分析了国内外设计洪水的特点和发展趋势，在比较评价的基础上，研究了计算梯级水库设计洪水的方法，为确定梯级水库设计洪水的计算方法提供有益的借鉴。

（2）针对设计断面上游有两个调节能力的梯级水库和设计断面位于两个联合调度的梯级水库之间的情况，研究梯级水库设计断面的设计洪水地区组成的方法，并结合黄河上游梯级水库的实际情况，分析计算受上游水库调蓄影响后的积石峡水电站的设计洪水。

（3）研究离散概率组合法计算梯级水库设计洪水的方法，并论述了该方法在应用上的适用性。

（4）引入概率的极限状态设计概念，研究 JC 法推求梯级水库设计洪水的理论。

（5）针对梯级水库下游拟建工程的施工设计洪水问题，研究利用上游已建梯级水库减小梯级水库下游工程施工导流流量的优化设计方法。

**关键词：**梯级水库，设计洪水，地区组成，概率组合，JC 法

**\*本论文得到黄河公司及积石峡水电站防洪标准研究课题基金资助，特致谢！**

# Research on theory and methods for calculating Cascade Reservoirs design flood

**Subject:** Hydrology and Water Resources

**Author:** Ji chao-ying

**Adviser:** Huang Qiang Professor  
Yang Bai yin

**Date:** 2005.9

## ABSTRACT

Aiming at the deficiency of the existing design flood calculating stand in China, the process and methods of determining the design flood for cascade reservoirs are discussed. The methods presented in this paper are showed to have good inference for determining the cascade reservoirs' design flood by the given case study. The main contend are as follows:

(1) Summing up the process of calculating properly the design flood for cascade reservoirs, this paper analyze the characteristics and developing trend of design flood in our country and other countries. It is pointed out the deficiency about the calculating of design flood for cascade reservoirs in China based on comparison, thereby a helpful inference is provided for enriching the methods of determining the cascade reservoirs' design flood.

(2) From two aspects, i.e., the design site located at downstream of two regulating reservoirs and the design site located in the middle of two joined operational cascade reservoirs, the methods of design flood spatial pattern of cascade reservoirs at the design site are studied. Incorporating the upstream cascade reservoirs in the Yellow River, the paper calculated the Jishixia hydroelectric power station's design flood which

is affected by the upstream regulated reservoirs.

(3)The discreted probabilistic composite method using to calculate the cascade reservoirs' design flood is studied, and the applicability is discussed.

(4)The probabilistic design conception on limit state was introduced, and the theory using the JC method to compute the cascade reservoir's design flood was studied.

(5)Aiming at the construction design flood of planned projects at the downstream of cascade reservoirs, a optimum design method which decreased the construction diversion discharge of the downstream cascade reservoirs through regulating the upstream constructed reservoirs' flood is proposed.

**Key words:** cascade reservoirs, design flood, spatial pattern, probabilistic composite method, JC method

# 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：李超男 2005年9月7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：李超男 导师签名：黄强 2005年9月8日

# 1 绪论

揭开人类厚重的历史，可以发现人类的发展史就是人与自然灾害不断抗争的历史。在各种各样的自然灾害中，洪水灾害是最严重、最惊心动魄，也是损失位居第一位的灾害<sup>[1]</sup>。水库因洪水漫坝而失事对人民生命财产、国家经济建设、地域生态环境构成严重威胁，影响社会、经济的稳定发展。因此，水库设计洪水的确定关系重大。

随着我国在经济上实行改革开放的政策，国民经济得到迅速的发展，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、一段河段连续梯级开发的格局，这给设计洪水计算提出了一些新的问题。例如，怎样计算上游水库调蓄影响后下游断面的洪水概率分布，如何利用上游水库的调蓄作用来减小下游工程施工期的洪水等。所以，梯级水库设计洪水计算问题一直是设计洪水领域研究的热点之一。

## 1.1 问题的提出

根据有关部门统计，在 1954~1980 年期间，我国失事的水库，共有 2976 座。经仔细分析，其中真正属于遭遇超标准洪水而失事的水库只有 175 座，仅占垮坝总数的 5.9%，其余水库失事则主要是施工质量、设计质量和管理运行水平等较低的原因<sup>[2]</sup>。

目前，我国的大多数水库并非单独存在，而是处于梯级水库群中，牵一发则动全身。在梯级开发的流域中修建一个新工程或改变一项防洪措施，将会对梯级水库群系统产生较大的影响。

水库防洪标准对工程的安全与经济关系极大，防洪标准则是通过设计洪水（包括洪水的峰、量数值及时程分布型式）体现出来。在同一设计洪水标准下，不同的计算方法，或方法虽然相同，而洪水的成因特性不同，则所求得的设计洪水数值就有可能差异较大。如我国曾失事的河

南板桥大型水库,该水库按重现期 100 年设计,1000 年校核,当时计算的洪峰流量分别为  $3300\text{m}^3/\text{s}$  和  $4236\text{m}^3/\text{s}$ 。遭遇“75.8”洪水垮坝后,对该次洪水实测入库洪峰流量  $13000\text{m}^3/\text{s}$  进行复核,其重现期仅相当于 600 年,远未达到水库 1000 年校核洪水标准<sup>[4]</sup>。

梯级水库建成后,河流洪水的特性和地区组成发生了很大的变化,尤其是上游有调节能力的水库时,洪水的时空和量的分布发生了很大的变化。在进行工程本身的防洪安全设计时,如果工程上游有调蓄作用较大的已建成或近期即将建设的梯级水库或水库群,则应考虑这些水库的调洪作用和对下游设计断面的设计洪水的影响。如果设计工程本身就是有调洪能力的水库工程,并且承担下游防护对象的防洪任务,那么,为了研究设计工程对下游防护对象的防洪效益,也需要推求防护对象控制断面受上游设计工程调洪影响的设计洪水<sup>[6]</sup>。

设计洪水的计算有两种途径,一是根据实测流量资料计算设计洪水,二是根据暴雨资料推算设计洪水<sup>[7]</sup>。新中国成立以来,我国设计洪水计算技术有了较大的发展,已形成了适合我国特点的、比较完整的一套分析计算方法。1979 年颁发了《水利水电工程设计洪水计算规范》SDJ22-79 (试行),1993 年修改后又颁发了《水利水电工程设计洪水计算规范》(SL44-93),对指导我国设计洪水计算、保证设计成果质量起到了重要作用<sup>[8]</sup>。我国现行设计洪水规范对一个水利水电工程的设计洪水计算方法比较成熟,对梯级水库群设计洪水的计算则主要采用常规的地区组成法及简单的离散概率组合法,对比较复杂的梯级水库群这些计算方法存在着一些不足,有一定的缺陷,需要进一步研究完善。

## 1.2 研究的目的及意义

梯级水库设计洪水的研究涉及社会、政治、经济、环境等多方面的内容,在理论体系和生产实践上都具有重大的意义。

在理论和生产实践方面,传统的以地区组成法为主确定梯级水库在理论和生产实践方面,传统的以地区组成法为主确定梯级水库

设计洪水的思路已经日显单一性，梯级水库设计洪水的理论体系有必要补充和发展，以适应新形势的需要。本文从梯级水库入手，探索确定梯级水库设计洪水的新思路和新方法。

本论文研究的目的是采用概率论的理论方法，分析影响梯级水库设计洪水的各种因素，研究梯级水库设计洪水确定的原则、理论和方法，给出一套比较符合梯级水库实际情况的设计洪水的计算方法。因此，本项目研究不但具有重要的理论意义，而且具有广泛的实用价值。预期研究成果有可能对梯级水库设计洪水科学合理的确定发挥重要作用。

### 1.3 研究内容及论文研究的技术路线

#### 1.3.1 论文研究的主要内容

(1) 研究在各种洪水频率时，上游水库下泄流量与区间洪水的组合遭遇以及梯级水库下游工程设计洪水地区组成问题，并结合黄河上游梯级水库实际，分析积石峡水电站坝址设计洪水地区组成。

(2) 针对设计断面上游有两个调节能力的梯级水库和设计断面位于两个联合调度的梯级水库之间的情况，研究梯级水库设计断面的设计洪水地区组成的方法，并应用研究的方法计算受上游龙羊峡、李家峡和公伯峡水库调蓄影响后的积石峡水电站坝址设计洪水。

(3) 研究离散概率组合法计算梯级水库设计洪水的方法，并论述了该方法在应用上的适用性。

(4) 引入概率的极限状态设计概念，研究 JC 法推求梯级水库设计洪水的理论。

(5) 针对梯级水库下游拟建的工程施工洪水设计，研究利用上游已建梯级水库减小下游工程施工导流流量的优化设计方法。

### 1.3.2 论文研究的技术路线

上游水库的调洪作用改变了下游设计断面天然洪水的洪峰流量、时段洪量及洪水过程线形状，从而改变了设计断面洪水的概率分布。为了推求设计断面的设计洪水，最直接的方法是将实测洪水流量资料按水库的调洪规则逐年进行模拟调洪，推求出设计断面的洪水过程线，从中统计出受水库调洪影响后设计断面洪水的特征值系列<sup>[9]</sup>。

根据受水库调洪影响后的洪水系列进行频率计算将会遇到的实际困难，一方面，这种系列难以用任何已知的频率曲线线型来适配，以达到外延的目的；另一方面，根据这个系列点绘的经验频率点据也难以用一条光滑的曲线来拟合，其外延趋势是不确定的。特别是有些水库的下泄流量，在某种频率的洪水上下发生突变，经验频率曲线即使外延幅度不大，都可能有很大误差。因此，在实际应用中，都是寻求在一定概化条件下的近似计算方法<sup>[10]</sup>。

本文以探索和研究一套梯级水库设计洪水计算的方法为目标，采用地区组成法、离散频率组合法和 JC 法三种方法，并通过理论分析、数值求解和定量化计算相结合的方法，来研究梯级水库设计洪水在一定概化条件下的近似计算方法。

具体的计算路线如图 1-1 所示。

## 1.4 本章小结

本章就论文研究问题的由来、研究目的意义、研究内容及研究路线做了系统的概括，为后面的研究指明了方向。



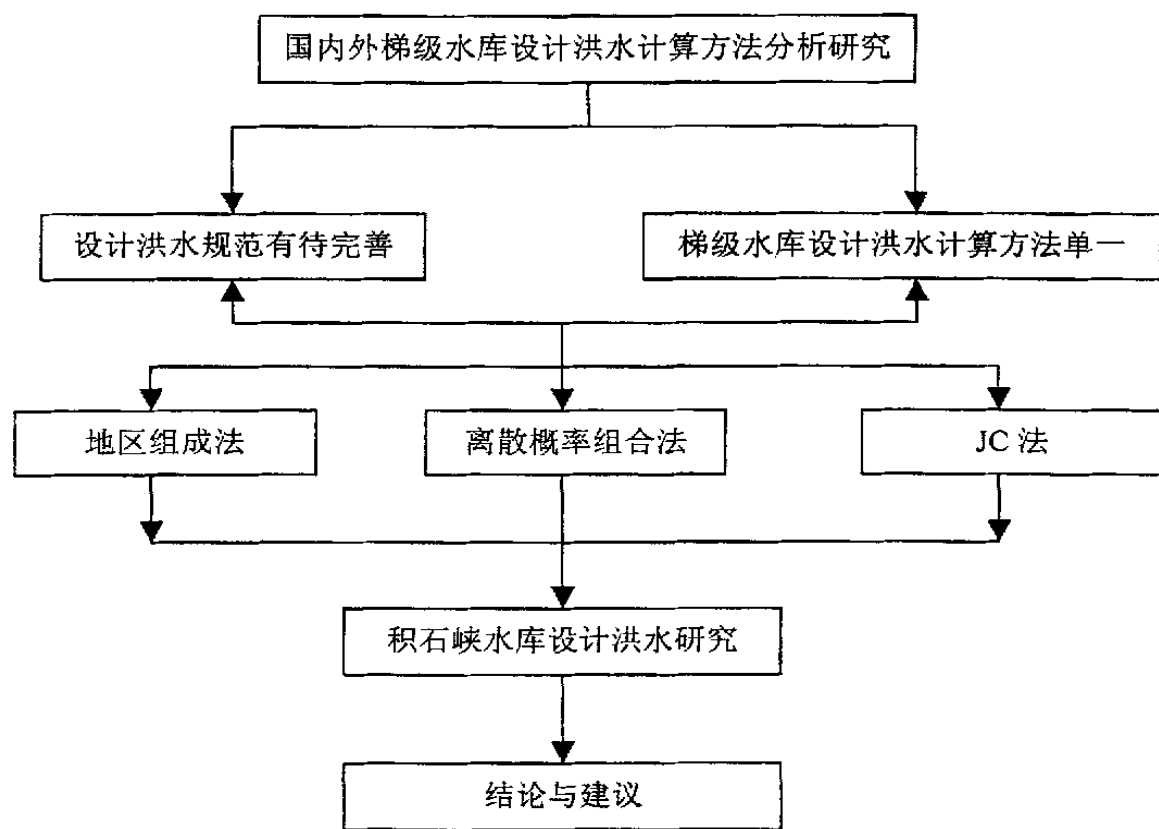


图 1-1 技术路线图

## 2 国内外梯级水库设计洪水计算方法分析与评价

### 2.1 梯级水库的分类

梯级水库的设计洪水计算，一般都要涉及到推求受上游水库调蓄影响后的设计洪水。由上、下两个水库组成的梯级水库是最常见的，具有一定的代表性，因为多级水库可以看成是两级水库的各种组合。

对于两级串联的水库的情况，可以归纳为下列三种类型。

(1) 两串联水库均不承担下游防护对象的防洪任务。如图 2-1 所示，Ad 水库的洪水是经 Au 水库调洪后的下泄洪水与区间 B 的洪水组合而形成的，所以在进行 Ad 水库的防洪设计时，就需要推求 Ad 受 Au 水库调洪影响后的设计洪水。

(2) 两串联水库下游有防洪对象。如图 2-2 所示，如果所要设计的工程是 Au 水库工程，为研究 Au、Ad 两个梯级水库对防护对象 C 的防洪效果，就需要推求 C 断面受上游 Ad、Au 两水库调洪综合影响后的设计洪水；如果所要设计的工程是 Ad 水库工程，就需要推求 Ad 受 Au 水库调洪影响的设计洪水，同时还要推求 C 断面受 Au、Ad 两水库调洪共同影响的设计洪水。

(3) 两串联水库之间有防洪对象。如图 2-3 所示，在设计 Au 水库时，为研究 Au 水库对防护对象 C 的防洪作用，需要推求 C 断面受 Au 水库调洪影响后的设计洪水。在设计 Ad 水库时，就需要推求 Ad 受 Au 水库调洪影响后的设计洪水。

### 2.2 梯级水库设计洪水计算的特点

#### 2.2.1 设计洪水的含义

设计洪水是指水利水电工程规划、设计、施工中所制定的各种设计

标准的洪水。合理分析计算设计洪水，是水利水电工程规划设计中首先要解决的问题<sup>[11]</sup>。

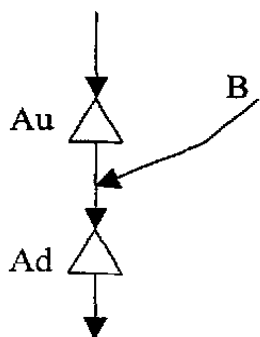


图 2-1 两级水库不承担下游防洪

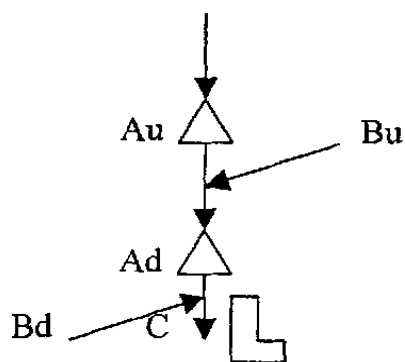


图 2-2 两级水库承担下游防洪

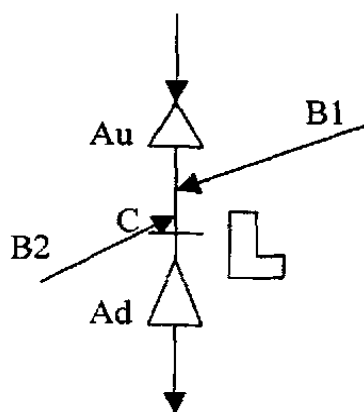


图 2-3 两库之间有防洪区

任何一场现实洪水的重现期或频率是无法严格定义的，因为一场实际发生的洪水包含洪峰、各时段洪量等诸多特征，洪水各种特征要素所对应的洪水频率一般是不相等的，所以作为设计标准的洪水，事实上是工程水文设计人员人为构造的一场具有特定功能的洪水，即“设计洪水”。工程设计人员预期以满足规定频率的“设计洪水”作为工程或防护区防洪设计的依据时，其防洪安全事故的风险率恰好等于规定的频率。例如，某一水库工程的防洪设计标准为千年一遇，采用千年一遇的设计洪水作为调洪计算所推求的最高设计洪水位，在未来水库运行时，该水位每年

被超过的可能性等于千分之一<sup>[12]</sup>。

归纳起来,设计洪水的含义应包括以下几点:

(1)设计洪水是水利水电工程防洪安全设计所依据的各种标准洪水的总称。它既包括以频率表示的洪水,也包括可能最大洪水;它既包括设计永久水工建筑物正常运行情况的洪水和非常运行情况的洪水,也包括施工期间设计临时建筑物所采用的洪水。

(2)对于以频率表示的洪水,设计洪水一般包括洪峰、时段洪量及洪水过程线。对防洪安全主要取决于洪峰流量的工程,如堤防、泄水闸等,设计洪水是指洪峰对应的频率等于设计标准规定频率的洪水;对防洪安全主要取决于某一控制时段洪量的工程,如大型水库工程,设计洪水是指该控制时段洪量对应的频率等于设计标准规定频率的洪水。可见,以频率表示的设计洪水的含义是与工程防洪特点紧密联系的。因此,设计洪水是指洪水的一个或几个特征量的频率等于设计频率的洪水,它可以是一场洪水,也可以是连续几场洪水,要根据具体工程及建筑物的防护特性而定。

(3)设计洪水一般是指某一断面的洪水,该断面称为设计断面。对于水工建筑物来说,设计断面就是建筑物所在地点的代表性断面;对于工程下游防护区来说,设计断面是指能代表防护区洪水情况的控制断面。

(4)设计洪水一般是指天然情况的洪水。所谓天然情况,是指流域内不存在水库调蓄、分洪、滞洪、溃坝等剧烈改变洪水形态的情况。如果设计工程上游有已建、在建或近期预计将修建的调洪作用较大的水库工程,或者设计工程本身的调洪作用较大,而又要研究设计工程对下游防护区的防洪效益,此时设计洪水是指受上游水库调蓄影响后的洪水。

## 2.2.2 梯级水库设计洪水计算的特点

在进行工程本身的防洪安全设计时,如果工程上游有调蓄作用较大的已建成或近期即将建设的梯级水库或水库群,则应考虑这些水库的调

洪作用明显地改变了天然洪水状况和对下游设计断面的设计洪水的影响。如果设计工程本身就是有调洪能力的水库工程,并且承担下游防护对象的防洪任务,那么,为了研究设计工程对下游防护对象的防洪效益,也需要推求防护对象控制断面受上游设计工程调洪影响的设计洪水。水库调洪后的下泄流量过程与水库断面的天然洪水过程相比,一般洪峰流量和时段洪量减少,洪峰出现时间延后,并随天然洪水的大小和洪水过程线的形状不同而异。水库的下泄流量过程与区间洪水过程组合后,形成下游设计断面受水库调洪影响后的洪水过程。如果区间洪峰出现在水库断面天然洪水的洪峰之后,那么水库的调洪结果有可能增加水库最大下泄流量与区间洪峰遭遇的机会;反之,则可能减少。某些水库对一定标准以下的洪水采用固定某一下泄流量的调洪方式(一般称为“削平头”方式),在这种情况下,水库最大下泄流量的持续时间很长,大大增加了与区间洪水的洪峰流量遭遇的程度<sup>[13]</sup>。

水库的调洪作用改变了下游设计断面天然洪水的洪峰流量、时段洪量及洪水过程线形状,从而改变了设计断面洪水的概率分布。为了推求设计断面的设计洪水,最直接的方法是将实测洪水流量资料按水库的调洪规则逐年进行模拟调洪,推求出设计断面的洪水过程线,从中统计出受水库调洪影响后设计断面洪水的特征值系列。根据受水库调洪影响后的洪水系列进行频率计算将会遇到的实际困难,一方面,这种系列难以用任何已知的频率曲线线型来适配,以达到外延的目的;另一方面,根据这个系列点绘的经验频率点据也难以用一条光滑的曲线来拟合,其外延趋势是不确定的。特别是有些水库的下泄流量,在某种频率的洪水上下发生突变,经验频率曲线即使外延幅度不大,都可能有很大误差。因此,在实际应用中,都是寻求在一定概化条件下的近似计算方法。

还应指出,考虑上游水库对下游设计断面洪水的影响,除了上游水库的调蓄作用影响外,如果上游水库的防洪设计标准低于设计工程的标准,当工程发生设计洪水时,上游水库所在断面有可能发生超过本身设

计标准的洪水，从而造成溃坝，给下游工程带来威胁。在这种情况下，就应估算溃坝洪水，再与区间洪水组合后作为下游设计工程的设计洪水<sup>[14]</sup>。

## 2.3 国内外梯级水库设计洪水计算理论与方法概述

### 2.3.1 国内梯级水库设计洪水计算

王国安认为梯级水库设计洪水的计算，从暴雨上说，是要解决暴雨的地区分布即空间组合问题，并提出用“同频率”概念控制法和典型年法推求梯级水库的PMP；从洪水来说，是要解决洪水地区组成问题<sup>[15]</sup>。

拟定洪水地区组成的方法是计算梯级水库设计洪水经常采用的方法，按设计洪水计算规范的要求，现在一般采用典型年和同频率组合两种方法。其基本原则是：所拟定的组成形式必须是可能发生的，而且对防洪来说是不利的；对于单库，一般多考虑同频率组成及典型年组成；梯级水库则大多采用典型年组成或通过自下而上逐级分析的方法拟定，即各级设计洪量可以采用不同的典型洪水进行分配，也可混合采用典型年法及同频率组合法分配洪量<sup>[16]</sup>。地区组成法在拟定洪水地区组成时，只考虑一种或少数几种组成，实际上对实测资料中反映洪水地区组成规律的信息只提取了很小的一部分。

针对梯级水库设计洪水计算我国水利工作者又提出了地区洪水频率组合法和洪水随机模拟法。概率组合法考虑了洪水的所有地区组成及其相应的发生概率，能较好地反映水库对不同频率洪水的调洪效应。随机模拟法是利用随机生成足够长系列的多站同步洪水过程线直接作调洪计算，得到梯级水库下游断面不同频率的设计洪水。根据对黄河上游兰州断面受上游龙羊峡、刘家峡两座大型水库调蓄影响后设计洪水计算的方法研究表明，这两种新方法具有一定的精度，但对资料及计算条件要求较高<sup>[17]</sup>。

### 2.3.2 国外梯级水库设计洪水计算

国外对这一问题的研究,从已见到的文献来看,采用的方法比国内现行方法较为简单。例如,美国陆军工程兵团,在分析不同的防洪规划方案和防洪措施对下游防洪区最大流量的影响,以确定最优防洪控制策略时,通常采用下述两种方法推求受防洪工程影响后下游断面的设计洪水<sup>[18]</sup>。

(1) 当有流量资料时,先计算出防洪断面天然情况的设计洪水,根据防洪断面的防洪标准,选择一个大洪水典型,以防洪标准相应的洪峰流量之比为放大系数,按峰比线性放大各控制断面的洪水过程线。对防洪工程所在断面的洪水过程线,考虑其调洪效应后得到出流过程线,再与区间的洪水过程线组合(通过流量演算),求得防洪断面调洪后的洪水过程线和最大流量,并假定天然情况最大流量与相应的调洪后的最大流量是同频率的,由此就可以求得调洪后不同频率的最大流量。

(2) 由暴雨资料推求防洪断面以上流域内各控制点的设计点暴雨,在暴雨与洪水同频的假定下,通过暴雨时面深关系和流域模型,将各种频率的暴雨转化成同频率的洪水过程线,然后采用与(1)相同的方法推求出防洪断面受调洪影响后不同频率的最大流量。

不难看出,方法(1)只相当于国内现行方法中考虑典型年洪水地区组成一种行式。而方法(2)不仅假定暴雨与洪水同频,而且假定流域内各控制点的暴雨都同频,显然是不合理的。

## 2.4 本章小结

本章总结了梯级水库设计洪水合理确定的思路,分析了国内外梯级水库设计洪水的特点和发展趋势,在比较评价的基础上,指出了我国梯级水库设计洪水的不足,为梯级水库设计洪水的研究提供了方向。

## 3 地区组成法推求梯级水库设计洪水的理论与方法研究

### 3.1 洪水地区组成规律的分析

设计断面受上游水库调洪影响后的洪水过程，是由上游水库调洪后的下泄洪水过程与区间洪水过程组合形成的，上游水库调洪作用的大小，不仅与水库的库容、泄洪能力等特性有关，也与水库断面洪水的大小有关。一般来说，水库断面发生的洪水越大，它的调洪作用也越大；相反，如果这场洪水的水量主要来自区间，水库断面洪水所占比例较小，则水库调洪对设计断面洪水的影响就较小<sup>[20]</sup>。

分析设计断面以上各分区洪水组成规律，一般可从以下几个方面进行。

#### 3.1.1 不同量级洪水的地区组成及其变化

根据上游水库对不同大小洪水调洪起主要作用的时段长度，选择几个控制时段，以设计断面各时段年最大洪量的起迄时间为准，从历年实测及调查洪水资料中，分年统计上游水库所在断面及水库与设计断面之间的区间的相应洪量，计算各分区相应洪量占设计断面洪量的比例。

#### 3.1.2 各分区洪水的峰、量关系分析

点绘各分区洪水的洪峰流量与不同时段洪量的相关图，分析各分区峰、量关系的好坏。由于拟定设计洪水的地区组成时，要将设计断面的设计洪量分配给上游水库断面及区间，洪量时段的选择要尽量考虑选用各分区该时段洪量与洪峰流量相关较好的时段。在推求各分区设计洪水过程线时，选择典型年也要选取典型年各分区峰、量相关点位于相关线附近的。如果不容易选取各分区峰、量相关点均位于相关线附近的典型，



那么对某一分区放大后洪峰流量可能偏大或偏小,可借助上述相关分析有所了解,以便判断对设计断面防洪是否存在不安全因素。

### 3.1.3 各分区之间及与设计断面之间洪水的组合遭遇情况分析

(1)统计历年各分区之间及各分区与设计断面之间洪峰的间隔时间,计算不同洪峰间隔时间的洪水次数占总洪水次数的百分数,以便分析各分区洪峰可能遭遇的程度。

(2)以设计断面年最大时段洪量的起迄时间为准,分析各分区相应洪量的起迄时间与该分区独立选样的年最大洪量起迄时间之间的差异,并分析各分区相应洪水与该分区年最大洪水是否属于同一场洪水,如果存在不属于同一场洪水的情况,可以统计这部分洪水次数占实测资料总数的百分比。

(3)设计断面洪水与上游、区间来水的频率关系可采用将设计断面实测洪水峰量与区间相应洪水峰量的相关点据点绘在二者同频相关线图上来分析<sup>[21]</sup>。

### 3.1.4 设计流域暴雨的地区分布规律

主要分析暴雨中心位置及其变化情况、雨区的移动方向、在大暴雨情况下雨区范围的变化等,以便了解和分析流域内暴雨洪水的地区分布规律和各分区之间洪峰的遭遇规律。

例如,流域内暴雨中心经常稳定在某一分区,那么在研究洪水地区组成时,就应着重考虑该分区来水为主的组成方案,如白龙江流域的碧~三区间;如设计流域在发生大暴雨或特大暴雨时,雨区将笼罩全流域,各分区暴雨的差异不大,那么在研究稀遇洪水的地区组成时,就应着重考虑各分区来水较均匀的组成方案,如黄河上游流域;如暴雨中心经常由上游向下游移动,而流域内的水库恰好位于上游,则水库最大下泄流量与区间洪峰遭遇的可能性大,反之,则遭遇的可能性小<sup>[22]</sup>。

## 3.2 地区组成法推求设计洪水的一般方法

我国从 50 年代末开始,就采用设计洪水地区组成的方法研究水库工程对下游防洪区的防洪效果。该法在计算上比较简便,但要求对洪水地区组成规律有深入的分析 and 认识。

此外,采用地区组成法时,由于所拟定的设计洪水地区组成方案往往不止一个,使计算结果不是单一的,这就需要设计人员根据工程的特点和防洪安全设计的要求,选择设计洪水数值。一般来说,是选择对工程防洪偏于安全的成果。

在分析研究流域洪水地区组成特性的基础上,结合防洪要求和工程特点,拟定设计洪水的地区组成一般选用下列方法。

### (1) 典型年法

该法是从实测洪水资料中选择一个或几个有代表性的、对防洪不利的大洪水作为典型,以设计断面的设计洪量作为控制,按典型年各分区洪量占设计断面洪量的比例,计算各分区相应的洪量。

典型年法简单、直观,是工程设计中常用的一种方法,尤其适用于分区较多、组成比较复杂的情况。由于该法实际上对各分区的洪水均采用同一个倍比放大,因此可能会使某个局部地区的洪水在放大后其频率小于设计频率。一般来说,对较大流域的稀遇设计洪水,这种情况是可能发生的,不过当发生这种情况时,仍应从暴雨洪水的地区分布特点进行认真分析判断,检查其合理性。如果这种超标准状况特别严重,更应慎重对待,必要时,可改选其他典型年。

### (2) 同频率地区组成法

同频率地区组成法,就是根据防洪要求,选定某一分区出现的与下游设计断面同频率的洪量,其余分区的相应洪量则按水量平衡原则推求。如果其余分区不只一个,而是有几个,则可选择一典型洪水,计算该典型洪水各分区洪量的组成比例,并按此比例将相应洪量分配给各分区。

同频率组成是有一定代表性的地区组成，它假定不同分区与设计断面发生相同频率的洪水。一般来说，当某分区的洪水与设计断面洪水的相关关系比较好时，二者同频率组成的可能性比较好，反之，当某分区的洪水与设计断面洪水的相关关系较差时，就不宜采用该分区年最大（独立选样）的洪水与设计断面同频率的地区组成方式。若实测大洪水有某分区的洪水频率小于设计断面的洪水频率，也不宜机械地采用该分区与设计断面同频率的地区组成方式。

### （3）相关法

统计下游设计断面各次较大洪水（或年最大洪水）过程中，用某种历时的最大洪量及相应时间内（考虑洪水转播演进时间）上游工程所在断面与区间的洪量点绘相关图。若相关关系较好，可通过点群中心绘制相关线，也可在相关图上另定一外包线，借以推求对防洪偏于不利的组成情况，然后根据设计断面的设计洪量，由相关线上查得上游工程所在断面或区间的相应洪量，另一分区的洪量按水量平衡原则推求，作为设计洪水的地区组成洪量。

相关法分析设计洪水地区组成一般用于设计断面以上各分区洪水组成比例较为稳定的情况<sup>[20]</sup>。

## 3.3 地区组成法推求梯级水库设计洪水的方法

在梯级水库情况下，拟定设计断面设计洪水地区组成方案，其基本方法仍是典型年法和同频率地区组成法。但由于设计断面以上有两个以上水库，从而涉及到多控制断面、多区间的复杂情况时，一般可采用自设计断面向上游逐级控制、逐级分配洪量的方式来拟定设计洪水的地区组成方案。

### 3.3.1 设计断面上游有两个梯级水库

如图 2-2 所示,为推求设计断面 C 的设计洪水,需要拟定上水库  $A_u$ 、上区间  $B_u$  及下区间  $B_d$  三个分区的洪水地区组成方案。如以  $W_c$  表示一场洪水的洪量,根据上、下游水量平衡原则,有  $W_c = W_{Ad} + W_{Bd}$  和  $W_{Ad} = W_{Au} + W_{Bu}$ ,因此在分配设计洪量时,可以分两级进行,具体可采用以下方法:

#### (1) 同一典型年法

该法是选择一个大洪水典型,按典型年  $A_u$ 、 $B_u$ 、 $B_d$  三个分区洪量占设计断面洪量的比例,将设计断面的设计洪量分配给这三个分区。必须指出,拟定设计洪水地区组成方案的目的,是为了推求受水库调洪影响后设计断面的设计洪水,水库的调洪作用越小,所推求的设计断面的设计洪水越大,按此设计的工程的防洪安全程度越高。因此,在选择典型洪水时,应选水库断面洪水所占比例相对较小,而两个区间洪水所占比例均较大的大洪水典型。不过在实际应用中,这样的典型大洪水常常不易选出,这就限制了该法的使用范围。

#### (2) 逐级典型年法。

这种方法是将设计断面的设计洪量,逐级向上游各分区分配,先按某一大水年典型下水库和下区间洪量占设计断面洪量的比例,将设计洪量分配给下水库和下区间;再按另一大水年典型上水库和上区间洪量占下水库洪量的比例,将下水库已分配到的洪量再分配给上水库和上区间。前后两个大水年典型是两场不同的洪水,并且都是按对设计断面防洪不利的原则进行选择的。采用这一方法可以克服因难以选择一场各分区洪水组成对设计断面防洪均不利的典型洪水,由此带来对设计工程防洪可能不够安全的担心,但同时也使人们对由两场洪水组合而成的设计流域内各分区洪水的组成状况发生的可能性产生疑虑。因此应从暴雨的天气成因及地区分布规律等方面,对所拟定的设计洪水地区组成方案发生的可能性进行必要的分析。

### (3) 逐级同频率法

这种方法是按同频率地区组成法的基本原则，自下而上地逐级进行设计洪量的分配，其需要拟定的洪水地区组成方案见表 3-1 可以看出，当设计断面  $c$  发生频率为  $P$  的设计洪水时，其上游各分区有四种不同的洪水组成。

表 3-1 逐级同频率洪水地区组成表

设计断面	下水库断面洪量 $W_{Ad}$	下区间洪量 $W_{Bd}$	上水库断面洪量 $W_{Au}$	上区间洪量 $W_{Bu}$
$W_{c,p}$	$W_{Ad,p}$	$W_{Bd,xy}$ ( $W_{c,p} - W_{Ad,p}$ )	$W_{Au,p}$	$W_{Bu,xy}$ ( $W_{Ad,p} - W_{Au,p}$ )
			$W_{Au,xy}$ ( $W_{Ad,p} - W_{Bu,p}$ )	$W_{Bu,p}$
	$W_{Ad,xy}$ ( $W_{c,p} - W_{Bd,p}$ 或 $W_{Ad,p'}$ )	$W_{Bd,p}$	$W_{Au,p'}$	$W_{Bu,xy}$ ( $W_{Ad,p'} - W_{Au,p'}$ )
			$W_{Au,xy}$ ( $W_{Ad,p'} - W_{Bu,p'}$ )	$W_{Bu,p'}$

注：表中  $P'$  为下断面相应洪量  $W_{Au,xy}$  所对应的洪水频率。

### 3.3.2 设计断面位于两个联合调度的梯级水库之间

黄河上游龙羊峡、刘家峡两座大型水库已建成并投入运行，其洪水调度采用联合补偿调洪方式。在龙、刘两水库之间的河段上，正在建设和设计的电站还有多座，推求这些电站的设计洪水，就遇到这个问题。

如图 3-3 所示，当两库采用联合调洪方式时，上水库的下泄洪水过程不仅与上水库本身断面的来水有关，而且与下水库断面的天然来水有关，也就是说，设计断面的设计洪水，与  $A_u$ 、 $B_1$ 、 $B_2$ （在实用上常考虑上下水库之间的大区间  $B$ ， $W_B = W_{B1} + W_{B2}$ ）三部分洪水的组成有关。因此，在拟

定设计断面设计洪水的地区组成时，除了将设计断面的设计洪量分配给  $A_u$ 、 $B_1$  两分区外，还要同时确定  $B_2$  (或  $B$ ) 的洪量。

采用的方法仍为典型年法及同频率地区组成法。采用典型年法时，只要计算出典型年三个分区洪量占设计断面洪量的比例，就可计算出各分区的地区组成洪量。用同频率地区组成法时，情况比较复杂，一般可按表 3-2 拟定同频率洪水的地区组成方案。

可以看出，表 3-2 中列有四种组成型式，但在实际应用中，往往只要考虑两种组成方案就可满足要求了。在表 3-2 中右半部分下，水库断面  $A_d$  和下区间  $B_2$  的两种地区组成洪量中， $W_{Ad}$  较大的组成方式往往是对设计断面防洪不利的组成。由于  $W_{Ad, xy}$  一般大于  $W_{Ad, p}$ ，即  $W_{Ad, xy}$  是频率小于设计频率的洪量，可首先分析当设计断面发生设计洪量时，下水库断面发生这种超标准洪量的可能性。如果可能发生，则只研究下水库断面发生  $W_{Ad, xy}$  的组成方式，而不必研究发生  $W_{Ad, p}$  的组成方式；反之，如果发生超标准洪水的可能性很小，可只研究下水库发生  $W_{Ad, p}$  的组成方式。

表 3-2 设计断面位于联合调度的两库之间时间同频率地区组成表

设计断面 洪量 $W_c$	上水库断面 洪量 $W_{Au}$	上区间洪量 $W_{Bu}$	下水库断面洪 量 $W_{Ad}$	下区间洪量 $W_{B2}$
$W_{c, p}$	$W_{Au, p}$	$W_{B1, xy}$ $(W_{c, p} - W_{Au, p})$	$W_{Ad, p}$	$W_{B2, xy}$ $(W_{Ad, p} - W_{c, p})$
			$W_{Ad, xy}$ $(W_{c, p} + W_{B2, p})$	$W_{B2, p}$
	$W_{Au, xy}$	$W_{B1, p}$	$W_{Ad, p}$	$W_{B2, xy}$ $(W_{Ad, p} - W_{c, p})$
			$W_{Ad, xy}$ $(W_{c, p} + W_{B2, p})$	$W_{B2, p}$

### 3.3.3 简化洪水组合方法

由于上述几种组合方法计算工作量大,所以在实际设计中可采用简化的地区组成方法。

例如以串联水库为主的黄河上游积石峡水库设计洪水组合,由于龙~积区间暴雨中心变化无常,在积石峡洪水地区组成中如果将区间分得过小,结果将无法反映区间来水,所以直接采用贵德~循化区间来水与积石峡进行频率组成分析。拟定洪水地区组成后,再用面积比将贵~循区间同频或相应洪水分配到各小区间。积石峡洪水与龙羊峡、贵~循区间来水的频率关系可采用将积石峡(循化站)实测洪水峰量与贵~循区间相应洪水峰量的相关点据点绘在二者同频相关线图上来分析。

### 3.3.4 合理性分析检查

采用地区组成法推求设计断面受上游水库调洪影响后的设计洪水的最终成果,应从以下方面进行合理性分析检查。

(1)将设计断面天然设计洪水与考虑上游水库调洪后的设计洪水进行比较,结合上游水库的调洪特点,分析成果的合理性。例如设计断面的天然洪峰与考虑上游水库调洪后的洪峰差别很小,而上游水库的调洪削峰能力又较大,则应分析所拟定的洪水地区组成方案(包括洪峰遭遇程度)是否过于恶劣;反之,若二者差别较大,接近于上游水库的削峰量,而区间洪水又占有一定的比例,则所拟定的洪水地区组成方案对于设计断面的防洪可能不够安全。当出现推求的设计洪水大于天然设计洪水的情况时,应分析造成这种情况的原因,并进行调整和修正。

(2)由于采用典型年组成或同频率组成,通常都是以某一分区来水为主的“极端”组成情况,在大多数情况下,从这些“极端”的组成方案中,就可获得对设计断面防洪不利的组成形式。但是,当上游水库采用分级控泄的调洪方式时,在某些频率上下的洪水,水库的控泄量可能发

生突变,此时应分析所拟定的“极端”组成方案是否对下游设计断面的防洪偏于不利。如果某些“中间”情况的洪水地区组成形式,即各分区来水均适中的组成形式,对设计断面的防洪更为不利,而这种组成形式发生的可能性又较大,则应补充拟定“中间”情况的洪水地区组成方案,以推求出对设计断面防洪较为不利的设计洪水成果。

### 3.4 实例

黄河积石峡水电站坝址位于青藏高原东部,青海省循化县境内的黄河干流上,是龙~青段梯级开发规划报告中的第5个大型水电站。积石峡水电站坝址距上游循化县30 km,距公伯峡、李家峡、龙羊峡水电站坝址分别为:55 km、131 km和239.6 km,距河源1938 km。坝址控制流域面积146749 km<sup>2</sup>,占全流域的19.5%,水量占全流域的38.8%,水力开发条件十分优越。是规划中的“西电东送”项目的重要电源基地。

积石峡采用循化水文站为设计代表站,其多年平均流量703 m<sup>3</sup>/s,年径流量221亿m<sup>3</sup>,多年平均含沙量1.25 kg/m<sup>3</sup>,为全流域含沙量较小的河段。

积石峡坝址上游有已建的龙羊峡、李家峡水电站及在建的公伯峡水电站,龙羊峡水库是一个具有多年调节性能的巨型水库,总库容达275亿m<sup>3</sup>。龙羊峡水电站投入运行后,与下游刘家峡水库联合调度运用,使积石峡径流年内分配趋于均匀,提高了积石峡的发电效益,同时大大削减了积石峡入库洪水,减小了积石峡水库的设计洪水和校核洪水。李家峡、公伯峡水库为日调节水库,调节性能较差,对积石峡水库的入库洪水和径流年内分配影响较小。

黄河上游水系及工程位置见图3-1。



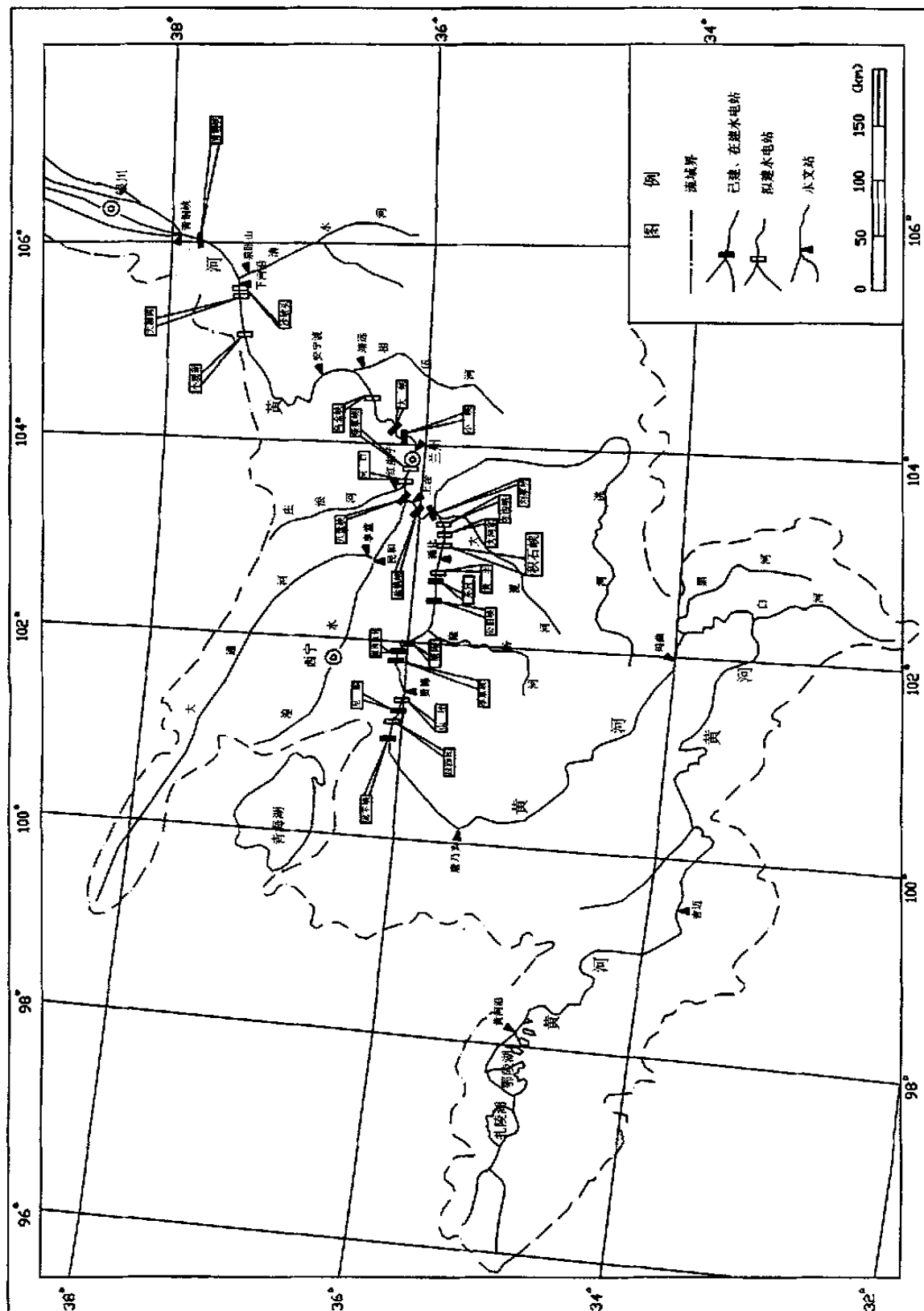


图 3-1 黄河上游水系及工程位置图

### 3.4.1 积石峡坝址天然设计洪水计算

黄河上游大洪水是由大尺度天气系统所造成的大面积连续降雨所形成的,局部暴雨对造洪影响不大。黄河上游洪水一般涨落较缓,一次洪水过程约 40 天左右,洪型矮胖,历时较长,峰形多以单峰为主,峰、量关系对应较好。

积石峡水电站的水文设计代表站为循化水文站。以循化水文站 1946~2000 年洪水系列(其中 1980~2000 年循化站洪峰、洪量资料受龙羊峡的调蓄影响,对其进行了还原),加入 1904 年历史洪水,1981 年洪水作特大值处理,采用 P-III 型曲线适线,设计洪水成果见表 3-3。

表 3-3 循化水文站设计洪水成果表

项目	均值	Cv	Cs/ Cv	流量单位: $\text{m}^3/\text{s}$ 洪量单位: 亿 $\text{m}^3$							
				各种频率设计值 (%)							
				0.01	0.02	0.05	0.1	0.2	1	2	5
$Q_m$	2520	0.36	4	8820	8340	7680	7180	6680	5520	4990	4280
$W_{15}$	27.3	0.34	4	90.1	85.4	78.9	74.0	69.1	57.3	52.3	45.2
$W_{45}$	65.1	0.33	4	209	198	183	172	161	134	123	107

### 3.4.2 洪水地区组成分析

积石峡入库洪水受上游龙羊峡、李家峡、公伯峡三座水电站的调蓄影响,来水主要为龙羊峡以上、龙~李区间、李~公区间及公~积区间来水。由于上游三水库的调洪作用,积石峡设计洪水计算必须进行坝址以上各流域部分来水的组成分析。

贵德水文站为龙羊峡水库设计代表站,循化水文站为积石峡水库设计代表站,两水文站的实测资料基本上可以反映干流及区间来水的组合。本文对 1957~2000 年 44 年实测洪水资料进行了统计,采用如下几种方法对积石峡坝址洪水地区组成进行了分析。

### (1) 区间与干流洪峰流量的组合分析

从 44 年洪水统计来看, 有 20 年区间洪峰出现在干流最大 45 天洪水内, 占 45.5%。同时, 龙、刘两库采用联合调洪方式, 龙羊峡水库千年一遇以上洪水时最大控制泄量为  $6000 \text{ m}^3/\text{s}$ , 往往在干流洪峰出现后, 即可出现连续下泄 21~23 天的  $6000 \text{ m}^3/\text{s}$  流量。因此, 干流洪峰后的区间洪峰流量很容易与龙库下泄的  $6000 \text{ m}^3/\text{s}$  叠加。通过统计干流洪峰出现后, 出现区间洪峰共 15 年, 占上述 20 年的 75%, 占 44 年的 34%。

为了分析循化站以上干流与区间洪峰频率组合, 将干流与区间洪峰流量 44 年系列点绘离散频率分布图, 见图 3-2。从图上可以看出, 不论是低频率还是高频率, 区间均有同频及超频情况出现。

为了分析龙羊峡水库下泄最大流量与区间洪峰流量的组合情况, 又对干流洪峰后 15 场区间洪水与干流洪峰点绘离散频率分布图, 见图 3-3。从图中可以看出, 同样不论高频率还是低频率, 区间均有同频及超频情况出现。

从以上分析可知, 区间洪峰流量完全有可能与循化站洪水出现同频甚至超频情况。

### (2) 区间最大 3 天洪量与干流最大 15 天洪量组成分析

贵~循区间洪水常常是由于大的环流形式下的中小天气系统造成的较短历时高强度局部暴雨形成的, 所以往往是在干流大水的情况下产生的峰高量比较小的历时 3 天左右的洪水。从 44 年的洪水资料分析, 区间最大 3 天洪量出现在循化站最大 45 天洪量时间内的有 27 年, 占 61.4%, 出现在干流最大 15 天洪量时间内的有 14 年, 占上述 27 年的 51.9%, 占 44 年的 31.8%。说明区间最大洪量完全可以与干流最大洪量同时出现。

为了分析区间洪量与干流洪量的组成, 将能够反映区间洪水的区间最大 3 天洪量与能够反映循化站来水的循化站最大 15 天洪量的 44 年系列点绘离散频率分布图, 见图 3-4。从图中可以看出, 从低频率到高频率, 区间洪量均有同频及超频情况。

为了更确切的分析区间洪量与循化站洪量的组成,将出现在循化站最大 15 天洪量时间内的区间最大 3 天洪量系列(相当于相应选样系列)点绘离散频率分布图,见图 3-5。同样不论低频率还是高频率,区间洪量均有与循化站洪量同频或超频情况。

以上分析说明区间最大 3 天洪量与循化站最大 15 天洪量完全可能同频甚至产生超频情况,此时上游龙羊峡在此 3 天内来水是相应的。

### (3) 区间与干流最大 15 天洪量组成分析

由于区间洪水历时较短,达到 15 天的洪水较少。从 44 年的区间洪水过程分析,最大 3 天洪量以外的洪水过程均较小,基本上属于正常基流或多个较小的洪水过程衔接而成。

为了分析区间与循化站最大 15 天洪量的频率关系,统计了区间最大 15 天洪量系列。用循化站及区间 44 年最大 15 天洪量系列点绘离散频率分布图,见图 3-6。从图中可以看出,在独立选样的情况下,区间 15 天洪量有部分还是超频的,但是明显少于洪峰和 3 天洪量的超频数。

为了更准确的说明区间 15 天洪量与循化站的组成,统计分析了时间相应于循化站前最大 20 场洪水最大 15 天洪量的区间 15 天洪量,并将其点绘成离散频率分布图,见图 3-7。图中显示,20 年仅有 1963、1964 两年区间出现超频情况,其他年份均低于循化站最大 15 天洪量的频率。

通过以上分析可以得出这样的结论,由于区间在干流大水的情况下常常出现短历时暴雨形成的历时在 3 天左右峰高量较小的洪水,所以洪峰及最大 3 天洪量通常有与循化站洪水同频率甚至超频的情况。随着时段的增长,区间洪水频率不断的降低,到最大 15 天洪量的情况下,超频及同频的可能性很小。因此,循化站的洪水地区组成可以确定为:最大 45 天洪量中贵~循区间最大 3 天洪量与循化同频,贵德相应,其他时段洪量贵德与循化同频,区间相应。也就是积石峡水库的洪水地区组成方式为:最大 45 天洪量中龙~积区间最大 3 天洪量与积石峡同频,龙羊峡相应,其他时段龙羊峡与积石峡同频,龙~积区间相应。

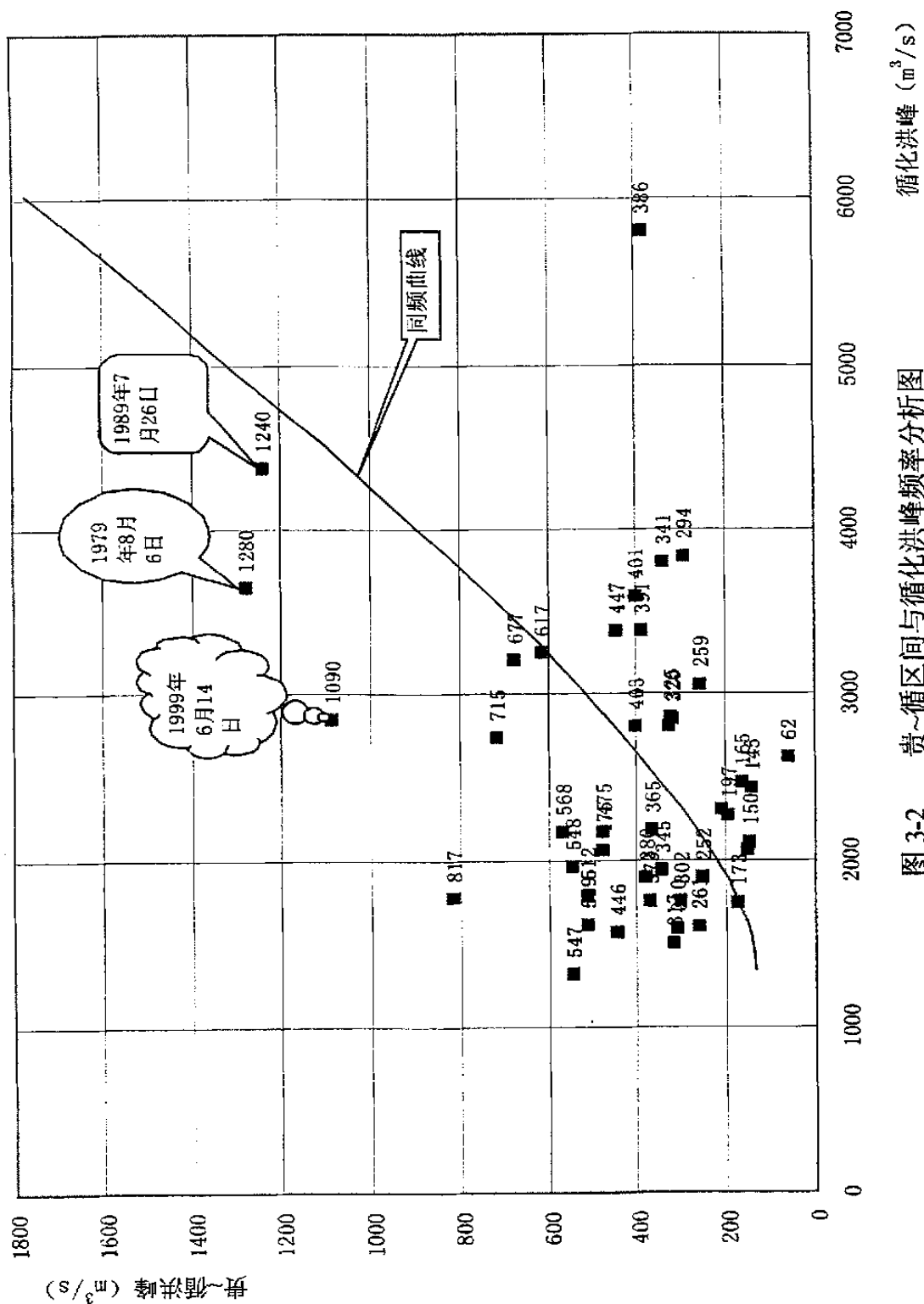


图 3-2 贵~循环区间与循环洪峰频率分析图

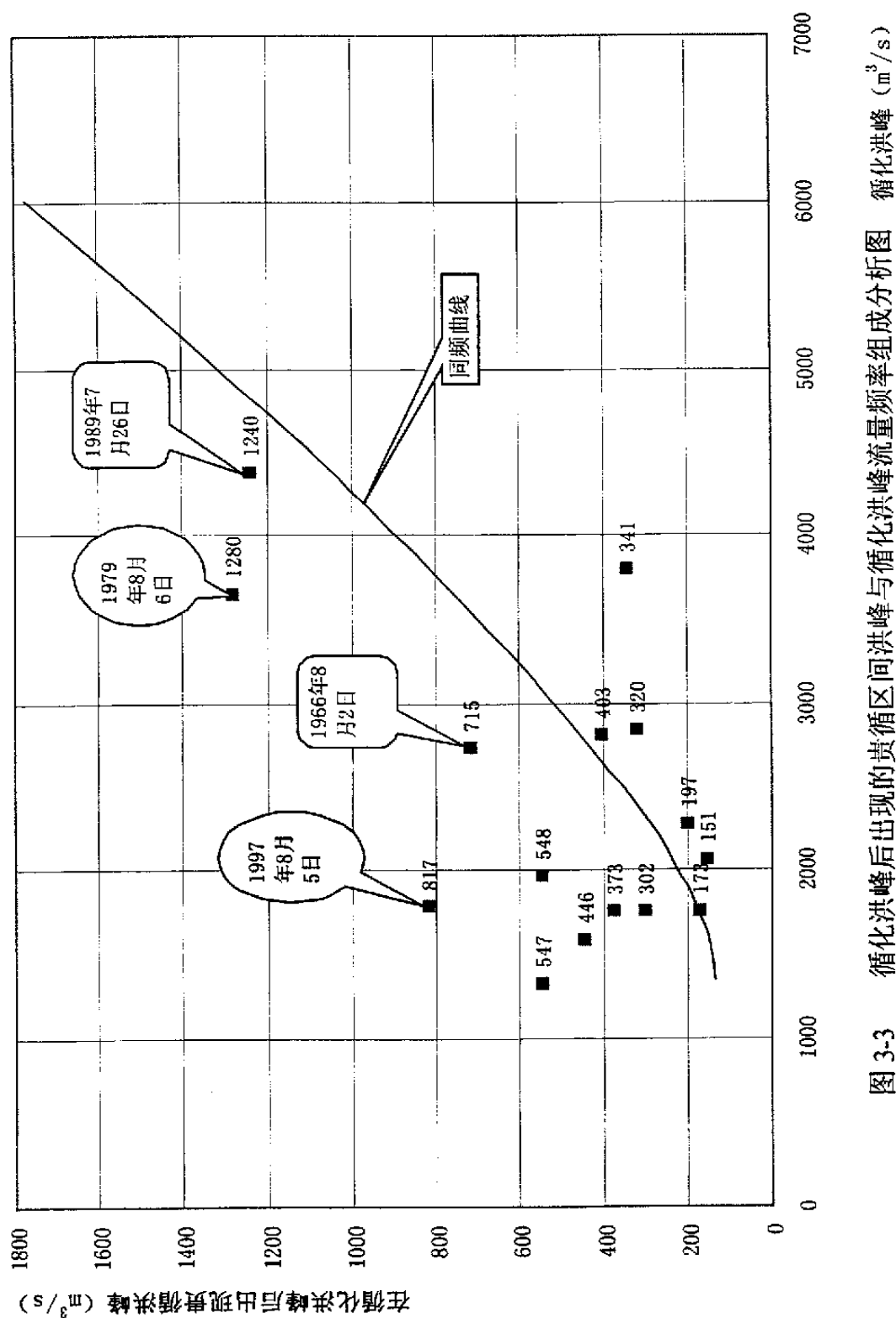


图 3-3 循环洪峰后出现的贵循环洪峰与循环洪峰流量频率组成分析图

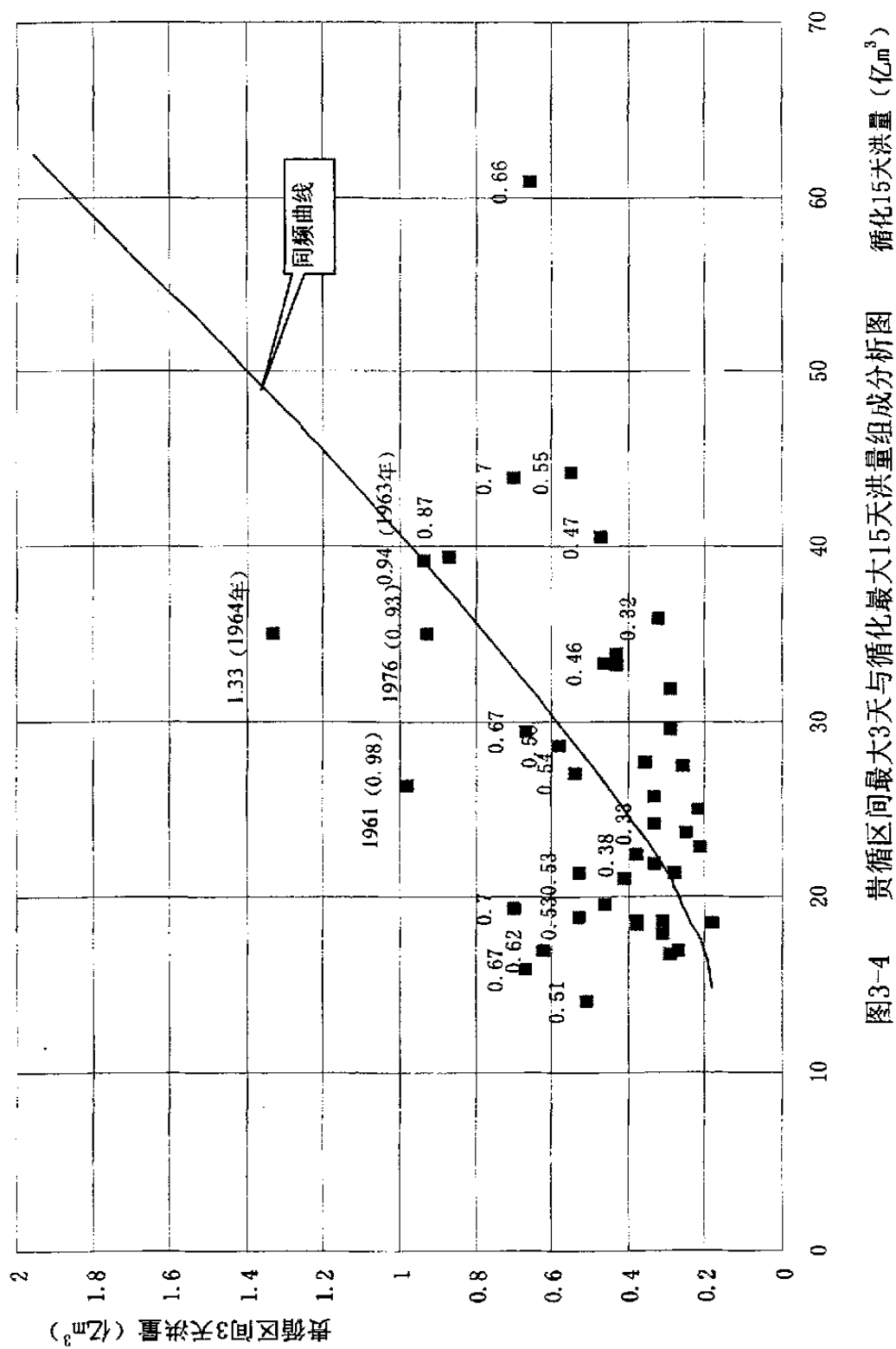


图3-4 贵循环区间最大3天与循环最大15天洪量组成分析图

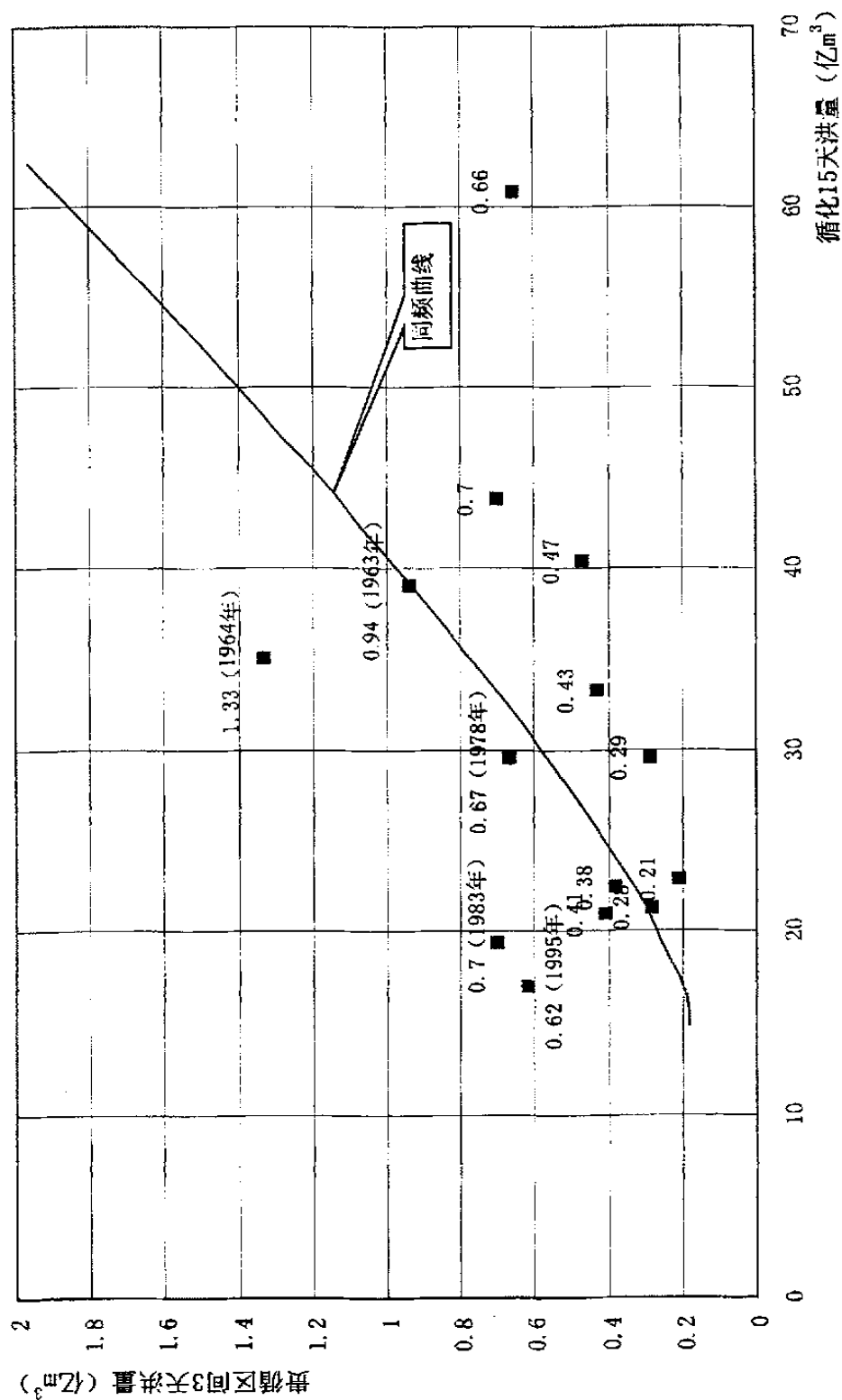


图3-5 贵循区间最大3天洪量(时间包括在循化最大15天洪量时间内)与循化最大15天洪量组成分析



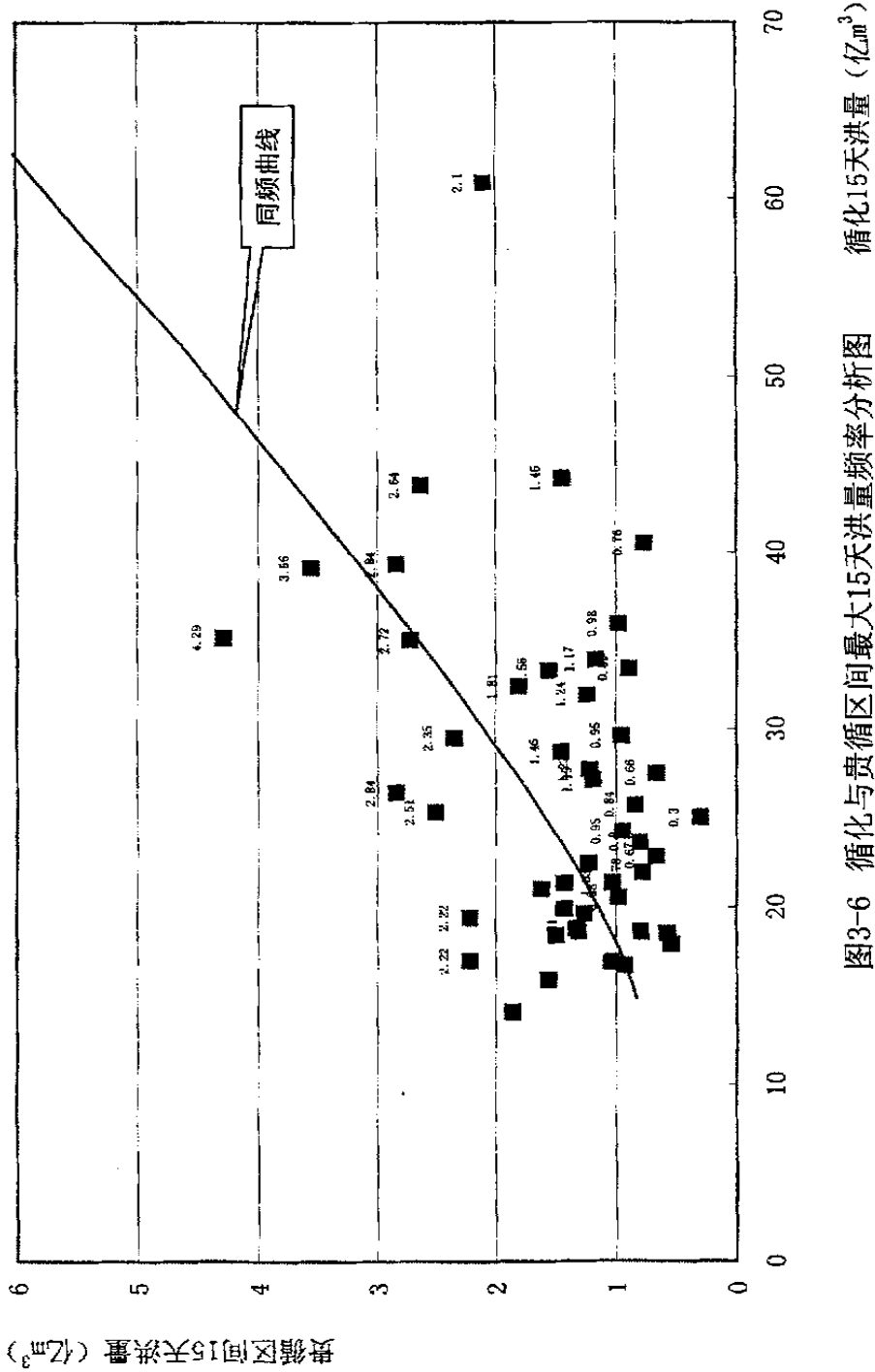


图3-6 循化与贵循区间最大15天洪量频率分析图

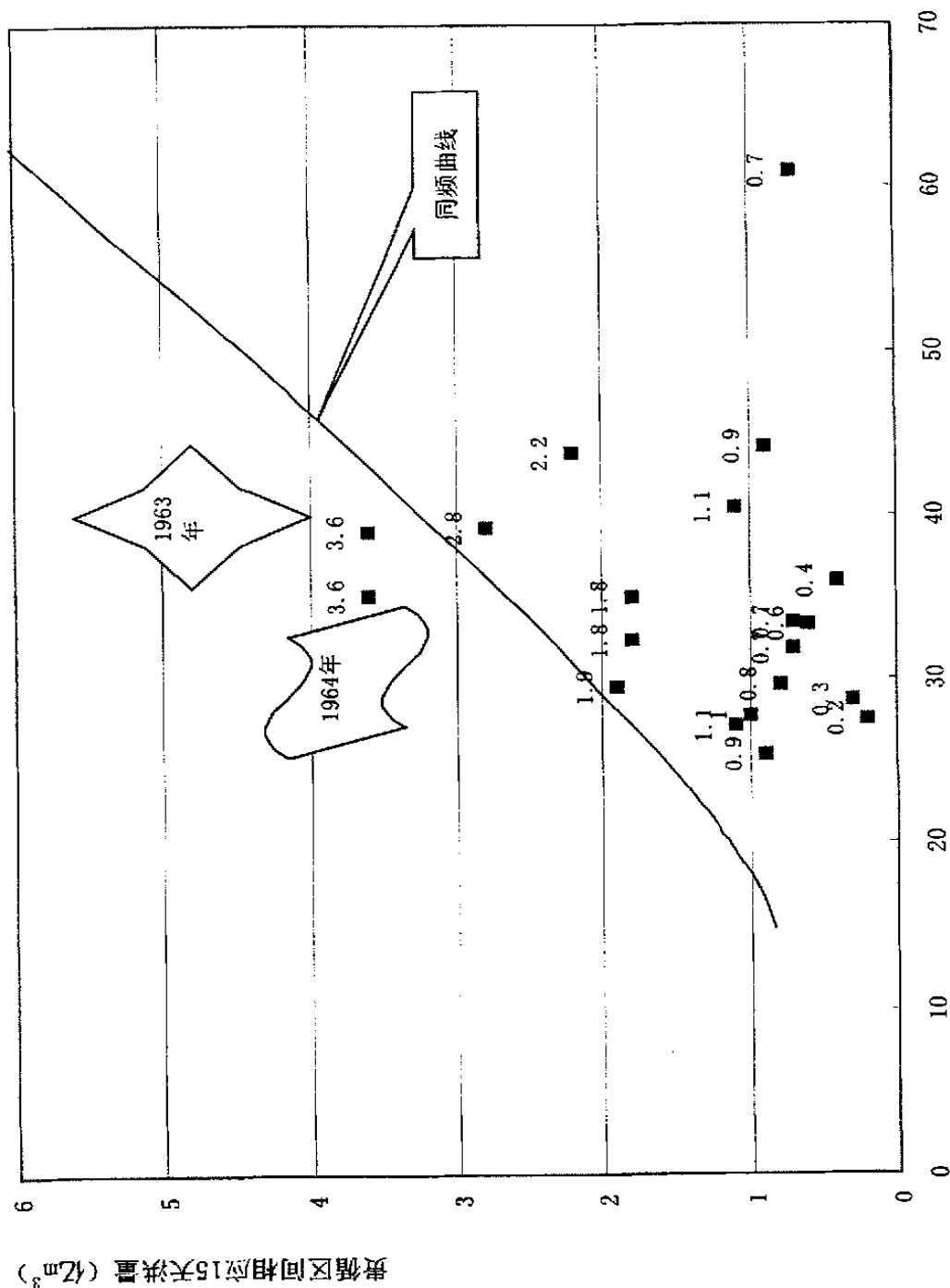


图 3-7 循环前20场大水最大15天洪量与贵循区间相应15天洪量频率分析图循环15天洪量 (亿 $\text{m}^3$ )

### 3.4.3 受上游梯级水库调蓄影响后的积石峡坝址设计洪水

#### (1) 受龙羊峡水库调蓄影响后的设计洪水

龙羊峡水库为黄河上游龙头水库,校核洪水标准为 PMF,相应防洪库容达 50 亿  $\text{m}^3$ ,与下游刘家峡水库采用联合调洪运行,龙、刘两库以库容比分配蓄洪量,以入库流量及两库总蓄量判别两库下泄流量。在正常运行情况下,龙、刘两库调洪原则如表 3-4 所示。龙羊峡、刘家峡水库泄流曲线表分别见表 3-5 和表 3-6,龙羊峡、刘家峡水库库容曲线表分别见表 3-7 和表 3-8。

由于龙羊峡水库防洪库容较大,黄河上游洪水过程比较平稳,所以通常以日平均流量过程进行龙、刘两库联合调洪计算。因此,首先采用日平均流量洪水过程进行积石峡水库设计洪水计算。为了比较地区组合法对设计洪水的影响,采用两种洪水地区组成进行分析,第一种是龙、积同频,龙~积区间相应的组成方式,第二种为积石峡、龙~积区间同频,龙羊峡相应的组成方式。

表 3-4 龙、刘两库调洪原则

起调 水位	龙羊峡				刘家峡			
	2594m				1726m			
控 泄 级	控泄频率	洪峰流量 ( $\text{m}^3/\text{s}$ )	控泄流量 ( $\text{m}^3/\text{s}$ )	库容比	控泄频率	洪峰流量 ( $\text{m}^3/\text{s}$ )	控泄流量 ( $\text{m}^3/\text{s}$ )	总库容 ( $\text{m}^3/\text{s}$ 日)
	1%	5390	4000	2.5~ 3:1	1%	6510	4290	21500
	0.1%	7020	4000	2.5~ 3:1	0.1%	8420	4510	50500
	0.05%	7520	6000	3~ 3.3:1	0.05%	8970	7260	6000
	PMP	10480	6000	3~ 3.3:1	PMP	12730	7600	

表 3-5 龙羊峡综合泄流曲线表

泄流建筑物	泄流量( $\text{m}^3/\text{s}$ )						
	2580m	2585m	2590m	2595m	2600m	2605m	2607m
溢洪道		0	400	1346	2533	3933	4587
中孔	1590	1695	1791	1905	2032	2154	2175
深孔	1139	1178	1215	1255	1291	1322	1330
底孔	1322	1350	1392	1424	1455	1486	1500
机组	700	700	700	700	700	700	700
合计	4751	4923	5498	6630	8011	9595	10292

表 3-6 刘家峡综合泄流曲线表

泄流建筑物	泄流量( $\text{m}^3/\text{s}$ )					
	1720m	1725m	1730m	1735m	1738m	1740m
溢洪道	590	1671	2880	3789	4100	4400
排沙洞	94	98	102	105	108	109
泄洪洞	1802	1930	2050	2150	2200	2240
泄水道	1302	1370	1436	1500	1544	1570
机组	900	900	900	900	900	900
合计	4688	5969	7368	8444	8852	9219

表 3-7 龙羊峡水库淤积 50 年库容曲线

水位(m)	2570	2580	2590	2600	2610
库容( $\text{m}^3/\text{s} \cdot \text{日}$ )	142300	175050	212270	257930	306710

表 3-8 刘家峡水库 1994 年实测库容曲线

水位(m)	1720	1726	1730	1735	1740
库容( $\text{m}^3/\text{s} \cdot \text{日}$ )	29480	37530	43340	50730	58680

在区间洪水出现在干流洪峰之后的年份中选择 1959、1989、1991、1992、1995 年典型进行分析。采用第一种地区组成，推求积石峡、龙羊峡、刘家峡三库 5000 年一遇洪水过程，通过龙、积过程相减推求区间洪

水过程。按照黄河上游防洪规划中的龙、刘两库联合调洪原则,进行龙、刘两库调洪计算,龙羊峡下泄流量组合龙~积区间相应过程,得到积石峡水库受龙羊峡水库调蓄后的设计洪水。结果见图 3-8、3-9、3-10、3-11、3-12。从图中可以看出,各场洪水龙羊峡最大下泄流量  $6000\text{m}^3/\text{s}$  均能与区间最大流量叠加。

同样选用上述几年洪水典型,采用分析确定的第二种地区组成方式,推求 5000 年一遇龙、积、刘区间洪水过程。由于龙~积区间最大 3 天与积同频,所以龙羊峡此 3 天为相应过程,由积石峡过程中减去区间最大 3 天过程而得,其他时段过程与第一种组成相同。通过龙、刘两库联合调洪计算,龙羊峡下泄流量组合龙~积区间相应过程,得到积石峡水库受龙羊峡水库调蓄后的设计洪水。由于龙羊峡水库 3 天相应过程比同频率过程洪量减小较小,对库容影响不大,所以继续按  $6000\text{m}^3/\text{s}$  下泄。各场洪水龙羊峡最大下泄流量  $6000\text{m}^3/\text{s}$  均能与区间最大流量叠加。结果见图 3-8、3-9、3-10、3-11、3-12。

## (2) 受龙羊峡、李家峡、公伯峡水库调蓄影响后的设计洪水

李家峡、公伯峡水库调洪能力较小,但对于区间峰高量比较小的洪水具有一定的削峰能力。积石峡水库设计洪水受上游龙羊峡、李家峡、公伯峡三库调洪影响,所以其设计洪水不但要考虑龙羊峡水库而且要考虑李家峡、公伯峡两库的调洪作用。李、公、积三库防洪库容均较小,用日平均流量调洪难以反映其调洪能力,因此区间最大 3 天洪水过程采用逐时过程。

根据上述分析的洪水地区组成,推求龙羊峡、李家峡、公伯峡、积石峡、刘家峡及各区间洪水过程,其中龙~李、李~公、公~积区间最大 3 天过程采用龙~积区间最大 3 天同频过程按面积比分配到各区间,既保持了龙~积区间 3 天洪量与下游同频的结果,又避免了各区间同频叠加的问题。按此组成进行龙、刘两库联合调洪计算,龙羊峡水库下泄组合龙~李区间过程得李家峡入库洪水过程,李家峡水库进行调洪计算。

李家峡水库下泄组合李～公区间洪水过程得到公伯峡水库入库洪水过程，进行公伯峡水库调洪演算，公伯峡水库下泄流量过程叠加公～积区间洪水过程即为积石峡水库受上游水库调蓄后的校核洪水过程。结果见 3-13、3-14、3-15、3-16、3-17。由于李家峡、公伯峡两库的调洪作用，使龙～积区间最大洪峰由  $3200\text{m}^3/\text{s}$  削减为  $1370\sim 1550\text{m}^3/\text{s}$ 。削减 57～52%。积石峡 5000 年一遇天然洪峰流量由  $8340\text{m}^3/\text{s}$  削减为  $7370\sim 7550\text{m}^3/\text{s}$ 。为了积石峡水库设计安全，其校核洪峰流量取  $7550\text{m}^3/\text{s}$ 。调洪结果见表 3-9。

表 3-9 各水库调洪结果及积石峡校核洪水

流量单位： $\text{m}^3/\text{s}$ 

典型年	龙羊峡下泄	李家峡下泄	公伯峡下泄	积石峡入库
1959	6000	6210	6810	7460
1964	6000	6230	6900	7550
1989	6000	6160	6770	7430
1991	6000	6140	6710	7370
1992	6000	6140	6800	7450

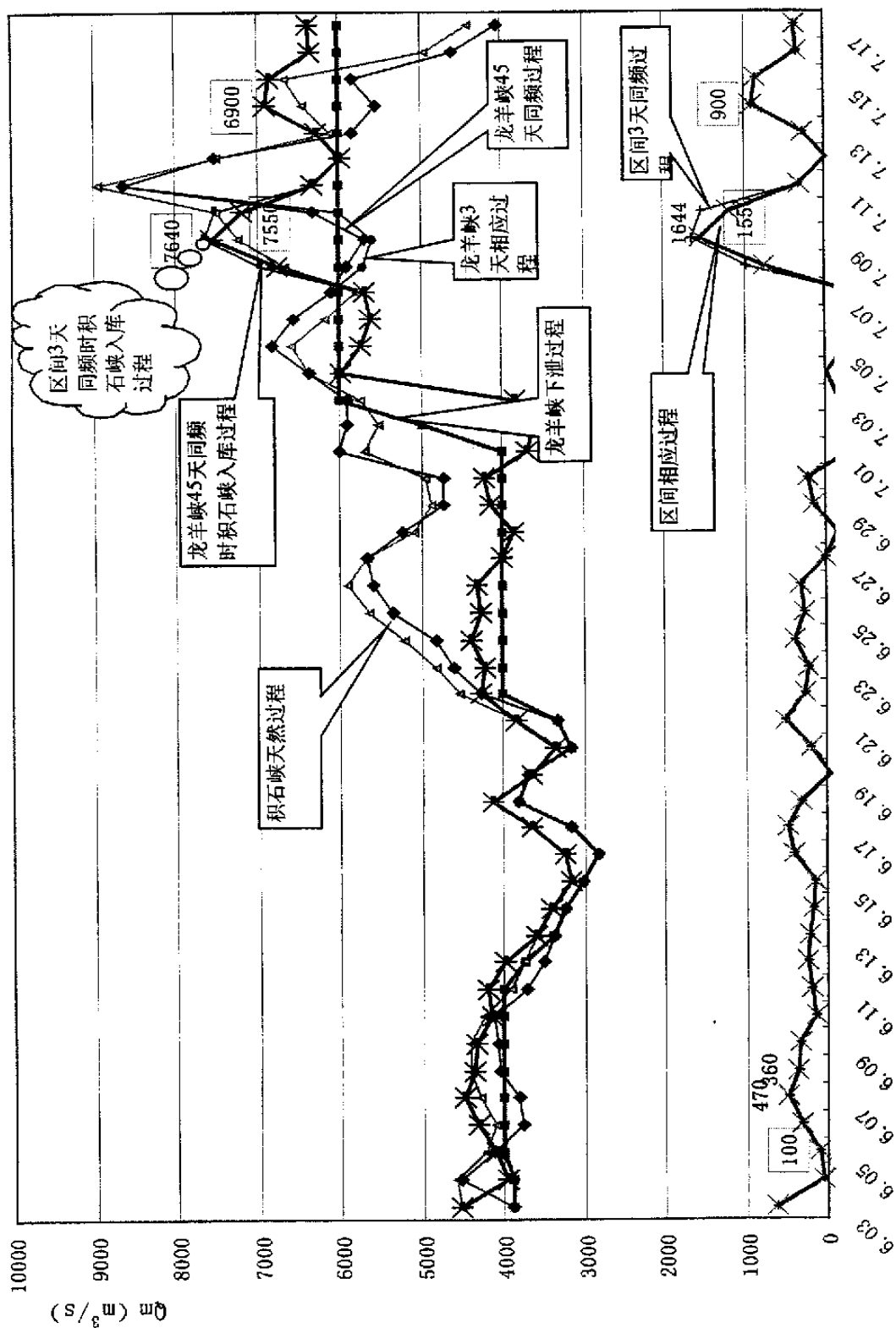


图3-8 积石峡1959年洪水典型(日平均流量过程不考虑公库) 0.02%调洪过程 T(D)

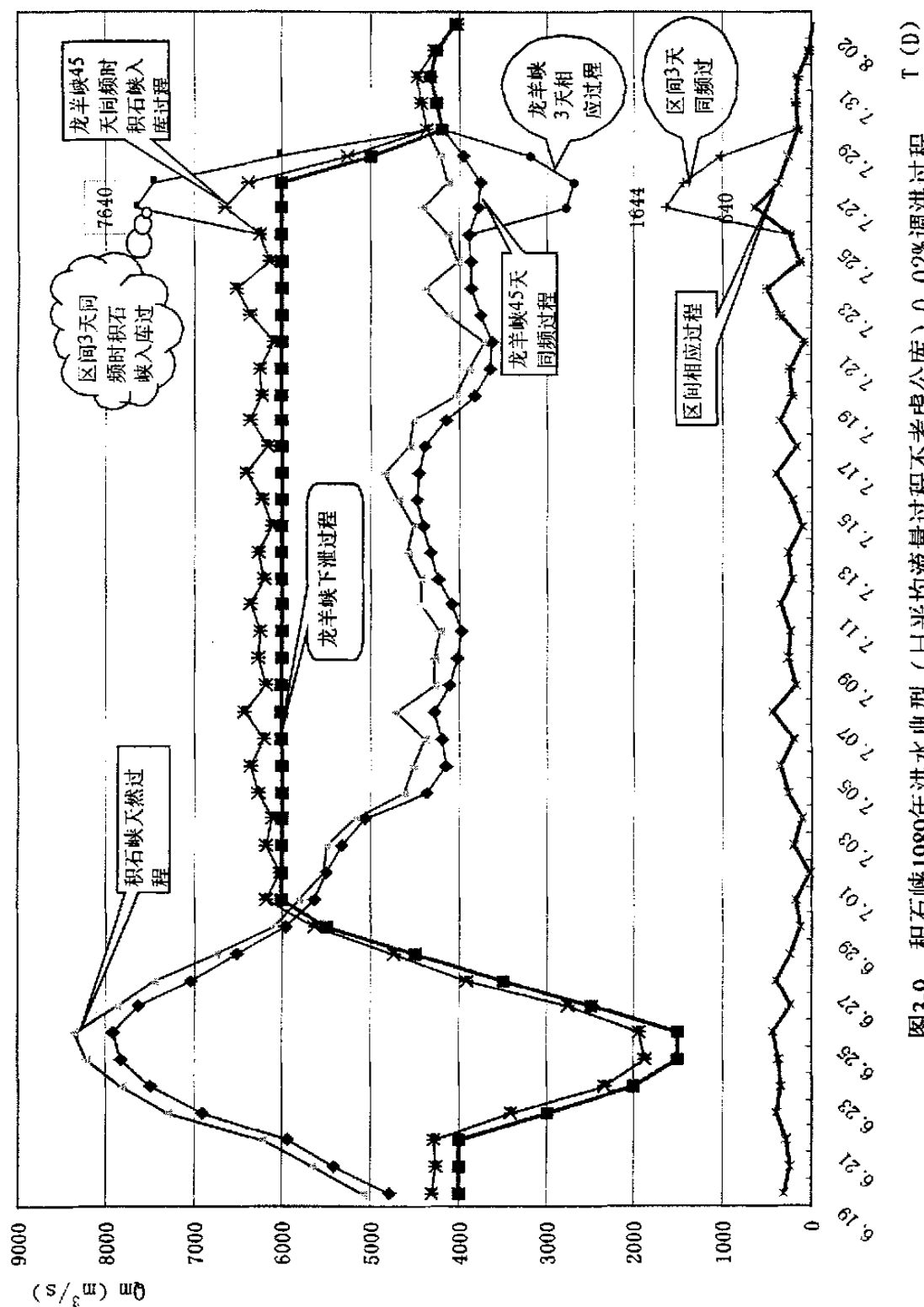


图3-9 积石峡1989年洪水典型（日平均流量过程不考虑公库）0.02%调洪过程



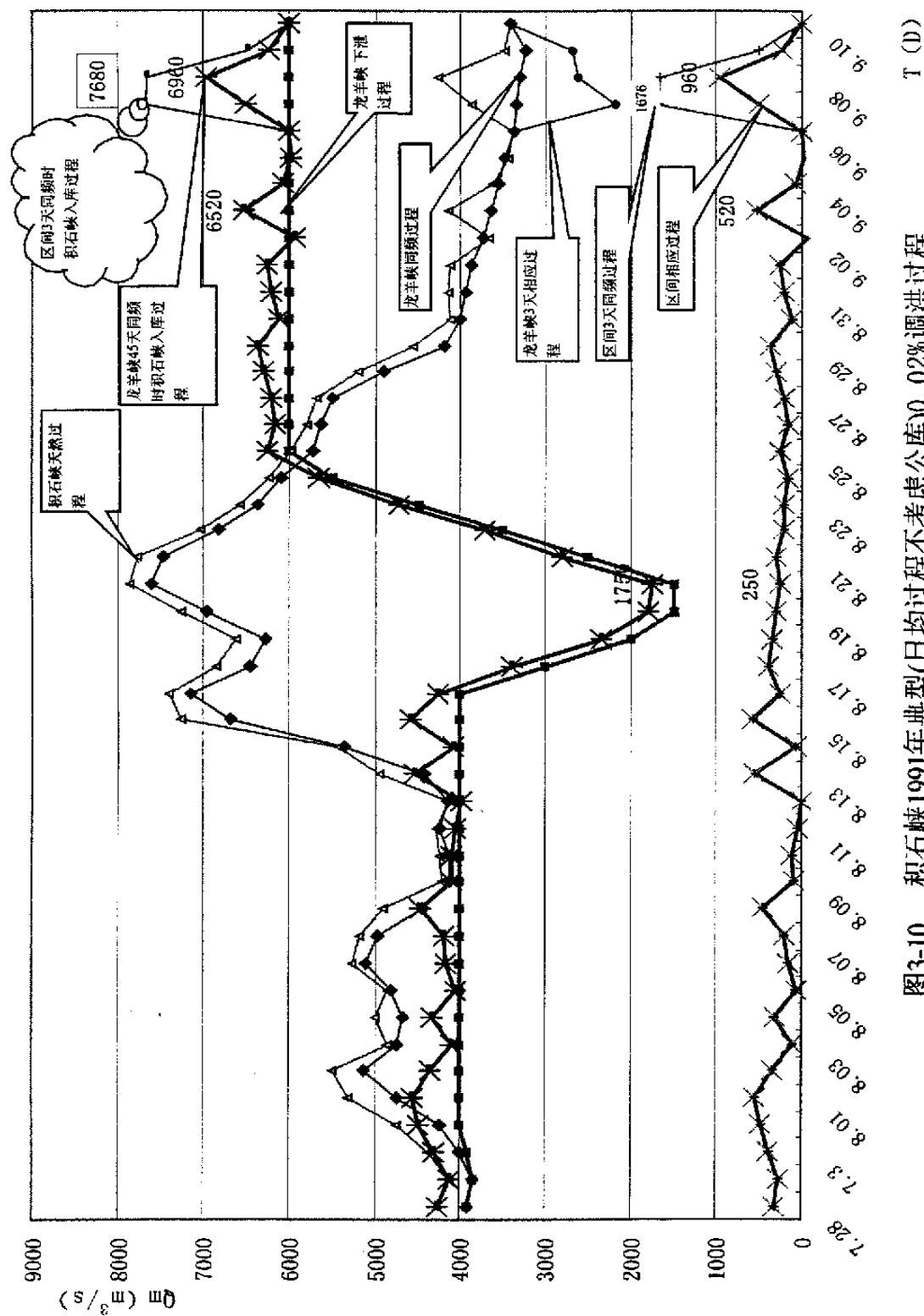


图3-10 积石峡1991年典型(日均过程不考虑公库)0.02%调洪过程

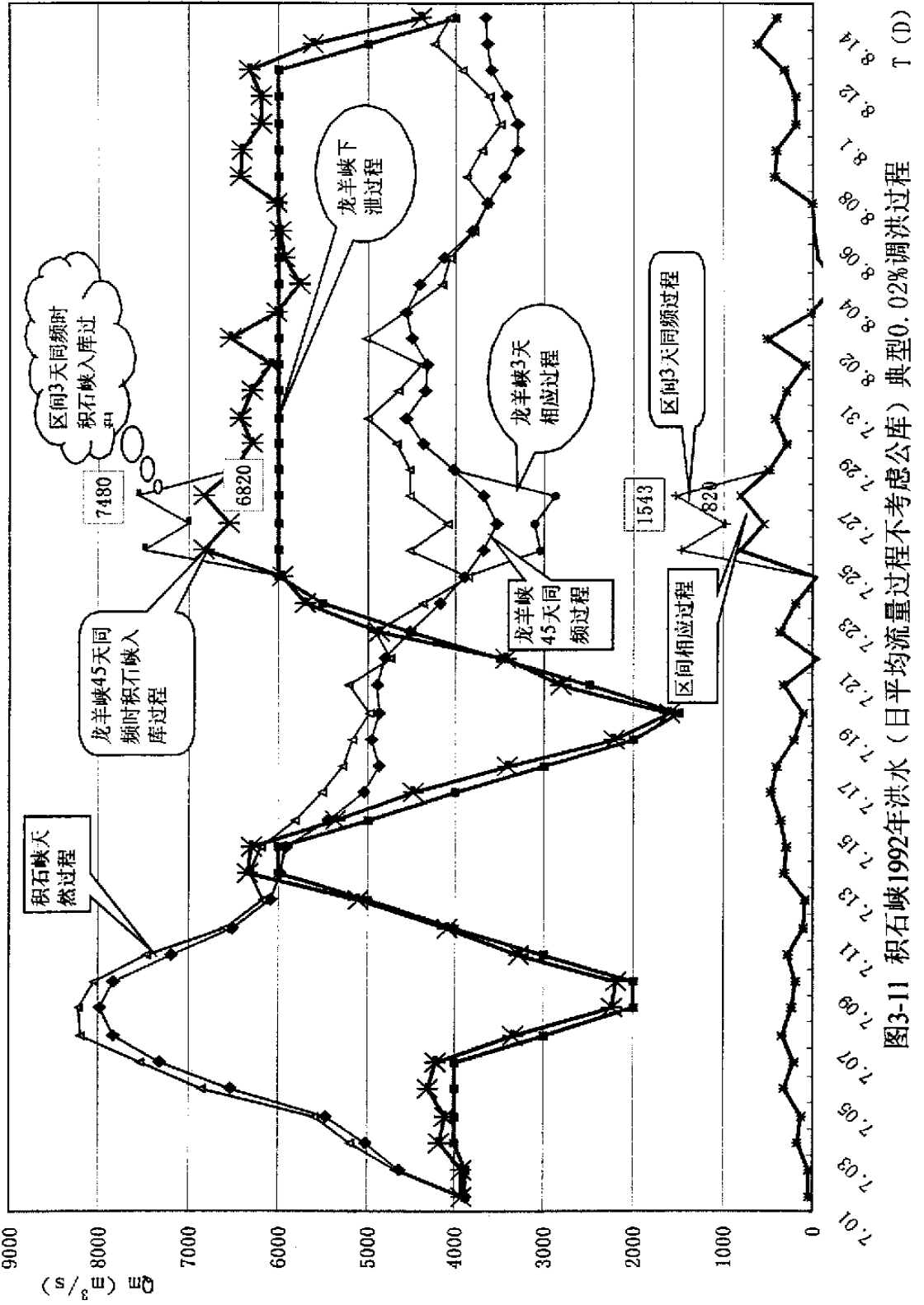


图3-11 积石峡1992年洪水(日平均流量过程不考虑公库)典型0.02%调洪过程

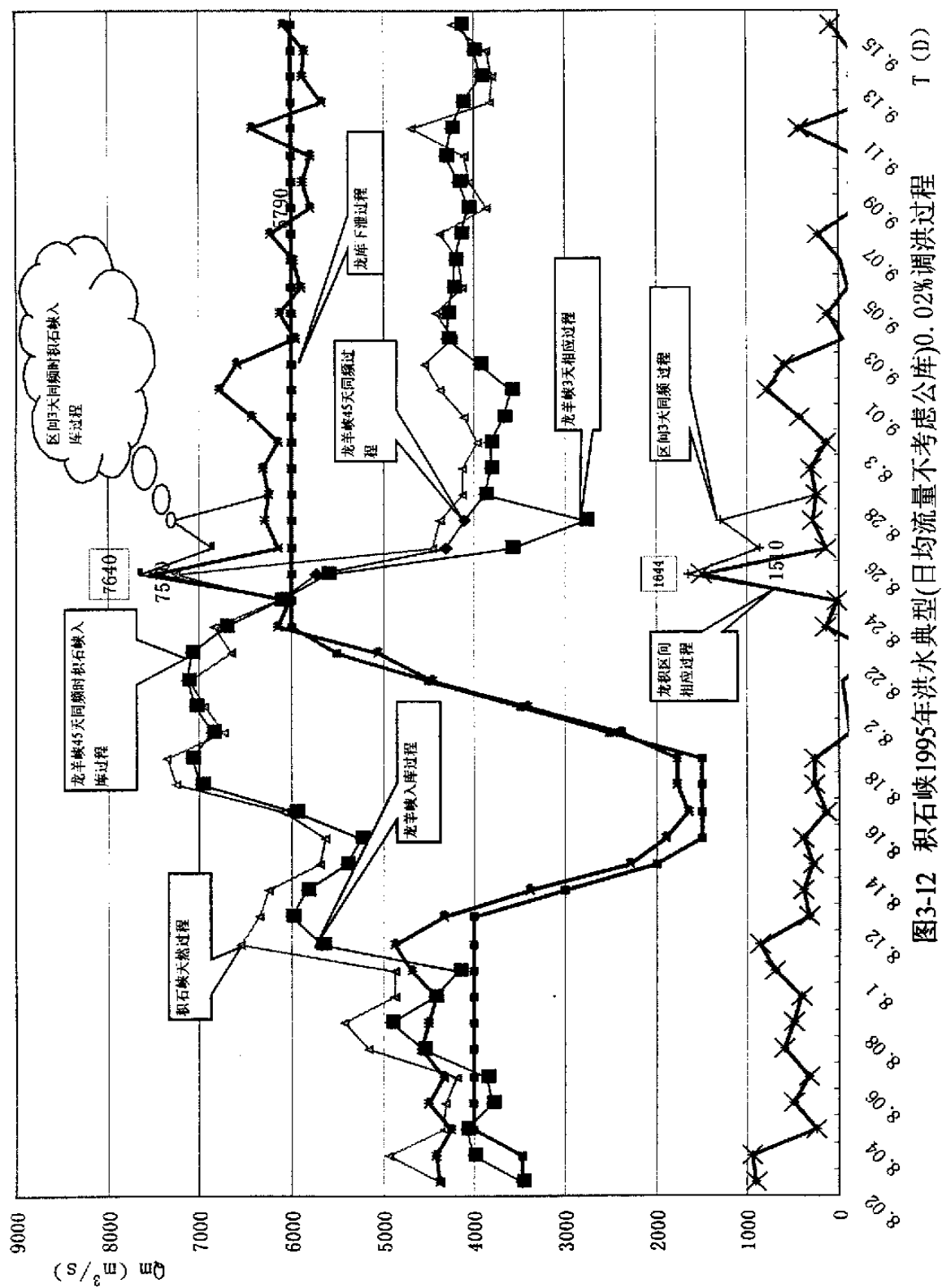


图3-12 积石峡1995年洪水典型(日均流量不考虑公库)0.02%调洪过程

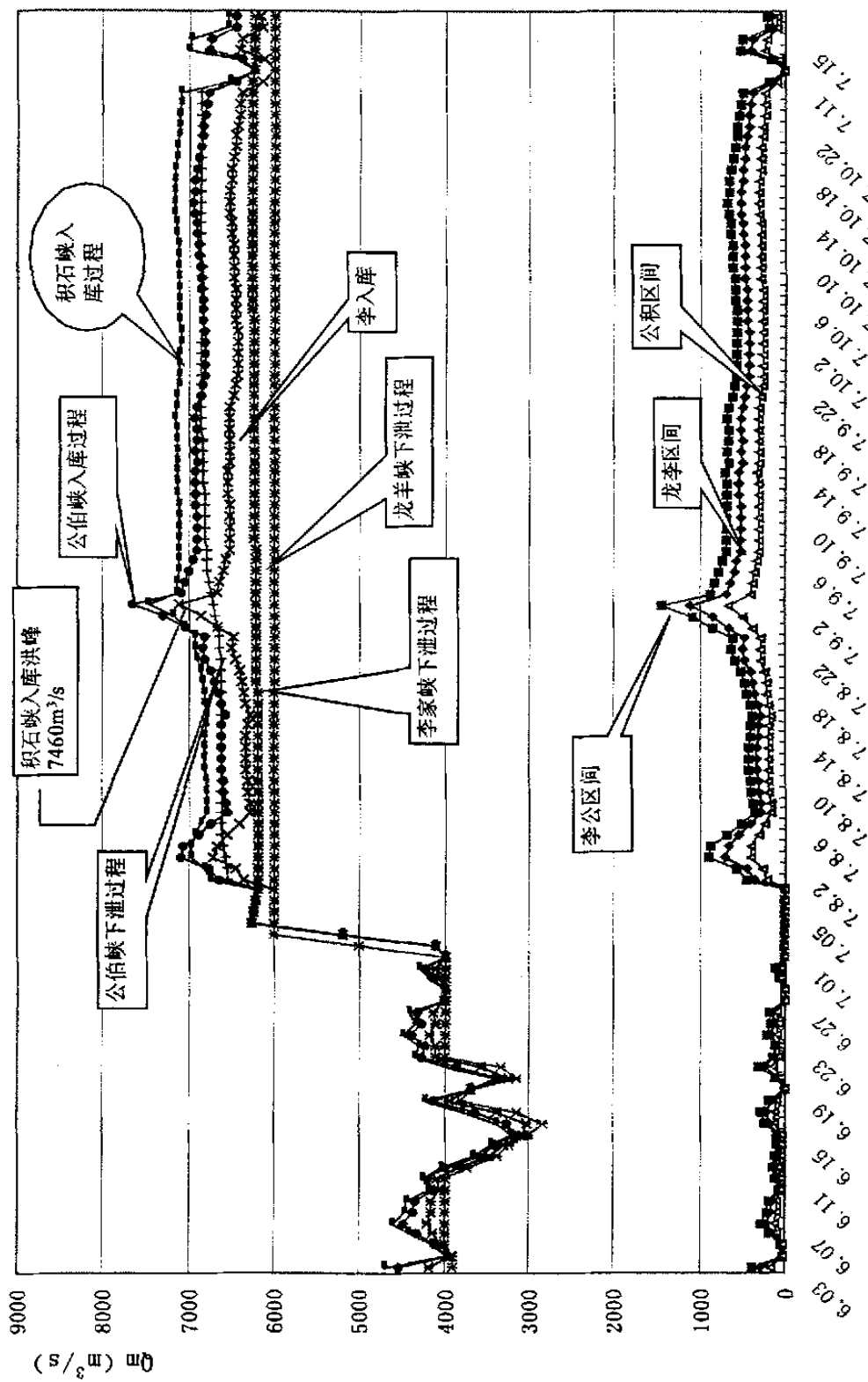


图 3-13 1959年积石峡设计洪水（7月8日1时~7月10日24时为区间3天同频逐时流量 其它为42天日平均流量）过程

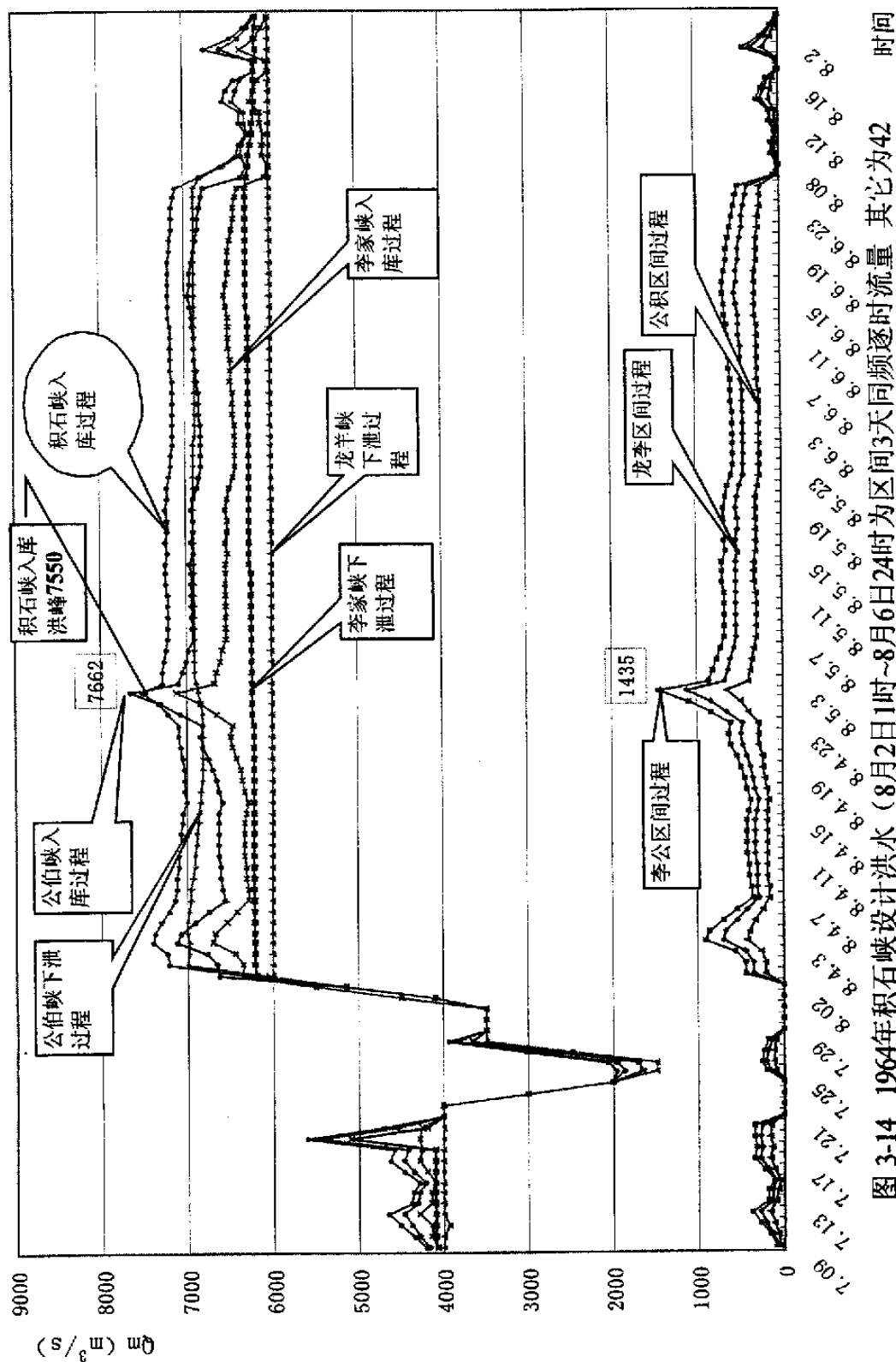


图 3-14 1964年积石峡设计洪水 (8月2日1时~8月6日24时为区间3天同频逐时流量 其它为42天日平均流量)过程

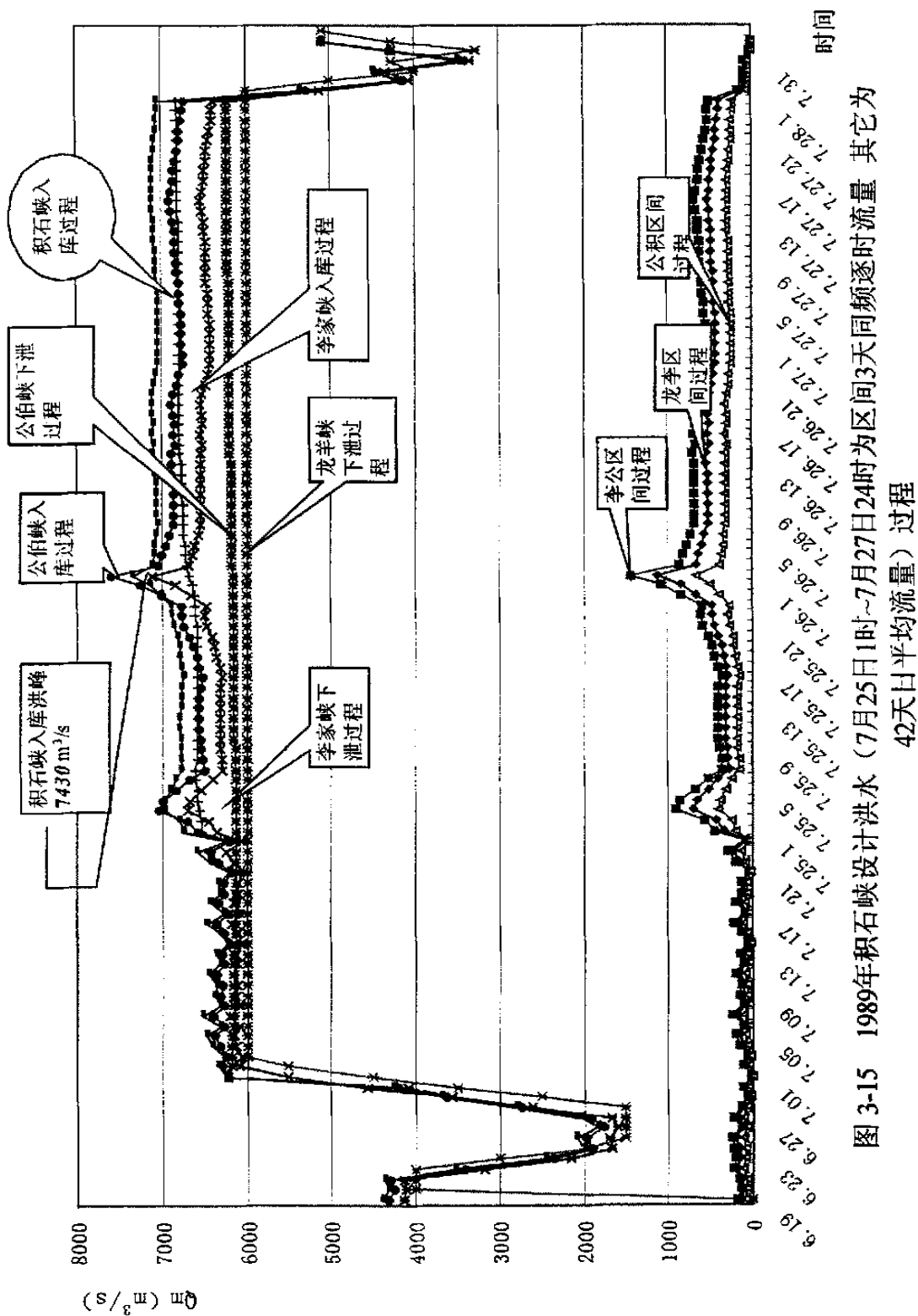
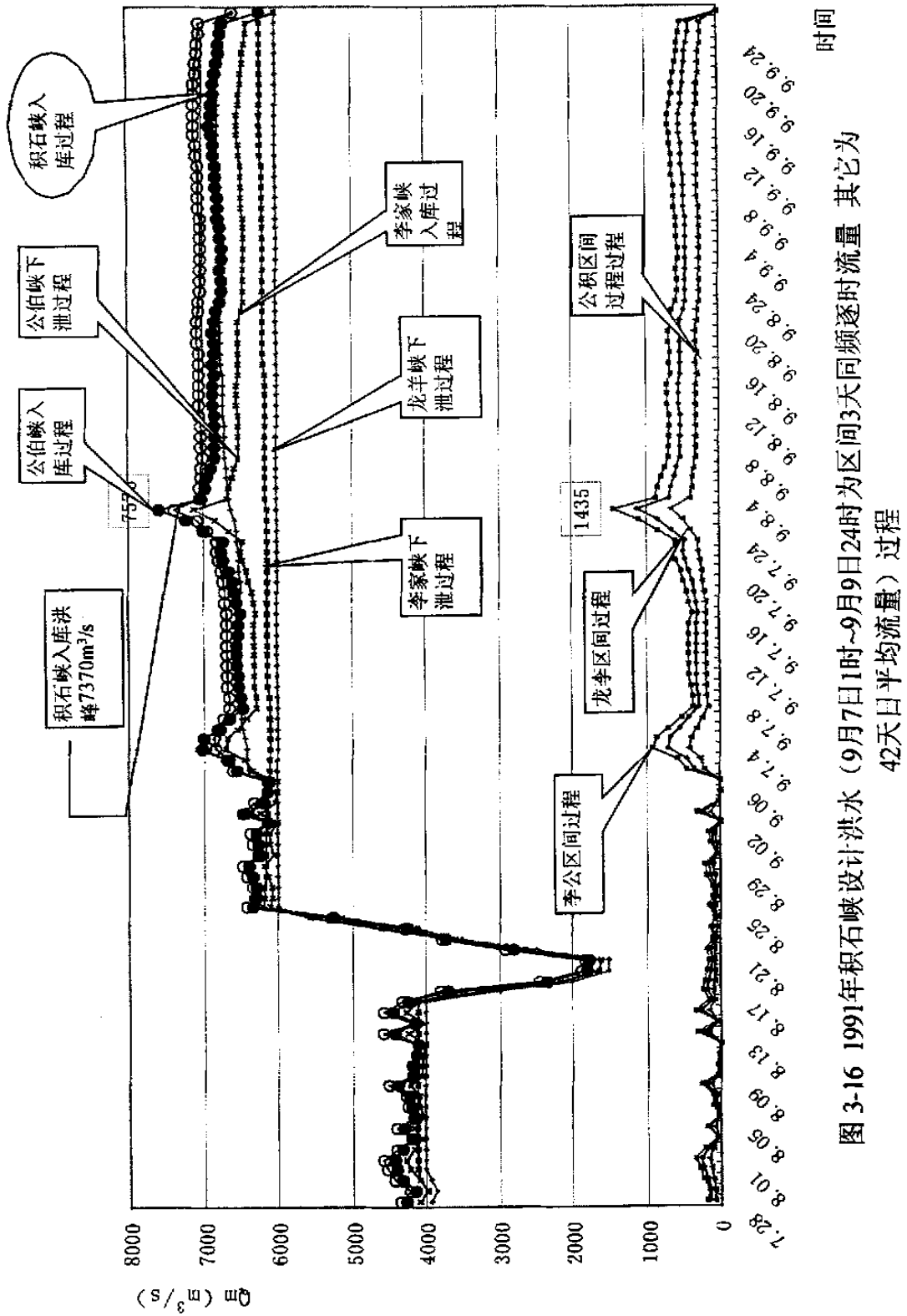


图 3-15 1989 年积石峡设计洪水 (7 月 25 日 1 时~7 月 27 日 24 时为区间 3 天同频逐时流量 其它为

42 天日平均流量) 过程



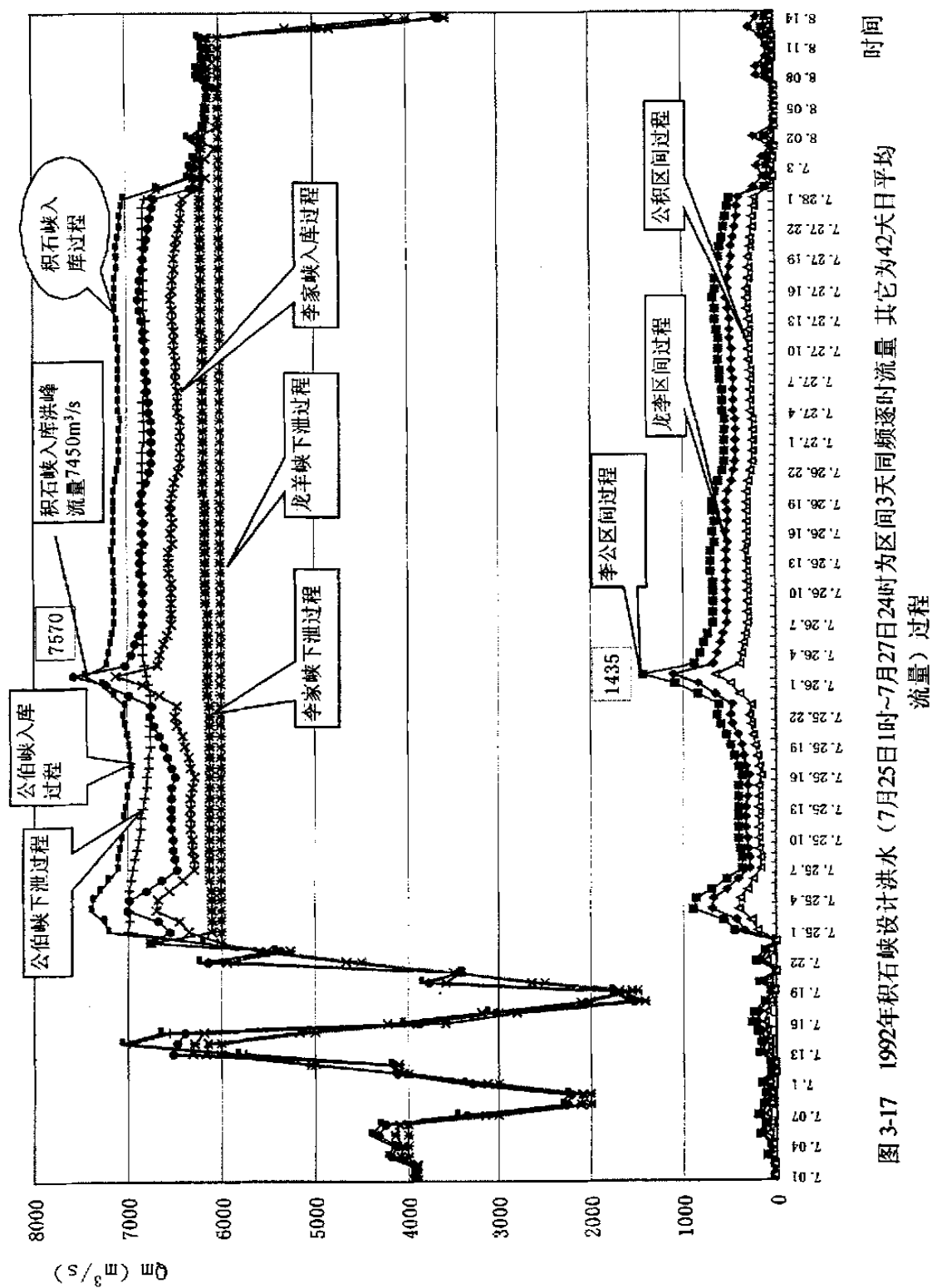


图 3-17 1992 年积石峡设计洪水 (7 月 25 日 1 时~7 月 27 日 24 时为区间 3 天同频率时流量 其它为 42 天日平均

流量) 过程



### 3.4 本章小结

本章在总结设计洪水地区组成方法的基础上, 针对设计断面上游有两个调节能力的梯级水库和设计断面位于两个联合调度的梯级水库之间的情况, 研究梯级水库设计断面的设计洪水地区组成方案, 并给出了一种简化洪水组合的方法。并结合黄河积石峡水库设计洪水的计算, 详细介绍了以上各种方法的应用, 计算得到积石峡水库受上游龙羊峡、李家峡和公伯峡水库调蓄影响后 5000 年一遇洪峰流量为  $7550\text{m}^3/\text{s}$ 。

## 4 频率组合法推求梯级水库设计洪水的理论和方法研究

谭维炎、黄守信上世纪八十年代初利用二维概率组合法估计水库下游城市的防洪风险<sup>[22]</sup>。对于具有复杂调洪规则的梯级水库，西北勘测设计院又提出频率组合法计算梯级水库设计洪水的方法，并编入 1994 年的设计洪水规范中。

### 4.1 频率组合法方法分析

#### 4.1.1 数值积分法

##### a. 数学描述

如图 4-1 所设计断面以上只有一个水库的情况,  $X$ 、 $Y$  及  $Q_A$  分别表示其上游来水、区间来水和经水库调蓄后的下泄洪水。显然, 它们均可视为随机变量, 其概率分布用  $F_X(x)$ 、 $F_Y(y)$  及  $F_{Q_A}(q_A)$  表示。 $Q_A$  由水库来水  $X$  和水库调洪函数  $g_A(\cdot)$  所确定, 即

$$Q_A = g_A(X) \quad (4-1)$$

断面 C 处的洪水  $Z$  也是一随机变量, 并且等于水库的下泄洪水  $Q_A$  与区间来水  $Y$  之和, 即

$$Z = Q_A + Y \quad (4-2)$$

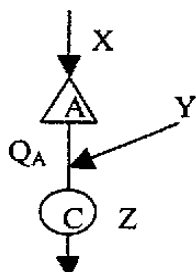


图 4-1 单库防洪系统

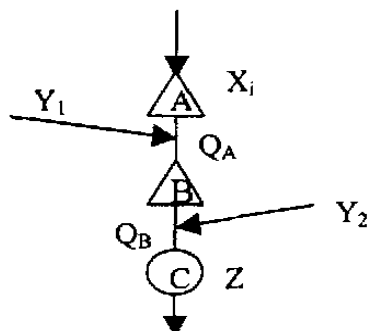


图 4-2 两个水库组成的防洪系统

$Z$  的概率分布  $F_Z(z)$  可由  $Q_A$  及  $Y$  的联合分布  $F_{Q_A, Y}(q_A, y)$  通过以下积分来确定, 即

$$\begin{aligned}
F_z(z) &= P\{Z=Q_A+Y \leq z\} \\
&= \int_{y_0}^{z-q_{A0}} \int_{q_{A0}}^{z-y} f_{Q_A,Y}(q_A,y) dq_A dy \\
&= \int_{y_0}^{z-q_{A0}} f_Y(y) f_{Q_A/Y}(z-y) dy
\end{aligned} \tag{4-3}$$

$$\begin{aligned}
F_{Q_A/Y}(q_A) &= P\{Q_A \leq q_A/Y=y\} \\
&= P\{X \in \omega_x/Y=y\}
\end{aligned} \tag{4-4}$$

式中  $q_A$ 、 $y_0$  —  $Q_A$  和  $Y$  的样本空间的下界；

$F_{Q_A/Y}(q_A)$  —  $Q_A$  对于固定  $Y$  的条件分布函数；

$\omega_x$  — 使得  $g_A(x) \leq Q_A$  成立的一切  $x$  所构成的集合。

式(4-4)可由  $X$  的概率分布及水库的调洪函数来确定。

设计断面以上有两个梯级水库的情况如图 4-2 所示, 随机变量  $X_1$ 、 $X_2$  分别表示水库 A 和 B 的入库流量,  $Q_A$ 、 $Q_B$  分别表示其下泄流量, 并由 A、B 库的调洪函数  $g_A$ 、 $g_B$  确定之,  $Y_1$ 、 $Y_2$  分别表示水库 A 至 B 区间来水和水库 B 至断面 C 区间来水, 断面 C 的洪水概率分布可写为

$$\begin{aligned}
F_Z(Z) &= \int_{y_{20}}^{z-q_{B0}} f_{Q_B,Y_2}(z-y_2) dy_2 \\
&= \int_{y_{20}}^{z-q_{B0}} f_{Y_2}(y_2) F_{Q_B/Y_2}(z-y_2) dy_2
\end{aligned} \tag{4-5}$$

式中,  $q_{B0}$ 、 $y_{20}$  — 表示  $Q_B$  和  $Y_2$  的样本空间的下界；

$f_{Q_B,Y_2}(q_B, y_2)$  —  $Q_B$  与  $Y_2$  的联合概率密度函数；

$F_{Q_B/Y_2}(q_B)$  —  $Q_B$  对于固定的  $Y_2$  的条件分布函数。

对于梯级水库系统, 水库 B 的入库流量已不是天然来水, 而是经水库 A 调节后下泄  $Q_A$  与区间洪水  $Y_1$  的组合来水  $X_2$ 。  $F_{Q_B/Y_2}(q_B)$  可根据两个水库的调洪函数  $g_A$  和  $g_B$  及联合概率分布函数  $F_{X_1 \cdot Y_1 \cdot Y_2}$  确定。根据两库运行方式的不同, 可分别推求下游设计断面的洪水概率分布<sup>[23]</sup>。

## b. 调洪函数

水库的调洪作用与水库的库容曲线、泄流能力曲线、水库的调洪规

则、泄量控制的判别方式以及进入水库的洪水过程线形状等多个因素有关,一般难以用一个函数形式表达<sup>[24]</sup>。

推求水库的调洪函数,应根据具体水库的情况,假定水库来水  $X$  出现大小不同的洪量  $W_1$ 、 $W_2$ ..., 选择一个典型洪水过程线,按洪量控制放大过程线,并经水库的调洪操作,得到对应于  $W_i$  的最大下泄流量  $q_{Ai}$ , 点绘  $W_i \sim q_{Ai}$  相关图<sup>[25]</sup>。如果水库采用自由泄流方式,相关图可根据点群中心定出一条光滑曲线,并采用一个曲线函数进行拟合,求得该曲线的函数表达式  $Q_A = g_A(X)$  <sup>[26]</sup>。如果水库有控泄要求,在洪量  $W$  的某些范围内,下泄量  $q_A$  成一水平直线,有时在某一洪量  $W$  上下,下泄量发生突变等。此时,可将洪量  $W$  进行分段,对每一段采用不同的函数表达式,将函数表达式组成函数组,作为水库的调洪函数,形式如下<sup>[27]</sup>:

$$Q_A \begin{cases} = g_{A1}(X) & (\text{当 } W \leq W_1 \text{ 时}) \\ = Q_0 & (\text{当 } W_1 < W \leq W_2 \text{ 时}) \\ = g_{A2}(X) & (\text{当 } W > W_2 \text{ 时}) \end{cases} \quad (4-6)$$

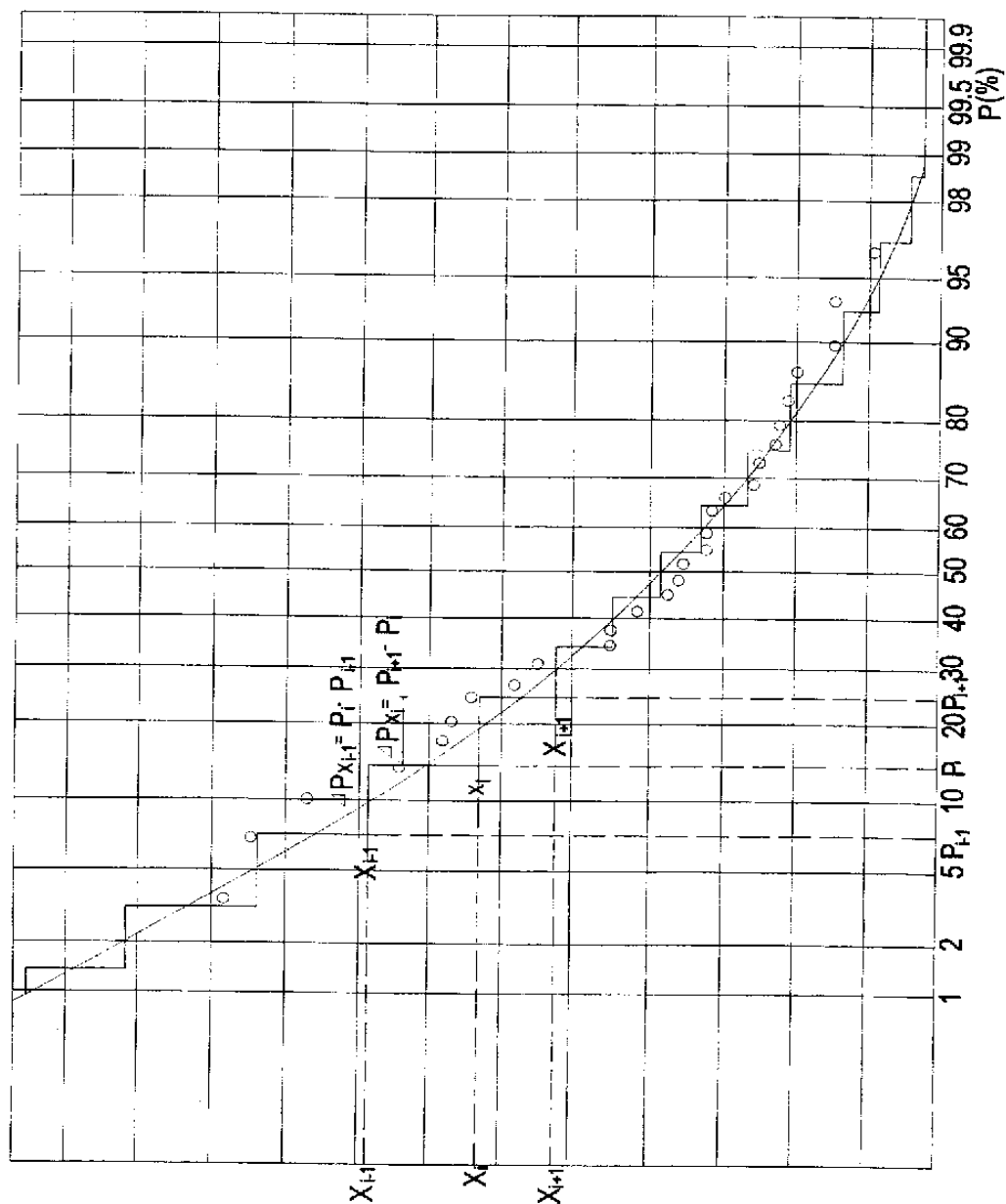
#### 4.1.2 离散求和法

该法是将各分区的时段洪量作为组合变量,以各分区洪量的频率曲线为基础,将连续的洪量频率曲线离散化,概化成有限个“状态”,并考虑所有的组合。对每一种状态,选择典型过程线,按洪量缩放各分区洪水过程线,经调洪演算得到该状态组合下设计断面受上游水库调洪影响后的洪水过程线以及该状态组合的相应概率,从而可直接推求设计断面的洪水洪峰流量及各时段洪量的频率曲线<sup>[28]</sup>。

该法直观,计算简单,不必对水库的调洪规则作简化,适用于各种条件,特别是水库调洪规则比较复杂及梯级水库采用联合防洪调度的情况。

##### (1) 计算方法

如图 4-1 所示设计断面以上有单一水库的情况,,当  $X$  与  $Y$  相互独立时,将  $X$  与  $Y$  的频率曲线离散化,即概化成阶梯状,如图 4-3 所示,离散后  $X$



与  $Y$  都只能取有限个状态值。设  $X$  取  $n_x$  个状态,  $Y$  取  $n_y$  状态, 则  $Z$  的状态  $n_z$  为

$$n_z = n_x \times n_y \quad (4-7)$$

$X$ 、 $Y$  的每一状态都对应一概率区间, 设  $X$  取  $X_i$  状态的概率区间为  $\Delta P_{x, i}$ ,  $Y$  取  $Y_j$  状态  $j$  的概率区间为  $\Delta P_{y, j}$ , ( $i=1, 2, \dots, n_x$ ;  $j=1, 2, \dots, n_y$ ),  $Z$  的相应状态对应的概率区间为  $\Delta P_{z, ij}$ , 则

$$\begin{aligned} P(Z=Z_{ij}) &= \Delta P_{z, ij} \\ &= P(X=X_i) P(Y=Y_j) \\ &= \Delta P_{x, i} \Delta P_{y, j} \end{aligned} \quad (4-8)$$

式中

$$Z_{ij} = X_i + Y_j$$

$$\sum_{i=1}^{n_x} P_{x, i} = \sum_{j=1}^{n_y} P_{y, j} = \sum_{i=1}^{n_x} \sum_{j=1}^{n_y} P_{z, ij} = 1 \quad (4-9)$$

于是有

$$P(Z \geq Z_c) = \sum_{X_i + Y_j \geq Z_c} P_{x, i} P_{y, j} \quad (4-10)$$

计算时, 选择一个典型洪水过程, 对  $Z$  的每一个取值状态  $Z_{ij}$ , 都按  $X_i$  或  $Y_j$  控制缩放  $A$  断面和区间的洪水过程, 将  $A$  断面洪水过程经调洪后得到下泄流量过程线, 再与区间过程线组合后就得到  $C$  断面的过程线, 从中统计出  $C$  断面受  $A$  库调洪后最大流量  $Q_c$  的一个数值  $q_{c, ij}$ , 显然  $q_{c, ij}$  的出现概率等于  $Z_{ij}$  的出现概率, 即

$$P(Q_c = q_{c, ij}) = P(Z = Z_{ij}) = \Delta P_{x, i} \Delta P_{y, j} \quad (4-11)$$

如果求经  $A$  库调洪后,  $C$  断面最大流量等于或大于某一指定流量  $q_s$  的概率, 即

$$P(Q_c \geq q_{c, ij}) = P(q_{c, ij} \geq q_s) = \sum \sum \Delta P_{x, i} \Delta P_{y, j} \quad (4-12)$$

由式(4-23)就可求得  $C$  断面受  $A$  库影响后年最大流量  $Q_c$  的频率曲线<sup>[29]</sup>。

当  $X$  与  $Y$  不独立时, 一般应进行独立性处理, 以新变量代换  $X$  或  $Y$  中的一个。在实际应用中, 一般对均值较小的组合变量作变量代换, 效果较好。

经独立性处理后,新变量  $\xi$  与  $X$  (或  $Y$ ) 相互独立,就可按独立随机变量一样进行频率组合计算<sup>[30]</sup>。

对于设计断面以上有两个或两个以上的梯级水库时,只是组合变量的个数增加,基本方法与单库是一样的。可采取自上游而下游两个变量组合后再与第三个变量组合,依此类推。只是每增加一个水库,其全部的组合状态将成方次增加。例如有  $k$  个水库,每一个组合变量离散后的状态取  $n$  个,则全部组合状态有  $n^{k+1}$  个<sup>[31]</sup>。

## (2) 典型洪水过程的选择

采用离散求和法时,对每一个组合状态,均应选择典型洪水过程线缩放该状态下各分区的洪水过程线。

选择典型过程线时,应主要着眼于最下一个区间洪水过程线的特征。因为最下一个水库以上各部分的洪水,至少经过一个水库的调蓄,当水库采用固定泄流方式时,水库断面以上部分洪水过程线的形状对水库最大下泄流量影响较小。选择时还应与需要计算的防洪断面最大流量频率曲线的用途结合起来考虑。当推求的频率曲线是为了作防洪效益分析,主要针对中小洪水时,则选择的典型过程线中有平均情况的就可以了<sup>[32]</sup>。如果是为了用于确定水库的防洪设计指标,则应选择最下一个区间洪水过程线尖瘦且易于与水库下泄最大流量遭遇的洪水过程线作为典型洪水过程线。如果所研究的地区有较长的洪水资料,且各种不同的地区组成的洪水在过程线形状上有明显差异,也可以对不同的地区组成的洪水加以分类,在进行状态组合时,对不同的状态,分别选用不同的洪水过程线作为典型洪水过程<sup>[33]</sup>。

## 4.1.3 分析评价

频率组合法是以设计断面以上各分区的洪量作为组合变量,通过频率组合计算和上游水库的调洪计算,直接推求下游设计断面受上游水库调蓄

影响后的洪水频率曲线和设计值。本法对于设计断面以上各分区洪水频率计算成果较为可靠、洪水峰量关系较好、水库调洪作用显著的情况尤为适用。频率组合法按其处理方法的不同,分为数值积分和离散求和两种方法。数值积分法概念清楚,但实际计算难度较大。离散求和法计算相对简单方便,设计人员实际使用较多<sup>[34]</sup>。

## 4.2 实例

用离散概率组合法计算黄河上游受 A 水库调蓄影响的 B 水库设计洪水。A 水库的设计代表站为贵德水文站, B 水库的设计代表站为循化水文站, A~B 区间设计洪水可由贵~循区间设计洪水按面积比折算<sup>[35]</sup>。

黄河干流一次洪水过程为 40~45 天,对调洪影响较大的时段洪量为 15 天洪量。以循化断面年最大 15 天洪量  $Z$  为准,考虑汇流时间,对相应的贵德、贵~循区间进行选择。设  $X$  为贵德站设计洪水,  $Y$  为贵~循区间设计洪水,  $Z$  为循化设计洪水,由实测资料的相应统计参数见表 4-1。

表 4-1 各站和区间洪水统计参数表

参数	15 天洪量 (亿 $m^3$ )		洪峰流量( $m^3/s$ )	
	X	Y	X	Y
均值	26.2	1.90	2470	400
Cv	0.34	0.52	0.36	0.76
Cs/Cv	4	3.5	4	3
r	0.2179		0.2798	

### (1) X 与 Y 的独立性检验

计算  $X$  与  $Y$  的 15 天洪量的相关系数  $r=0.2279$ ,按(4-24)式计算得  $t=1.498$ ,取  $\alpha=0.1$ ,由  $t$ -分布表中查得  $t_{\alpha}=1.301$ ,由于  $|t|>t_{\alpha}$ ,则认为  $X$  与  $Y$  是不独立的。

### (2) 独立性处理

由于  $Y$  的均值比  $X$  小得多,对  $Y$  作变量代换



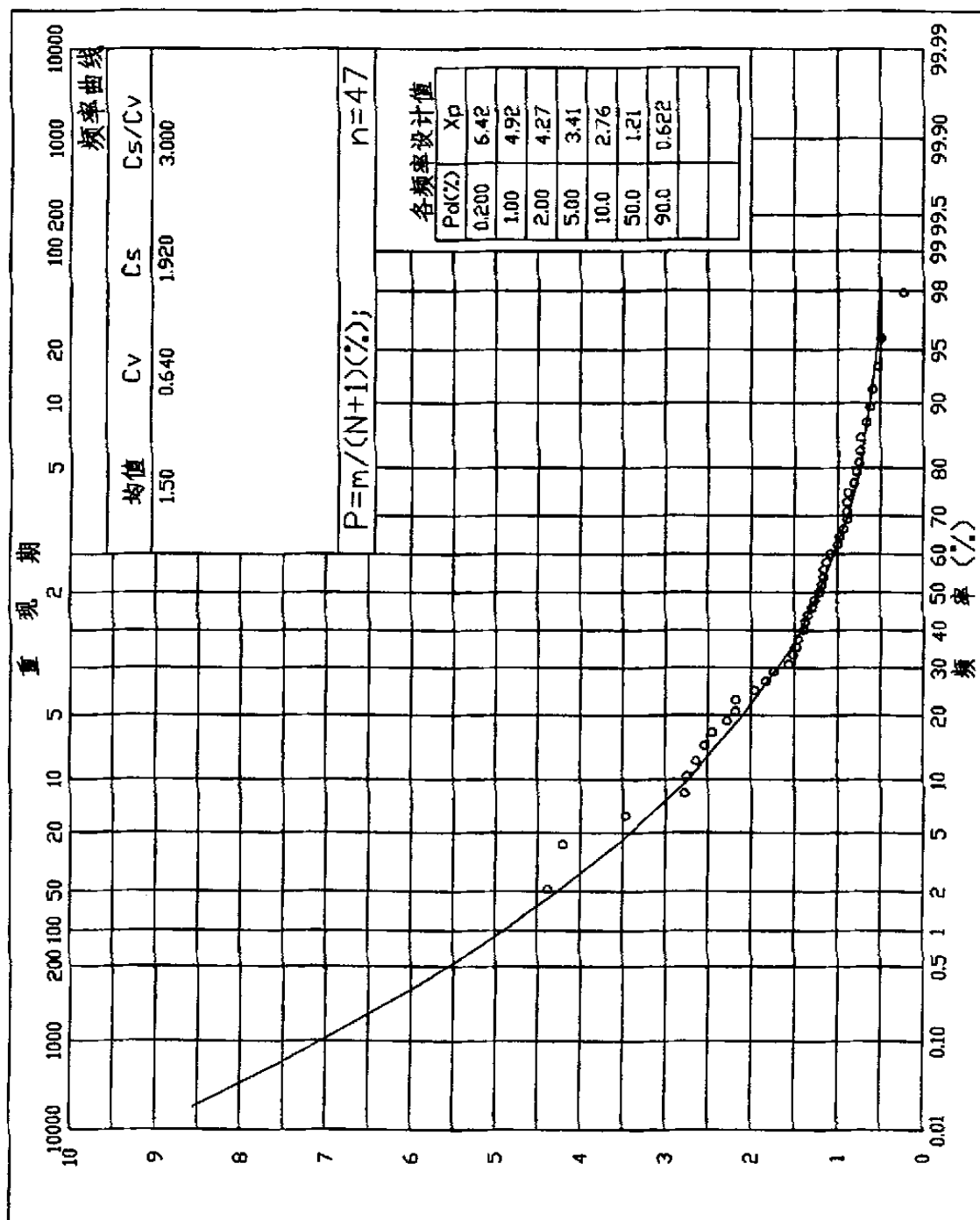


图 4-4 E 最大 15 洪量频率曲线

$$E=Y-K_1X \quad (4-13)$$

根据 1954~2000 年共 47 年实测 15 天洪量样本, 计算得  $k_1=0.002421$ 。由 Y 及 X 系列求得 E 的系列。采用 P-III 型曲线用适线法确定 E 的统计参数为  $E=1.5$  亿  $m^3$ ,  $C_v=0.64$ ,  $C_s/C_v=3$ 。E 的频率曲线见图 4-4。

(3) 用离散求和法计算 B 入库洪水频率曲线

$$\text{则 } Z=1.002421X+E \quad (4-32)$$

将组合变量 X、E 离散成 24 种状态, 设变量 X 第 i 种状态的取值为  $X_i$ , E 第 j 种状态的取值为  $e_j$ , 相应的概率区间为  $\Delta P_{x,i}$ ,  $\Delta P_{e,j}$

$$\text{则 } Z_{ij}=1.002421X_i+e_j \quad (4-33)$$

选用 1964 年洪水过程线为典型, 按  $X_i$ ,  $e_j$  为控制, 缩放贵德、贵~循区间的逐日洪水过程线, 得到缩放后的洪水过程线  $Q_{x,i}(T)$ ,  $Q_{e,j}(T)$  ( $t=1, 2, \dots$ ), 将  $Q_{x,i}(T)$  输入 A 洪程序, 可计算出 A 下泄流量过程  $q_{x,i}(T)$ , 则 B 入库流量为:

$$Q_{z,ij}=q_{x,i}(T)+Q_{e,j}(T)$$

该流量的相应发生概率为:

$$\Delta P_{z,ij}=\Delta P_{x,i}*\Delta P_{e,j}$$

对 X、E 的全部取值状态作组合计算, 可得  $24^2=576$  个  $Q_{z,ij}$  及  $\Delta P_{z,ij}$ , 由此算出  $Q_z$  的频率, 得出受 A 水库调蓄影响的 B 水库 5000 年一遇洪峰流量为  $6880m^3/s$ 。

### 4.3 本章小结

研究离散概率组合法计算梯级水库设计洪水的方法, 并以黄河上游某梯级水库设计洪水计算为例, 分析该方法在应用上的适用性。

## 5 JC 法推求梯级水库设计洪水的理论研究

### 5.1 概率极限状态概念的引入

概率极限状态设计是以统计数学为基本工具的结构可靠性设计理论<sup>[41]</sup>。结构设计实际上也属于非定值的问题，它存在着不定性，这些不定性是来设计参数的随机性质，以及所选用的计算模型与工程实际的符合程度<sup>[42]</sup>。在结构设计中首先要对结构明确它的功能要求，规定“可靠”与“失效”之间的界限，当结构处于这个界限时，就认为它处于一个特定的极限状态<sup>[43]</sup>。

我们定义  $Z$  为功能，它可用函数形式表达，即

$$Z=g(X_1, X_2, \dots, X_n) \quad (5-1)$$

式中， $X_i$  是描述功能所必须的自变量。当  $Z$  取正值时，结构为可靠；取负值时，结构为失效；而当

$$Z=g(X_1, X_2, \dots, X_n)=0 \quad (5-2)$$

表示结构处于极限状态。函数  $g(\cdot)$  称为功能函数，也可称为极限状态函数<sup>[44]</sup>。

早在上世纪 30 年代，人们从结构极限状态的研究中提出了可靠性设计的概念开始，分别于上世纪 30 年代和 50 年代后期在钢筋混凝土结构计算中采用了破损阶段设计法及允许应力法，它们都是运用单一的经验性系数来考虑材料的安全性<sup>[45]</sup>。上世纪 50 年代以后，原苏联在各类结构设计规范中开始采用了分项系数的极限状态设计方法<sup>[46]</sup>。进入上世纪 60 年代以后，人们逐步认识到应力的变化具有一定的分布形式，开始将概率理论引入结构安全度的分析中，直到 1966 年美国 Ang, H. S、Amin, M、Cornell, C. A 首次提出了比较系统的近似实用方法——一次二阶矩法，才使可靠度理论真正进入了实用阶段<sup>[47]</sup>，后原西德人 Rackwitz, R. 提出了改进的验算点法即 JC 法后，使考虑变量分布类型的结构极限状态计算进入了一个新的阶段<sup>[48]</sup>。

这一方法被 1970 年成立的欧洲混凝土协会等 6 个国际组织组成的结构安全度联合委员会（简称 JCSS）所采用，所以这种结构可靠度设计的改进的验算点法简称 JC 法<sup>[49]</sup>。

用概率来度量结构可靠性时，事件（ $Z \geq 0$ ）的概率愈大，就表明愈可靠<sup>[50]</sup>。我们可以下定义：结构在规定的期限内，在规定的条件下，完成预定功能（ $Z \geq 0$ ）的概率  $P_s$  为结构的可靠度，即

$$p_s = P(Z \geq 0) \quad (5-3)$$

事件（ $Z \geq 0$ ）和事件（ $Z < 0$ ）是一对不相容的完备事件，即其和为必然事件  $U$ ，因此，同样也可通过（ $Z < 0$ ）的失效概率  $p_r$  来度量，即

$$p_r = P(Z < 0) = 1 - P(Z \geq 0) = 1 - p_s \quad (5-4)$$

这样，对不同结构就可用一个统一的度量标准来衡量其可靠程度<sup>[51]</sup>。

在实际结构应用中经常将所有基本变量分为两类：一类与结构的抗力  $R$  有关，主要是材料性能及有关的截面几何尺寸；另一类与结构的荷载效应  $S$  有关，主要是各项作用和荷载以及有关的结构几何尺寸<sup>[52]</sup>。一般都可以用比较简单的形式来表达结构的功能函数：

$$Z = R - S \quad (5-5)$$

假定各随机变量都为正态分布，则失效概率为：

$$\begin{aligned} R &= P\{Z < 0\} \\ &= \int_{-\infty}^0 \phi \left( \frac{z - \mu}{\sigma_z} \right) dz \\ &= \Phi(-\mu / \sigma_z) \\ &= \Phi(-\beta) \end{aligned} \quad (5-6)$$

式中， $\beta = \mu / \sigma_z$  称为可靠度指标， $\beta$  越大，结构越可靠； $\mu$ 、 $\sigma$  为  $Z$  的均值和方差； $\phi(\cdot)$ 、 $\Phi(\cdot)$  分别为标准正态分布的密度函数和分布函数。

在推求下游水库的设计洪水时，我们假设下游水库入库洪水用  $Q$  表示，区间洪水为  $Y$ ，上游水库入库洪水为  $X$ ，则

$$Q = X + Y \quad (5-7)$$

设功能函数为:

$$Z=Q-(X+Y) \quad (5-8)$$

极限状态方程为:

$$Z=0 \quad (5-9)$$

如果下游水库入库洪水  $Q$  给定一个确定的数值  $Q_i$  ( $i=1, 2, \dots, n$ ), 那么失效概率  $P_f$  即为上游水库下泄流量与区间洪水各种频率组合后大于  $Q_i$  的概率  $P_{fi}$ 。而水文的频率概念即为超过某数值的概率区间, 即下游水库入库洪水频率为  $P_{fi}$  对应的设计洪水为  $Z_i$ 。

## 5.2 JC 法推求梯级水库设计洪水的理论研究

那么怎样来推求式 (5-6) 中的  $\beta$ ?

我们这里引入 JC 法, JC 法主要解决两种或两种以上非正态分布的随机变量组合时的分布问题。

对于  $\beta$  的推求, JC 法用  $U_i=(X_i-\mu X_i)/\sigma_{x_i}$  将  $X$  空间变换到  $U$  空间, 则可得:

$$Z=z_1(U_1, U_2 \dots U_n) \quad (5-10)$$

并称下式为极限状态方程:

$$Z=0 \quad (5-11)$$

实际上在空间中它是一个非线性超曲面。 $\beta$  即为  $U$  空间从原点  $M(0_1, 0_2 \dots 0_n)$  到极限状态超曲面  $Z=0$  的最短距离。而 (5) 式所对应的积分域即为功能函数  $Z<0$  所包围的空间, 只要求出  $\beta$  即可解出失效风险  $P\{R<S\}$  [53]。

设  $Z=0$  上离原点最近的一点为  $P^*(U_1^*, U_2^*, U_n^*)$ , 将其称为设计验算点, 通过  $P^*$  点的超曲面的切平面方程为:

$$Z' = g(u_1^*, u_2^*, \dots, u_n^*) + \sum_{i=1}^n \frac{\partial z_1}{\partial U_i} \Big|_{u_i^*} (U_i - u_i^*) \quad (5-12)$$

由于  $P^*$  是  $Z=z_1(\cdot)=0$  上的一点, 因此

$$z_1(u_1^*, u_2^*, \dots, u_n^*)=0 \quad (5-13)$$

则得超切平面的方程式为:

$$Z' = \sum_{i=1}^n \frac{\partial z_1}{\partial U_i} \Big|_{u_i^*} (U_i - u_i^*) \quad (5-14)$$

而从原点 M 到该切平面的距离也就是可靠指标  $\beta$ 。

$$\beta = \frac{-\sum_{i=1}^n \frac{\partial z_1}{\partial U_i} \Big|_{u_i^*} (u_i^*)}{\sqrt{\sum_{i=1}^n \left( \frac{\partial z_1}{\partial U_i} \Big|_{u_i^*} \right)^2}} \quad (5-15)$$

$$\text{令 } \alpha_i = \frac{-\frac{\partial z_1}{\partial U_i} \Big|_{u_i^*}}{\sqrt{\sum_{i=1}^n \left( \frac{\partial z_1}{\partial U_i} \Big|_{u_i^*} \right)^2}} \quad (5-16)$$

$$\text{则 } \beta = \sum_{i=1}^n \alpha_i u_i^* \quad (5-17)$$

$$\text{且 } \sum_{i=1}^n \alpha_i^2 = 1 \quad (5-18)$$

因此,  $\alpha_i$  为直线  $MP^*$  的方向余弦, 从而可得

$$u_i^* = \alpha_i \beta \quad (5-19)$$

这样从  $U$  空间再变回  $X$  空间:

$$X_i^* = \mu_{X_i} + \alpha_i \beta \sigma_{X_i} \quad (5-20)$$

$$\text{因为 } \frac{\partial z_1}{\partial U_i} \Big|_{u_i^*} = \frac{\partial z_1}{\partial X_i} \Big|_{x_i^*} \sigma_{X_i} \quad (5-21)$$

则

$$\alpha_i = \frac{-\frac{\partial z_1}{\partial X_i} \Big|_{x_i^*} \sigma_{X_i}}{\sqrt{\sum_{i=1}^n \left( \frac{\partial z_1}{\partial X_i} \Big|_{x_i^*} \sigma_{X_i} \right)^2}} \quad (5-22)$$

$$\text{且 } z(X_1^*, X_2^*, \dots, X_n^*) = 0 \quad (5-23)$$

至此, 即可通过式 (5-20)、(5-22) 和 (5-23), 并根据迭代方法求出可靠度指标  $\beta$ , 进而就可求出失效风险  $P(Z < 0)$ 。

实际上, 大部分随机变量为非正态分布<sup>[54]</sup>。在用 JC 法计算  $\beta$  时, 首先要用 Rackwitz-Fiessler 算法, 将非正态分布的随机变量在验算点处根据分布函数等价的条件变换为当量正态分布变量  $X_i'$ 。并根据以下两式计算其均值及标准差:

$$\mu_{X_i'} = X_i^* - \Phi[F_{X_i}(X_i^*)] \sigma_{X_i} \quad (5-24)$$

$$\sigma_{X_i'} = \phi\{\Phi^{-1}(\cdot)\} [F_{X_i}(X_i^*)] / f_{X_i}(X_i^*) \quad (5-25)$$

式中  $\Phi^{-1}(\cdot)$  为标准正态分布函数逆函数。

这样即可采用以上各式求出非正态随机变量 R、S 构成的非线性状态方程的情况下的风险值<sup>[55]</sup>。

而针对梯级水库要求解的失效概率  $P_f$ , 上游水库下泄流量与区间洪水两随机变量的分布及参数的确定是首先必须解决的重要问题。

我国设计洪水规范规定, 对年最大洪峰流量及某时段最大洪量均采用 P-III 型分布<sup>[56]</sup>。其密度函数如下:

$$f(x) = \frac{\beta^\gamma}{\Gamma(\gamma)} (x - \alpha)^{\gamma-1} e^{-\beta(x-\alpha)} \quad (5-26)$$

式中, 参数  $\alpha$ 、 $\beta$ 、 $\gamma$  与随机变量的统计参数均值  $E_x$ 、变差系数  $C_v$  和偏态系数  $C_s$  的关系为:

$$\begin{cases} \alpha = E_x \cdot (1 - 2C_v/C_s) \\ \beta = 2/(E_v \cdot C_v \cdot C_s) \\ \gamma = 4/C_s^2 \end{cases} \quad (5-27)$$

由于水库的调洪作用, 经水库调洪以后最大下泄流量的分布。分两种情况:

(1) 当水库无调洪能力时, 水库来多少泄多少, 最大下泄流量即为最大入库流量, 所以下泄流量的分布即为水库上游来水的分布, 在单一水库

情况下,即为天然洪水的 P-III型分布<sup>[57]</sup>。

(2) 当水库有调洪能力时,水库的最大下泄流量不仅与上游洪水的洪峰有关,而且还与洪量及调洪原则有关。根据宋德敦、王锐琛等人的研究成果,对于单一水库组成的防洪系统,设  $X$ 、 $Q_m$  分别表示其上游来水及水库下泄流量,显然它们均为随机变量,其概率分布分别用  $F_x(x)$  和  $F_{Q_m}(q_m)$  表示<sup>[58]</sup>。水库的下泄流量由水库上游来水及水库调度函数  $g(\cdot)$  来确定,即:

$$q_m = g(x) \quad (5-28)$$

水库来水的分布用实测资料来率定,水库下泄流量的分布函数可用下式来表示:

$$\begin{aligned} F_{Q_m}(q_m) &= P\{Q_m \leq q_m\} \\ &= \int_{q_0}^{q_m} f_{Q_m}(q_m) dq_m \end{aligned} \quad (5-29)$$

进而可写成:

$$F_{Q_m}(q_m) = P\{Q_m \leq q_m\} = P\{X \in \omega_x\} \quad (5-30)$$

式中:  $q_0$  — 下泄流量的下界;

$\omega_x$  — 使得  $g(x) \leq q_m$  成立的一切  $X$  所构成的集合。

若  $q_m = g(x)$  为单调非降函数,且存在唯一反函数  $x = g^{-1}(q_m)$ ,则上式可以写成:

$$F_{Q_m}(q_m) = P\{X \leq g^{-1}(q_m)\} = F_x(g^{-1}(q_m)) \quad (5-31)$$

此式即为我们所求的水库最大下泄流量的分布函数。对其求导,即可求出其密度函数。

由于水库实际担负多项防洪任务,有多级控制调度,所以调度函数在其定义域内可能不存在唯一反函数,但我们总可以将调度函数作分段处理,使其在每个级域内都满足单调条件,然后把  $F_{Q_m}(q_m)$  分段求参确定,就可达到使  $F_x(g^{-1}(q_m))$  有定义的目的<sup>[60]</sup>。



### 5.3 本章小结

本节引入概率极限状态概念，并尝试用 JC 法解决梯级水库设计洪水的问题，提供了一种梯级水库设计洪水计算的新思路，作了一次有益的尝试，但理论还不够完善，需继续进行深入的研究。

## 6 梯级水库下游工程施工设计洪水优化设计的理论与方法研究

一般梯级水电开发时，往往在上游建设一个库容较大，调蓄能力较强的龙头水库，这些龙头水库不仅会增加梯级下游水电站的发电、防洪等综合利用效益，而且也为下游在建工程施工导流创造了极为有利的条件<sup>[61]</sup>。

考虑发挥梯级水库对洪水的联合调节作用，尤其是龙头大库的调节作用，本章研究了减小梯级水库下游工程施工导流流量的优化设计方法。

### 6.1 梯级开发中在建工程施工导流流量优化设计的思路和方法

当河流梯级开发上游已建水库的库容较大，调蓄能力较强时，在设计下游工程时，往往会提出利用上游已建水库来削减下游在建工程的施工导流流量的问题。特别在下游工程设计中遇到因导流规模过大将带来许多技术难题或严重影响工期时，更需要通过上游水库或梯级水库的调节减小汛期施工导流流量<sup>[62]</sup>。

设某河流梯级开发中规划了  $n$  个水库电站，其中已建水库电站有  $m$  个，现有第  $P$  个水库在建，如图 6-1 所示， $Q_1$  为梯级第 1 个水库的入库洪水流量， $q_n$  为梯级最后一个水库的下泄流量， $Q_R$  为梯级各区间洪水。

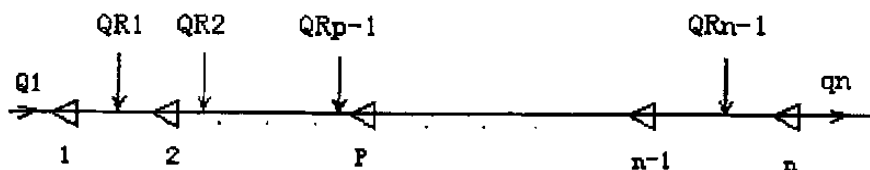


图6-1 某河流梯级开发简图

为减小在建第  $P$  个工程的施工导流流量，要求上游水库在发生与施工导流标准相应的洪水时，控制下泄流量以减小在建工程的导流流量。对该问题的研究思路是：一般应根据施工要求和上游水库的调蓄能力，

先拟定上游水库几个下泄流量方案,通过方案计算比较来选定合理的方案,由此确定在建工程的施工导流流量和梯级水库在施工导流期间的运行调度方式<sup>[63]</sup>。

由于上游水库是已建水库,坝高和总库容都已确定,因此只能有两种途径来满足下游在建工程的防洪要求。一种途径是降低上游水库的防洪标准;另一种途径是改变上游水库的运行方式,降低汛期限制水位,将一部分兴利库容转化为防洪库容。具体研究步骤如下:

(1)降低上游水库防洪标准的计算。首先拟定在建工程降低导流流量的几种方案,确定上游水库在不同方案中在指定洪水标准范围内应控泄的流量,然后,对各种频率标准的洪水过程线,按水库增加一级控泄的调洪规划进行调洪计算,求出各种频率洪水的最高库水位,其中最高库水位与原设计相等或相近的洪水标准就是所求的降低标准后的水库大坝实际所能达到的防洪标准。

(2)降低汛期限制水位的计算。对每一个控泄流量方案,再拟定几个汛期限制水位方案,用水库大坝原设计标准对应的设计洪水过程线进行调洪计算,求得各汛期限制水位方案的最高库水位,其中最高库水位与原设计相等或相近方案的汛期限制水位,即为该下泄流量方案所对应的汛期限制水位。

(3)水库的兴利损失计算。当采用降低汛期限制水位措施时,由于水库的兴利库容减少,必然带来兴利效益的减少,这可以通过对原设计的兴利效益和按新的汛期限制水位计算所得出的兴利效益的比较得出,兴利损失应尽可能以货币量形式表示。

(4)设计工程降低施工导流流量所获得的效益估计。对每一个水库下泄流量方案,可以确定设计断面相应的设计洪水,按此进行施工导流设计,确定工程量、投资和工期,由此可估计各方案施工导流投资的降低和工期缩短所产生的效益。

(5)方案的比较和选定。根据上述(1)~(4)的计算成果,可以列表进

行方案比选。

降低上游水库的防洪标准与获得的施工导流投资减少和工期缩短进行比较时, 由于一个是以防洪风险来表示的, 另一个是以货币量来表示的, 一般难以直接比较, 只能通过经验判断并以上游水库管理部门是否能够接受为前提进行分析选择。一般来说, 用降低上游水库防洪标准的办法来削减下游梯级水电站的施工导流流量, 将使上游水库工程所承担的防洪风险大大增加<sup>[64][65]</sup>。

根据概率论的概念, 工程的防洪标准可以理解为每年出现等于或大于某一给定洪水特征值(洪峰或洪量)的概率, 即防洪破坏率<sup>[66]</sup>。在指定的工程运用年限中, 有一年或多年发生超过给定洪水的概率, 通常定义为防洪风险。工程运用  $n$  年中的总防洪风险可用全概率公式计算,

$$R_n = 1 - q^n \quad (6-1)$$

式中,  $q$  为工程的防洪安全保证率。显然

$$q = 1 - p \quad (6-2)$$

式中,  $p$  为工程的防洪标准。

假如上游水库为下游某水电站施工导流控制泄流量, 其防洪标准由可能最大洪水降为万年一遇( $p=0.01\%$ ), 某水电站施工导流期按 4 年考虑, 代入公式 (6-1) 计算得上游水库为某工程施工导流承担的防洪风险为 0.04%。

如果上游水库不为下游某水电站施工导流控制泄流量, 其防洪标准为可能最大洪水, 在频率曲线上约相当 10 万年一遇( $p=0.001\%$ ), 那么代入公式 (6-1) 计算得上游水库运用 4 年的防洪风险为 0.004%。

由以上分析可知, 上游水库若为下游某水电站施工导流控制泄流量, 其防洪标准从可能最大洪水降为万年一遇, 则防洪风险将扩大 10 倍。因此, 为下游水电站的施工导流上游水库承担如此大的风险是否合理, 值得进一步研究<sup>[67]</sup>。

而通过降低上游水库汛期限制水位来减小下游工程施工导流流量的

方法, 兴利损失与设计工程投资节约的对比则比较容易, 只要节约的投资大于兴利的损失, 方案在经济上就是合理的。对于其他不能用货币表示的指标, 如工期的缩短、施工难度的减少等, 也可通过综合分析判断加以选择。因此, 第二种途径在实际工程设计中采用的较多<sup>[68]</sup>。

## 6.2 实例

下面以黄河上游积石峡水电站施工导流流量设计为例, 论证通过降低上游水库汛期限制水位来减小下游工程施工导流流量的可能性。积石峡位于青海省循化县境内的黄河干流上, 坝址控制流域面积  $146749\text{km}^2$ , 坝址距上游已建成的龙羊峡和公伯峡水电站分别为  $240\text{km}$ 、 $55\text{ km}$ <sup>[69]</sup>。

由于积石峡水电站地处高原寒冷地区, 洪水期恰好是施工条件较好的季节, 因此积石峡水电站主体工程施工采用围堰一次断流, 基坑全年施工的隧洞导流方式。根据施工设计, 积石峡水电站施工期分为三个阶段, 第一阶段导流洞开挖, 岩坎挡水, 渡汛标准为 10 年一遇洪水; 第二阶段导流洞导流, 围堰挡水, 导流标准为 20 年一遇洪水; 第三阶段为坝体挡水, 渡汛标准为 100 年一遇洪水。导流隧洞布置在左岸, 断面为城门洞型, 按有压洞设计<sup>[70]</sup>。

### 6.2.1 下游工程不同施工导流流量方案的设计

按施工进度分三个阶段研究积石峡施工设计洪水。第一阶段龙羊峡水库按  $1500$ 、 $2000$ 、 $2500\text{m}^3/\text{s}$  三级流量控泄, 相应汛限水位由  $2594\text{m}$  分别降低到  $2590$ 、 $2592$ 、 $2593\text{m}$ 。龙羊峡下泄流量加上龙~公区间洪水后得到公伯峡入库流量。由于公伯峡水库 1000 年一遇洪水以下不调洪, 为了减小公伯峡水库下泄流量, 公伯峡水库汛期正常蓄水位由  $2005\text{m}$  降低到  $1999\text{m}$ , 下泄流量分别按  $1610$ 、 $2110$ 、 $2610\text{ m}^3/\text{s}$  控泄。

第二阶段龙羊峡控泄流量与第一阶段相同, 仍分别为  $1500$ 、 $2000$ 、 $2500\text{m}^3/\text{s}$ , 只是汛限水位分别降低到  $2586$ 、 $2588$ 、 $2590$  和  $2592\text{m}$ 。该阶

段公伯峡水库汛期正常蓄水位降为 1998m, 下泄流量分别按 1700、2200、2700、3200m<sup>3</sup>/s 控泄。

第三阶段度汛流量是以第二阶段龙羊峡水库控泄流量为基础设计的。相应龙羊峡水库汛限水位分别降低到 2585、2587、2587、2589、2589、2591、2591m, 公伯峡水库汛期正常蓄水位降低到 1997m, 下泄流量分别按 1880、2300、2300、2800、2800、3300、3300m<sup>3</sup>/s 控泄。

以上方案均不降低龙羊峡、公伯峡水库防洪标准。除上述方案外, 还提出了龙羊峡、公伯峡两库按正常运行情况下的积石峡各阶段施工导流方案, 这样三个阶段导流流量方案共计 8 个, 积石峡水电站各阶段施工设计洪水成果比较见表 6-1。

### 6.2.2 各方案导流工程减少的投资

针对 8 个方案, 导流洞按不同断面型式计算得各方案的工程量。其中第 8 个方案为龙、公两库正常运行情况下的导流方案, 其他 7 个方案均为龙、公两库控泄情况下积石峡导流洞的工程量。各方案与第 8 方案导流工程量之差, 即为减少导流流量所节约的导流工程投资, 结果见表 6-2。

### 6.2.3 各方案梯级水电站电量损失

由于龙羊峡、公伯峡水库在三个施工阶段分别减少下泄流量, 降低了汛限水位, 必然要造成汛期发电量减少。按照目前龙羊峡水库库水位, 利用实测径流资料系列, 进行梯级电量计算。计算的三个阶段各方案施工期电量与龙、公两库正常情况下的发电量之差即为各方案的电量损失, 结果见表 6-2。

表 6-1 积石峡水电站各阶段施工设计洪水成果比较

方 案	第一阶段 第1年7月~第2年11月, 防洪标准10%						第二阶段 第2年12月~第3年12月, 防洪标准5%						第三阶段 第4年1月~第5年10月, 防洪标准1%					
	龙羊峡泄 ( $\text{m}^3/\text{s}$ )	龙羊峡水位 (m)	公伯峡泄 ( $\text{m}^3/\text{s}$ )	公伯峡水位 (m)	积石峡库量 ( $\text{m}^3/\text{s}$ )	积石峡入流	龙羊峡泄 ( $\text{m}^3/\text{s}$ )	龙羊峡水位 (m)	公伯峡泄 ( $\text{m}^3/\text{s}$ )	公伯峡水位 (m)	积石峡库量 ( $\text{m}^3/\text{s}$ )	积石峡入流	龙羊峡泄 ( $\text{m}^3/\text{s}$ )	龙羊峡水位 (m)	公伯峡泄 ( $\text{m}^3/\text{s}$ )	公伯峡水位 (m)	积石峡库量 ( $\text{m}^3/\text{s}$ )	积石峡入流
1	1500	2590	1610	1999	1880		1500	2586	1700	1998	2030		1500	2585	1800	1997	2260	
2													2000	2587	2300		2760	
3	2000	2592	2110	1999	2380		2000	2588	2200	1998	2530		2000	2587	2300	1997	2760	
4													2500	2589	2800		3260	
5	2560	2593	2610	1999	2880		2500	2590	2700	1998	3030		2500	2589	2800	1997	3260	
6													3000	2591	3300		3760	
7							3000	2592	3200		3530		3000	2591	3300		3760	
8	36660	2594		2005	3730		4000	2594		2005	4280		4000	2594		2005	5400	

## 6.2.4 各方案经济技术比较

各方案节约的导流工程投资与龙、公两库电量损失进行比较,即为各方案经济效益的好坏。经技术经济综合比较,方案4最经济,因此推荐方案4为积石峡工程施工期施工导流流量方案。

表 6-2 积石峡水电站各施工导流流量方案经济比较

方案	梯级电量损失 (亿 kwh)	梯级售 电损失 (亿元)	导流洞 投资 (亿元)	围 堰 投 资 (亿 元)	导流总 投资 (亿元)	导流节 约投资 (亿元)	节约的导流 投资与电量 损失比较 (亿元)	导流洞尺 寸(m×m)
1	5.033	0.755	0.919	0.434	1.3529	0.6699	-0.0850	11*14
2	4.073	0.611	1.016	0.36	1.3759	0.6469	0.0360	12*15
3	2.773	0.416	0.93	0.632	1.562	0.4608	0.0449	11*15
4	2.293	0.344	0.93	0.632	1.562	0.4608	0.1169	11*15
5	1.898	0.2847	1.1003	0.5947	1.695	0.3278	0.0431	13*16
6	1.743	0.2615	1.2227	0.5	1.7224	0.3004	0.0390	13*16
7	1.198	0.1797	1.2227	0.6319	1.8546	0.1682	-0.0015	14*17
8					2.0228		0	16*21.5

## 6.3 本章小结

综上所述,在梯级水库组成的河流上修建工程时,可临时降低上游可调节水库汛期限制水位,增加拦蓄库容,减小下泄流量。这样做虽然造成梯级电站的出力和电量损失,但所节省的下游导流工程造价足以弥补电站出力减少和电量损失的费用而有余。因此,降低上游可调节水库汛期限制水位的调度方案,不仅在技术上是可行的,而且在经济上也是合理的。



## 7 结论及建议

水库的设计洪水关系到人民的生命财产损失,关系到国家的社会稳定与经济发展,因而需要受到特别的关注。本文针对梯级水库群设计洪水的计算方法进行了深入的研究。从发现问题,解决问题的基本思路出发,探讨了梯级水库设计洪水计算理论与方法的问题。主要研究了受梯级水库调蓄影响后下游断面设计洪水计算的洪水地区组成法和离散概率组合法,并引入概率的极限状态设计概念,研究 JC 法推求梯级水库设计洪水的理论。针对梯级水库下游拟建梯级电站的工程施工洪水设计,研究了利用上游已建梯级水库减小梯级水库下游工程施工导流流量的优化设计方法,并以黄河上游第五个梯级电站积石峡水电站为实例,验证了理论的可行性。

### 7.1 结论

论文主要的工作和结论如下:

(1) 综述了国内外梯级水库设计洪水的现状,比较了中外梯级水库设计洪水的特点,并阐述了梯级水库设计洪水计算的特点。

(2) 针对设计断面上游有两个调节能力的梯级水库和设计断面位于两个联合调度的梯级水库之间的情况,研究梯级水库设计断面的设计洪水地区组成方案,详细论述了地区组成方法,并提出简化洪水组合方法。应用该方法,计算得到受上游龙羊峡、李家峡和公伯峡水库调蓄影响后的积石峡水电站坝址 5000 年一遇洪峰流量为  $7550\text{m}^3/\text{s}$ 。

(3) 研究了离散概率组合法计算梯级水库设计洪水的方法,并论述了该方法在应用上的适用性。

(4) 引入概率的极限状态设计概念,研究了 JC 法推求梯级水库设计洪水的理论。

(5) 针对梯级水库下游拟建梯级电站的工程施工洪水设计,研究临时降低上游可调节水库汛期限制水位,增加拦蓄库容,减小下泄流量,削减

下游工程施工设计洪水，不仅在技术上是可行的，而且在经济上也是合理的。

## 7.2 存在的不足及建议

本文的研究是在生产实践需要的基础上展开的，目前水库防洪标准的决策者都对梯级水库设计洪水的计算提出了新的更高的要求，虽然本论文做了部分研究工作，但还是存在着一些不足和下一步需要继续研究及注意的地方：

(1) 洪水地区组成法在计算上比较简便，水文设计人员比较熟悉。该方法的关键是要深入分析设计断面以上各部分洪水地区组成的规律以及水库调洪作用对入库与下泄洪水过程线的变形效应和区间洪水组合遭遇状况的影响，所以还需研究用更多的理论和方法来分析洪水的地区组成，如 JC 法。

(2) 概率组合法可以考虑洪水的所有地区组成及相应的发生概率，能较好反映水库对不同频率洪水的调洪效应。当采用离散求和法计算时，可进一步研究调洪函数，以适应具有复杂调洪规律的水库。

(3) JC 法推求梯级水库设计洪水是一种新思路和新方法，首先要解决的问题是梯级水库上游水库下泄流量的分布及参数的确定，JC 法计算方法还需进一步深入研究。

## 致谢

承蒙导师黄强教授和杨百银教授级高级工程师的精心指导，历经近三年的时间，我终于完成了硕士阶段的学习和毕业论文。导师认真严谨的治学态度，渊博深厚的学术造诣，仁德谦和的为人品格，刻苦勤奋的工作精神，深深打动了，使我受益匪浅。在此，谨向导师三年来的亲切关怀和谆谆教诲表示最诚挚敬意和衷心的感谢！愿导师永远幸福、健康！

作者很幸运在自己的求学过程中，得到了沈冰教授、费良军教授、王全九教授、解建仓、李怀恩教授、李占斌教授、秦毅副教授、畅建霞副教授、佟春生副教授、薛小杰副教授、于长生老师、王义民老师及其他老师热情、无私的指导和教诲，特此向他们表示崇高的敬意！

感谢学友席秋义、张双虎、李勋贵、倪雄、刘涵、彭少明、赵麦换、徐晨光、赵雪花、吴新、吴洪寿、张文鸽、燕爱玲、张洪波、张雯怡、李亮、朱张华、黄灵芝、蔺雷雷、杨文娟、李子亭、杨菊香、方世昌、刘建刚等在学习、生活中给予的帮助！

感谢我的家人、朋友及同事对我的鼓励与支持！感谢所有关心过和帮助过我的人！

作者：吉超盈

2005.8

## 参考文献

- 【1】 陆德福著.世界江河防洪与治理[M].郑州: 黄河水利出版社, 2004: 12-13.
- 【2】 中国统计局.中国统计年鉴—2001[M].北京: 中国统计出版社, 2001:66-69.
- 【3】 中华人民共和国建设部.防洪标准[M]. 北京: 国家技术监督局, 1994: 14-16.
- 【4】 水利部, 能源部.水利水电枢纽工程等级划分及设计标准 SDJ22-79 补充规定[M].北京: 水利电力出版社, 1990:55-56.
- 【5】 杨晴.关于防洪标准的几点认识[J].水利水电技术学报, 2000,31(7): 35-37.
- 【6】 国际灌溉与排水委员会编.«防洪与水利管理丛书»编委会译.世界防洪环顾[M].哈尔滨: 哈尔滨出版社, 1999:66-68.
- 【7】 苏联电站部水电建设总局水电设计院技术指导处.水文计算简明手册[M].北京: 燃料工业出版社, 1994:15-16.
- 【8】 肖义.水库大坝防洪安全标准及风险研究[D].武汉:武汉大学,2004.
- 【9】 Berga L.New trends in design flood assessment[J]. International Symposium on Dams and Extreme Floods,1992,16(3):87-112.
- 【10】 Berga. New trends in Hydrological Rotterdam Balkema[J]. International Symposium on Dams and Extreme Floods ,1998,3(6):16-19.
- 【11】 BergaL.New trends in dam safety[C].dam safety.99 international conference on dam safety and monitoring.China:china water,1999:12-86.
- 【12】 Hartford, D.N.D, Salmon, G.M. Credibility and defensibility of

dam safety risk analyses. Hydropower 97[J].WATER RESEROUCES,1997,38(6):387-394.

- 【13】 郭荣文.对«水利水电枢纽工程等级划分及设计标准»规范的意见[J].水文科技情报,1988,6(1):24-25.
- 【14】 王国安.中国设计洪水及标准问题[J].水利学报,1991,17(4):26-29.
- 【15】 王国安.李文家著.水文设计成果合理性评价[M].郑州:黄河水利出版社, 2002:25-96.
- 【16】 王国安.«可能最大暴雨与洪水计算原理与方法»[M]. 郑州: 黄河水利出版社, 1999:21-61.
- 【17】 王国安.对我国水库设计洪水及标准问题研究的主要成果[J].人民黄河, 1994,4(5): 23-26.
- 【18】 徐祖信,郭子中.水利水电工程设计洪水标准问题的讨论[J].水力发电学报, 1990,21(3):12-13.
- 【19】 叶守泽.我国设计洪水计算技术的现状和展望[J].现代水文水环境科学进展会议论文集, 1999,18(12):35-38.
- 【20】 程光明.中外防洪标准与防洪措施[J].水利技术监督, 1998,6(5): 10-12.
- 【21】 王锐琛.中国水力发电工程,工程水文卷[M].北京:中国电力出版社, 2000: 1-56.
- 【22】 Sakawa M,Yano H.An interactive fuzzy satisficing method for multiobjective linear programming problems with fuzzy parameters[J].IFAC proceedings on Large Scale SYSTEMS,1986,17(5):12-15.
- 【23】 陈守煜等.应用模糊决策分析理论确定城市防洪标准研究[J].水电能源科学, 2001,19(9): 52~54.
- 【24】 赵国藩、贡金鑫.工程结构生命全过程可靠度[M].北京:中国铁

- 道出版社, 2004: 116~119.
- 【25】 邓敬存.梯级水库防洪规划设计方法[J].水利发电, 1995,22(4): 14-17
- 【26】 罗高荣.水利工程经济评价风险分析方法[M].杭州: 浙江大学出版社, 1989:32-36.
- 【27】 黄志中.库群最优防洪设计标准的研究[J].水利经济, 1994, 34(4): 44-49.
- 【28】 魏一鸣等.洪水灾害风险管理理论[M].北京: 科学出版社, 2002:1-229.
- 【29】 WilliamsC.A Risk management and Insurance[J].NcGrawHill Book company,1985,13(11)15-18.
- 【30】 赵传君.风险经济学.哈尔滨[M].黑龙江: 黑龙江教育出版社, 1985:13-65.
- 【31】 刘新梅等.工程经济学[M].西安:西安交通大学出版社, 1998:25-45.
- 【32】 华中理工大学数学系.概率论与数理统计[M]. 武汉: 华中理工大学出版社, 1999:1-85.
- 【33】 武靖源.洪灾经济损失评估模型研究[J].系统工程理论与实践,1998,12(10): 53-56.
- 【34】 白炳华.防洪效益计算方法综述[J].水利经济, 1995, 6(2): 15-22.
- 【35】 曹东.洪水风险图及作用[J].东北水利发电, 1998,33 (8): 8-10.
- 【36】 何昌顺.不同洪水风险级灾害关系曲线的制作及应用[J].浙江水利科技, 1999, 17(3): 47-49.
- 【37】 De Saint-Venant, Barrè. Theory of unsteady water flow with application to river floods and to propagation of tides in river channels[J]. Acad. sci, Comptesrendus, 1998 ,18(73)::237-240.
- 【38】 Ritter, A. The propagation of water waves Ver. Deutsch Ingenieure

- Zeitschr [J]. water resources,1985,36(33)::947-954.
- 【39】 Христнанович С. А. НейСТановишееся Движение В Канадах и Реках [J].water science procede,1938,26(6):15-19.
- 【40】 Stoker, J. J.Water Waves[J].Inter science, 1957,45(3):48-54.
- 【41】 H. Rouse,ed. Engineering Hydraulics[M].sweden: Hydraulics development,1940:6-45.
- 【42】 Frank. J. Betrachtungen ueber den Austluss beim Bruch von Stauwaenden Schweizer BanZeitung[J].Zurich,1979,21(29): 401-406. .
- 【43】 李继华、林忠民等合编.建筑结构概率极限状态设计[M].北京: 中国建筑工业出版社, 1990:1-66.
- 【44】 杨百银、王锐深、安占刚.单一水库泄洪分析模式和计算方法[J]. 水文, 1999,35(4): 5~12.
- 【45】 萨尔蒙等.大坝安全风险分析[J].水利水电快报, 1995,11(15): 18-26.
- 【46】 K.赫格.大坝安全评估和风险分析[J]. 水利水电快报, 1997,18(10): 1-3.
- 【47】 P.里斯勒.水库安全和设计洪水的选定[J].水利水电快报, 2002,23(7): 11-13.
- 【48】 HY.Canadiam Dam Association.Dam safety guidelines[J].CDA,1999,6(8):48-51
- 【49】 梅亚东,谈广鸣.大坝防洪安全评价风险标准[J].水电能源科学, 2002,20(4): 8~10.
- 【50】 梅亚东,谈广鸣.大坝防洪安全的风险分析[J].武汉大学学报(工学版), 2002,35(6): 11~15.
- 【51】 Jonkman S N,van Gelder P H A J M,etc.An overview of quantitative risk measures for loss of life and economic

- damage[J].Journal of Hazardous Material, 2003,8(99):1-30.
- 【52】 Brown C A.Assessing the threat to life from dam failure.Water Resource Bulletin,1988,24(6):66-68.
- 【53】 楼渐达.加拿大 BC Hydro 公司的大坝安全风险管理[J].大坝与安全, 2000,33(4):7-14.
- 【54】 朱元生.基于风险分析的防洪研究[J].河海大学学报, 2001,29(4): 2~8.
- 【55】 曹楚生.从大坝设计和风险分析看大坝设计安全[J]. 水利水电工程设计, 1993,28(1):54-57.
- 【56】 从坝的可靠度分析和设计看大坝安全[J]. 大坝观测及土工测试, 2000,19(1):16-18.
- 【57】 G. M. 塞勒蒙等.大坝安全风险评估的应用经验[J].水利水电快报, 1997,18(13): 20~22.
- 【58】 王义民.梯级水库洪水调度研究[D].西安:西安理工大学,2004.
- 【59】 王本德, 徐玉英.水库洪水标准的风险分析[J].水文, 2001,21(6): 8-11.
- 【60】 吴明远、詹道江合编.工程水文学[M].北京: 水利电力出版社, 1987:1-66.
- 【61】 邓育仁, 丁晶, 杨荣富.在水库防洪水文水利计算中采用洪水随机模拟的新途径[J].水文科技情报, 1991,8(1): 4-8.
- 【62】 朱元生, 王道席.水库安全设计与垮坝风险[J].水利水电科技进展, 1995,15(1): 17~14.
- 【63】 姜树海.水库调洪演算的随机数学模型[J].水科学进展, 1994,4(4): 294-301.
- 【64】 姜树海.水库防洪安全的评估和校核[J].水利学报, 1998,12(1): 18-24.
- 【65】 徐祖信, 郭子中.开敞式溢洪道泄洪风险计算[J].水利学报,



1989,7(4): 50~54.

- 【66】 杨晓明.Ito 型随机微分方程依参数收敛性定理[J].工科数学, 1995,11(2):254-257.
- 【67】 张炳根等.科学与工程中的随机微分方程[J].北京:海洋出版社, 1980:251-278.
- 【68】 西北勘测设计研究院.黄河积石峡水电站工程初步设计报告[R]. 西安:西北勘测设计研究院,1995.
- 【69】 西北勘测设计研究院.黄河上游龙羊峡至青铜峡河段水电规划重编报告[R]. 郑州:西北勘测设计研究院,2003.
- 【70】 张秀玲.我国水库失事的统计分析及安全对策探讨[R].北京:水利部,1992.

## 附 录

攻读硕士期间发表的主要论文、参加的科研工作及获奖情况。

### 一、发表论文

- 1、吉超盈、谢小平、黄强、杨百银，梯级水库下游工程施工导流流量优化设计研究，西北水电，28（2），2005：10~11.

### 二、参加的科研工作

- 1、黄河寺沟峡水电站预可研、可研阶段水文设计，2003.10~2003.12
- 2、黄河积石峡水电站初设重编水文设计，2003~2005
- 3、黄河上游水电开发有限公司，积石峡水电站防洪标准研究，2003.11~2005.4