

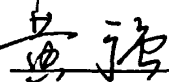
桃曲坡水库漫坝风险研究

学科专业： 水利工程

研 究 生： 杜小洲

签名： 

指导教师： 黄 强 教授

签名： 

洪小康 教授级高工

签名： _____

答辩日期： 2008.4.1

摘 要

我国已建成近 9 万座水库，在国民经济中发挥了巨大的作用。但是，有近 1/3 的水库处于病险状态，水库防洪与兴利矛盾十分突出。因此，研究水库漫坝风险对水库防洪安全具有重要的理论意义和生产实用价值。


本论文研究运用漫坝风险分析理论和风险评价标准，结合桃曲坡病险水库险情加固工程，考虑影响漫坝的洪水、风浪、库容、泄水能力四方面的不确定性因素，建立了桃曲坡水库大坝在洪水与风浪联合作用下的漫坝风险模型，并编制相应的电算程序；采用了“风险是情感”理论和新经济学中的“前景理论”，指出了大坝安全风险标准的确定要特别重视人们对风险的认知情感，并提出了大坝安全风险标准确定应遵循的原则和确定程序。通过以上理论对桃曲坡水库漫坝安全做出评价，在拟定的水库防洪调度方案基础下，计算了大坝在洪水与风浪联合作用下的漫坝风险及安全可靠度，其结果表明，漫坝风险值均小于漫坝安全评定标准，大坝是安全的。研究成果可为水库管理部门提供科学依据，并为充分发挥桃曲坡水库的防洪兴利效益提供技术支撑。

关键词：桃曲坡水库；漫坝风险；风险分析；风险标准；可靠度

DAM OVERTOPPING RISK ANALYSIS IN TAOQUPO-RESERVOIR

Subject: Hydraulic engineering

Author: Xiaozhou Du

Signature: 

Supervisor: Prof. Qiang Huang
Prof. Xiaokang Hong

Signature: 

Signature: _____

Date: Apr. 1. 2008

Abstract

To date, 90 thousand of reservoirs have been built in our country, and they have played important role in the national economy. However, 1/3 of the reservoirs are in danger. The reservoir over topping risk research is of great theory meaning and production practice for flood control safety.

The overtopping risk analysis theory and risk estimate standard is applied in this paper. The overtopping risk model in the united effect of flood and wave is established combined with the reinforcement project for TAOQUPO-Reservoir. The flood、wave、storage and discharge capacity are integration considered in the model. And the computer procedure is established. The “risk-as-feeling” theory and “prospect theory” in new economics were introduced in this paper. It is pointed out that people should attach enough importance to the perceived feeling to risk. The determination procedure and principle of dam safety risk standard were presented in this paper. The overtopping risk of TAOQUPO-Reservoir is estimated on the theories above. And the overtopping risk and safety reliability based on the planned flood control operation scheme under the united effect is calculated. The value of overtopping risk is less than the standard value. It indicates that the dam is safe. The study results provide the scientific basis for the reservoir administration agency, and the technical support of exerting the flood control and useful storage of TAOQUPO-reservoir sufficiently.

Keyword: TAOQUPO-reservoir; over topping risk; risk analysis; risk standard; reliability

独创性声明

秉承祖国优良道德传统和学校的严谨学风郑重声明：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研究的工作和成果的任何贡献均已在论文中作了明确的说明并已致谢。

本论文及其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： 杜子河 08年4月1日

学位论文使用授权声明

本人 杜子河 在导师的指导下创作完成毕业论文。本人已通过论文的答辩，并已经在西安理工大学申请博士 / 硕士学位。本人作为学位论文著作权拥有者，同意授权西安理工大学拥有学位论文的部分使用权，即：1) 已获学位的研究生按学校规定提交印刷版和电子版学位论文，学校可以采用影印、缩印或其他复制手段保存研究生上交的学位论文，可以将学位论文的全部或部分内容编入有关数据库进行检索；2) 为教学和科研目的，学校可以将公开的学位论文或解密后的学位论文作为资料在图书馆、资料室等场所或在校园网上供校内师生阅读、浏览。

本人学位论文全部或部分内容的公布（包括刊登）授权西安理工大学研究生部办理。

（保密的学位论文在解密后，适用本授权说明）

论文作者签名： 杜子河 导师签名： 黄强 08年4月1日

1 绪论

1.1 研究的目的是和意义

由于客观世界的复杂性和人类认识的局限性,人类活动和决策都不可避免地伴随着不确定性的影响,因而不可避免地存在一定的风险。水利工程建设和运行管理也不例外,特别是近代水利工程建设已不再是仅求安全与经济的平衡,而是安全、经济 and 风险三者的统一。因此对水利工程进行风险分析或评估是十分必要的。

建国以来,我国已建成大中小型水库 8.6 万座,总库容达 4500 多万亿 m^3 , 水库数量居世界之首。这些水库在我国国民经济基础产业中具有重要地位,为防洪、发电、灌溉、供水及水产养殖等方面创造了巨大的社会财富和经济效益。而水库大坝一旦失事,又将给国家和人民的生命财产安全带来不可估量的损失。例如 1975 年河南板桥土坝失事,淹没农田 1133 万公顷,受灾人口 1190 万人,死亡 2.6 万人。因此大坝安全问题,一直受到国内外坝工界的普遍关注。

目前,国内外对大坝进行安全鉴定,是根据工程有关观测资料、现场取样试验结果及现场检查进行,鉴定结果没有考虑影响大坝的各种因素的不确定性。大坝设计及运行的安全可靠信依赖于大坝承受外部荷载的能力,而作用于大坝上的荷载和抗力均为随机量,导致大坝存在失事风险。以风险分析来对大坝失事风险进行研究是非常合理的,因大坝失事的各影响因素都具有随机性,应用风险分析理论能较好地考虑这种不确定性,用概率论定量计算大坝的失事风险,来进行安全评价。但传统的风险分析,以概率论和数理统计的知识仅考虑了不确定性中的随机性,而在不确定性中还包含有模糊性,由于大坝系统的复杂性,许多输入输出关系在现实识别中只能表达为模糊关系,且从数据的采集到得出计算结果,整个过程存在着大量模糊性。绝对的“非此即彼”不能准确地描述大坝系统的客观现实,存在着“亦此亦彼”的模型现象,不能用 1 真或 0 假两值逻辑来刻画,而需用区间 $[0, 1]$ 的多值(或连续值)逻辑来表达。而模糊数学理论正是适用于系统的这种不确定性,用隶属函数来描述边界不清的过渡问题及受多因素影响的复杂系统的非确定性问题。因而在进行大坝风险研究时,必须同时考虑各因素随机性和模糊性,进行大坝模糊风险分析。模糊风险分析就是用模糊系统的观点与模糊集的理论方法进行风险分析。

据资料统计,目前世界上约 1/3 的大坝失事因洪水漫坝造成的,我国从 50 年代到 90 年代,洪水漫坝失事的大坝共有 1147 座,约占同期大坝失事总数的 46.6%,国外因大坝滑坡和塌方造成垮坝占垮坝总数的 14.2%,国内因大坝滑坡和塌方造成垮坝占垮坝总数的 38.0%。以上资料说明,漫坝与坝体失稳是大坝失事的两个最重要原因。而在大坝失事事故中,土石坝所占比例竟高达 70.5%,且由于历史原因,我国已建大坝中 90%以上为土石坝,且多数已达到或即将达到其正常使用年限,因而研究土坝漫坝失事和坝体失稳模糊风险显得十分重要。

未来 20 年,是我国大规模基础设施建设的黄金时期,防洪工程体系建设在我国的治

水方略中,仍将占据主导地位。我国已建成的防洪工程体系还不完善,从全面协调可持续发展角度,人们对防洪工程体系的合理布局、科学调度运用的要求大为提高,同时对新的补偿风险、更为可靠的分担风险的模式呼声高涨。防洪减灾战略的调整和洪水风险管理的推进,需要新理论和新技术的支撑,伴随着的一系列新问题也需要解决,例如现有的防洪工程体系实际防护能力该如何评价;如何在新形势下通过调度、运行等方式发挥现有水利工程的效益;未来系统防洪标准该如何制定;以及在市场经济体制下,如何规划、设计、建造有利于人与自然间良性互动的工程体系等。这些问题是在洪水风险管理的框架下提出的,建立在风险分析的基础上。

桃曲坡水库位于石川河支流沮河下游,在耀州城区以北 15 公里的马咀山峡谷。西支沮水发源于耀县横岭与长蛇屿一带,流长 77 公里,流域面积 830 平方公里。1999 年元月水库开始引用泾河支流马栏河水,马栏河流域面积 505 平方公里,故水库引水面积总计 1335 平方公里。

随着社会经济的发展,桃曲坡水库灌区水资源分配日益紧张。为此,水库迫切希望尽可能多地利用洪水资源来多蓄水,而又担心多蓄水带来的漫坝风险,这实际上体现了防洪与兴利的矛盾,须予以妥善解决。为此须进行漫坝风险分析与安全评价。

1.2 国内外研究现状

在二十世纪七十年代以前,安全分析只是建立在经验的基础上,风险分析基本上还没有人听说过。人们对风险的了解还只是认为“风险管理”就是买保险,“风险评估”就是对财政支出额的模糊评判。后来由于几场不幸的灾害,加上一些洲议会的大力宣扬,以及新闻媒介的职业兴趣,“风险分析”的观念逐渐进入人们的意识当中,人们开始思考,我们可以忍受的灾害的概率是多少,人生命的价值有多大等问题。1980 年,美国风险分析协会成立,立即成为不同学术团体交流思想的焦点论坛,后来又相继成立了许多风险分析协会的分支机构,其中比较有代表性的有风险分析协会欧洲分会,它于 1988 年 11 月在奥地利成立,虽然这次成立大会吸引的仍然是以社会科学家和政策分析家为主流人群,只有少数工程师、医学统计学家,毒品学家等,但是很明显的是,大家都达成一个共识,多学科方法在风险分析领域越来越重要,1992 年欧共体形成共同欧洲市场,更是需要把风险分析和安全标准规范化,欧洲风险分析得到进一步发展。相对欧洲和一些发达国家而言,风险分析在亚洲,特别是发展中国家因其政治、经济等原因开展较晚,直到八十年代,定量的风险评估在发展中国家几乎不存在。

风险分析和可靠性分析是从正反两个方面去研究问题,单从概率角度看,它们存在互补关系。

风险分析是研究系统在一定条件下完成其预定功能所承担的风险,包括确定系统的失事概率和失事后果;而可靠性分析是研究系统在一定条件下完成其预定功能的能力,即确定系统的可靠度。可靠性的研究可以追索到第一次世界大战以后,当时由于空中交通和空中失事增加,需要制订飞机性能的可靠性和必要的安全规范。早期的可靠性数学模型的发

展是第二次世界大战期间在德国开始的,应用于 V-1 导弹发射成功率的研究。五十年代,美国成立了专门研究机构,开展对宇航、核领域、电子系统的可靠度研究。六十年代出现了新的可靠性技术,更广泛地用于各种专门用途。随后,可靠性研究方兴未艾,应用日益广泛,可靠性分析已成为人类生产实践的一个重要组成部分。

土木结构方面的可靠性研究始于五十年代初,在初创时期,美国的 A. M. Freudenthal 和前苏联学者斯特列律茨基、尔然尼采等做出了较大的贡献,并在 A. M. Freudenthal 的倡议下于一九六九年在华盛顿召开了第一届国际结构安全性和可靠性会议,随后又连续召开了几次会议。需要指出的是:关于一次二阶矩(包括可靠性指标的概念)一整套分析理论和方法的主要成就是 C. A. Cornell, A. H-S. Ang, N. C. Lind, R. Rackwitz 和 A. N. Shinozuku 等人所作的贡献。

水利工程方面的风险研究晚于结构可靠性研究。主要是由于水利工程防洪系统涉及的自然因素较多,无法通过人工试验测验其随机性,受历史资料限制,不易获得其随机性规律,而且变量之间多为非线性、非解析函数关系,系统内部关系复杂,难以用数学模型精确描述。但在借鉴结构可靠性研究成果的基础上,经过许多研究员的努力,水利工程防洪研究取得了明显的进展。在此领域中做出重要贡献的有:A. H-S. Ang, Wond. E. F, Yen Ben Chie, Mays. L. W, C. A. Corneil, R. Rackinta, W. H. Tang 等。在 1989 年国际水利学协会大会和讨论会上,这个问题成为与会者颇为关注的一个热点。1991 年召开的国际水利学研究协会大会上还专门召开关于可靠性和风险分析讨论会,极大地促进了这一领域的研究发展。

国内开展水利工程防洪风险的研究是八十年代才开始的,尽管如此也取得了一批成果。水利工程防洪风险研究包括:①抗力和作用的随机性研究。洪水、风浪的随机分布规律和分布参数的研究,PMF 值的估算及其对应的重现期研究,泄流能力及其影响因素的随机性研究,库容不确定性研究;②风险模型与估算方法研究。风险模型的建立、风险的计算方法和数值计算手段;③灵敏度分析。即各种因素对风险影响程度的分析;④风险标准的研究。确定恰当的风险标准,使其既能被社会公众所接受又具有较好的经济效益,含投资—效益—风险分析,社会公众心理调查、政策研究等;⑤系统分析和事故树分析研究。将系统理论、事故树分析手段应用于水利工程系统之中,分析其结构、组织,使总风险分解成单项风险时,不重叠、不遗漏。

关于风险分析,国内外有关研究成果简述如下:

a. 国际方面

1969 年 otto Pfastette 在论述溢洪道设计的经济问题时,提出大坝失事风险应由大坝失事概率和失事后果来研究。

1971 年 Yen Ben Chie 和 Ang A. H. S 论述了风险分析方法,把不确定性划分为主观不确定性和客观不确定性,提出了在缺乏资料时处理不确定性的方法。

1972 年 wilwon、H. Tang 和 Yen Ben Chie 首次提出了综合风险的概念,即同时考虑

洪水及泄流不确定性, 计算了排水涵洞的风险, 虽然在计算过程中采用了简化手段, 但在方法论上却向前迈进了重要的一步。

1973 年, 美国土木工程师协会组织的工作委员会重估了已建大坝的泄流能力, 并提出了风险费的概念, 在该委员会提交的报告中认为确定泄流能力应取风险费用与年费用之和为最小时的泄流能力。该报告只考虑了经济因素和水文因素的不确定性来确定泄流能力。而实际上, 泄流能力的确定应综合考虑政治、经济、社会、技术等方面的因素。

1976 年 Rackwitz 首次把一次二阶矩法应用于防洪风险的计算, 1977 年 CIRIA 报告对该方法作了详细的介绍。

1977 年 wood, E. F 计算了由洪水引起的堤防漫顶风险。

1979 年 F. E. Fahlbusch 对大坝的失事风险标准进行了研究, 认为大坝所承担的风险依赖于下游居民的稠密程度与失事后的财产损失。

1980 年和 1983 年, Yeon-KongTung、larry. W. May 和 Han-Lin jee 先后提出了考虑洪水重复发生的情况的“动态”风险模型, 首次把洪水看成是时间序列的“动态”分布过程。

1982 年 S. T. Cheng、B. C. Yen 和 W. H. Tang 在考虑了水文、水力两方面的不确定性情况下, 估计了漫坝风险, 并对风险标准作了进一步的研究。

1984 年 Haimes. Y. Y 等运用多目标风险分割方法对水资源规划进行了研究, 把政治、法律、社会因素看作约束条件考虑在内, 对工程进行风险效益损失的综合研究以确定工程的规模和泄流能力, 这是首次把风险分析理论应用于水资源系统中去。

1987 年 Leach. M. R 等研究了各单目标风险的灵敏性, 提出了处理各单目标风险方法, 即分割风险的方法与界限。

1988 年 Y. Y. Hamies、R. Petrakian、P. -O. Karlsson、J. Mitsiopoulos 运用风险分割方法, 研究了有关大坝失事的小概率/后果严重事件的概率。此外还对洪水频率的外推进行了细致的分析, 提出超过 100 年一遇的洪水并不全部满足 $P-m$ 分布。

1990 年 A. Afshar、M. A. Marino 在总结前人研究成果的基础上, 阐述了利用风险分析设计溢洪道最优泄流能力的方法。

1992 年 5 月, 在中国台北召开的第六届国际随机水力学学术研讨会上, E. J. Plate 作了题为“水力学中的随机设计: 更为广泛应用的概念”的主旨报告, Ben Chie Yen 作了题为“水力学中的随机考虑”的应邀报告: G. Meon 发表了题为“大坝洪水漫顶的概率”的论文。

1995 年 Salmon G. M. 和 Hartford, D. N. D 提出了大坝安全风险评估的要点, 指出了风险评估应提供的成果, 对公众可接受的风险标准进行了研究。但没有指出进行风险评估时不确定性因素的处理方法和失事概论的计算方法。

1996 年 Salmon G. M. 和 Hartford, D. N. D 在回顾了传统的大坝安全分类方法——增长危险分类法的基础上, 着重介绍了加拿大的大坝安全准则和 B. C. Hydro 公司的容许风险标准及其风险分析过程, 并以此论述了风险在大坝安全监测和管理中的作用。

1997 年 Martinw, McCann, Jr 总结了大坝安全风险分析的历史,阐述了大坝风险评估在过去十多年里由热变冷再由冷变热的过程及这些变化发生的原因。对不确定性进行了定义。最后指出了目前在风险评估领域存在的问题,即:

- (1) 缺乏经验。
- (2) 缺乏完成风险评估的工程基础或指导。
- (3) 急需进行大坝安全风险评估的实践标准。
- (4) 预测失效概率方面的困难。
- (5) 指定风险标准(包括公众风险和经济风险)。

b. 国内方面

1988 年,郭子中、徐祖信分析了开敞式溢洪道水力设计中的各种不确定性,提出了开敞式溢洪道泄洪风险的计算模型,首次将结构可靠度计算中广泛采用的 JC 法用于泄洪风险的计算。

1989 年,朱元铎分析了长江南京段设计洪水位的变化情况,最后用风险分析方法合理地确定设计水位。

1991 年 3 月,陈肇和、李其军研究了针对水文系列的土坝漫坝风险;其后,于 1991 年 10 月,姜树海研究了针对单场设计洪水的泄洪风险。

1991 年 12 月,吴世伟在讨论风险、风险损失和风险水准等等概念的基础上,研究了水工结构风险分析的概率计算方法和风险损失的估算方法,较详细地给出国际大坝安全委员会对已建坝失效概率的统计成果。

1994 年 3 月,姜树海将随机微分方程运用于水库的调洪演算,该方程能正确地反映各种不确定性因素对库水位过程的影响,使防洪风险分析建立在科学的基础上。

1995 年 3 月,冯平、纪恩福、卢永兰等探讨了水库下游保护区内洪水灾害淹没损失的计算方法。

1996 年,杨百银、陈凤兰进行了水库泄洪布置方案的风险分析,对泄洪风险计算中的 JC 法与 MC 法进行了分析比较。

1997 年 4 月,谢崇宝、袁宏源、郭元裕等针对实际水库,考虑防洪库容的滞洪削峰作用,研究了水库防洪全面风险率模型的应用问题。

1998 年 5 月,赵永军,冯平等把水文风险与水流风险分开,根据风险理论给出一种考虑水流风险因子的风险分析方法,探讨了河道防洪堤坝仅因水流参数出现偏差而失事的概率。

1999 年 2 月,周宜红、肖焕雄等通过对三峡工程大江截流施工过程中水文、水力等不确定性因素的分析,提示了施工截流的风险本质,计算动态风险率,并提出了风险控制措施。

1999 年 3 月,章志强、王卓甫、杨高升等对影响长江南京段防洪堤结构稳定不确定性作了初步分析,提出了防洪堤工程失稳风险计算的数学模型,具体计算了长江南京段防

洪堤工程失稳风险的大小。

1999 年 5 月, 姜树海分析了防洪设计标准的内涵及其对大坝防洪安全的影响, 采用事故树分析方法逐层顺序讨论了漫坝失事的形成, 最后定量给出相应的防洪风险率, 在此基础上讨论了合理选择大坝防洪设计标准的原则和方法。

2001 年 2 月, 徐玉英、王本德将改进一次二阶矩 AFOSM 法应用于水库洪水预报子系统的风险分析中。对水库洪水预报子系统的风险做了定义和描述, 并以柴河水库为例, 对风险率进行了定量计算。

2001 年 3 月, 左其亨、吴泽宁运用模糊概率、风险分析计算方法, 从定量的角度对带有模糊性的风险问题进行了研究, 提出了模糊风险率、模糊风险度的概念及计算模型, 并应用于洪水风险分析实践中, 是对现有风险分析方法难以处理模糊性的有益补充。

2001 年 3 月, 刘俊萍、田峰巍、黄强在水库洪水调度中运用风险分析方法分析影响泄洪风险的不确定性因素, 给出了随机变量的分布函数与参数。结合实例, 计算了水库洪水最优放水过程对下游防护对象造成的洪灾风险率。

2001 年 3 月, 史世平、郝福良利用水文随机模拟方法生成年径流的长系列, 以年径流软划分聚类方法确定其月分配, 得到月径流系列。根据生成的月径流系列分析从库内内(Kunene)河的供水风险, 可提高风险分析结果的可靠性。

2001 年 7 月, 傅湘、王丽萍、纪昌明以极值统计学为理论基础, 研究了该方法在洪灾损失风险计算中的适用性。在已知有限的极值事件概率信息下, 确定极值风险函数以评估大洪水引起的洪灾损失期望值, 揭示洪灾损失的潜在风险趋势, 并通过实例研究验证该方法的可行性。

1.3 研究的主要内容及技术路线

运用漫坝风险分析理论和安全评价标准, 综合考虑影响漫坝的洪水、风浪、库容、泄水能力四方面的不确定性, 建立桃曲坡水库大坝在洪水系列与风浪系列联合作用下的漫坝风险模型, 编制相应的电算程序, 计算在水库拟定的防洪调度方案下, 大坝对抗洪水系列与风浪系列联合作用下的漫坝风险及安全可靠性, 从而对桃曲坡水库漫坝安全做出评价。在确保大坝的漫坝安全可靠度高达 99.999% 以上的前提下, 恰到好处地优选汛限水位, 使防洪与兴利达到最佳的结合, 充分利用灌区宝贵的水资源。

2 漫坝风险分析的基本理论、模型及计算方法

2.1 基本概念

2.1.1 风险的定义与表示方法

a. 风险的定义

虽然风险研究已经过了近半个世纪的发展,但毕竟是一个新兴的领域,它的各种概念、定义、术语在不断发展和完善之中。贝叶斯框架下的风险被定义为由一个精确定义的失事事件所引起的期望损失,而按随机水文学的观点,它是一个失事事件发生的概率。目前一般认为风险应该包括三方面的内容:

- (1) 可能会发生什么事故(事故类型)?
- (2) 发生该事故的可能性有多大(概率)?
- (3) 发生该事故的后果如何?

我国开展的风险研究中,更多的关注的是事故概率,而没有包括事故的后果,这种定义其实只包含了风险的前两个方面,会发生什么事故及其发生事故的概率是多少。

b. 风险的表示方法

- (1) 生命死亡的人数;
- (2) 经济的损失;
- (3) 生态环境破坏的瞬损失;
- (4) 潜在的损失。

2.1.2 抗力与荷载

抗力是指研究对象抵抗破坏或失事的能力。荷载是指作用于研究对象之上并使研究对象产生内力、位移甚至破坏或失事的动力,有“直接作用”与“间接作用”之分。抗力与荷载是两个抽象化的概念,对于不同的研究对象,不同的失事形式,抗力与荷载所代表的物理含义是不同的。对洪水漫坝风险研究而言,荷载是指洪水与汛期有效风浪,而抗力则有库容与水库拥有的各种型式的泄水建筑物的泄水能力。而在某些结构分析中,荷载则是结构构件的内力、位移等,而抗力则为构件的极限内力、极限强度、刚度以及抗滑力、抗倾力矩等。

2.1.3 系统与失事

系统是指由若干个既可以相互区别又相互联系的部分所组成并处于同一外部环境之中,又为实现同一个或若干个目标而存在的有机体。例如,水库整体就是一个系统。失事是正常系统在设计基准期内丧失其设计功能的事件。复杂系统的失事可呈多种形式,每一形式的失事又有程度的不同,例如,漫坝、溃决。系统的失事域就是各种不同形式、不同程度失事事件组成的整体。

2.1.4 漫坝与漫坝风险

漫坝是指坝前水位超过坝顶以致水流漫过坝顶溢流而下。设 Z_c 是坝顶高程, $Z(t)$ 代表坝前水位, 则漫坝失事条件为 $Z(t) \geq Z_c$ (这里, Z_c 和 $Z(t)$ 单位相同, 且具有相同的基准面)。

漫坝风险是指在某一研究时段 T (一般取为 1 年) 内, 在规定的工作条件 (设计工作条件) 下, 发生漫坝失事的概率, 即

$$\bar{R}(T) = P(Z(t) \geq Z_c) \quad 0 \leq t \leq T \quad (2-1)$$

设某坝的漫坝风险 $\bar{R} = 2.0 \times 10^{-6}$, 则其漫坝安全可靠度 $R = 1 - \bar{R} = 99.9998\%$ 。

a. 洪水漫顶事件概率推求

大坝在各级洪水发生条件下, 均有洪水水位超越坝顶发生漫坝事故^[1]的可能性, 只是这种可能性有大有小而已。这是各种随机水文和水力因素在调洪过程中作用的结果。

洪水漫坝的水力风险问题, 本质上就是坝顶高程 D 和调洪过程中最高坝前水位 H 的关系问题, 其极限标志可表述为:

$$z = H - D > 0 \quad (2-2)$$

由此可以给出一定洪水重现期和建筑物设计规模条件下, 发生漫坝事件的几率 P_f :

$$P_f = P_f[H > D] = \int_{z>0} f(z) dz \quad (2-3)$$

式中, $f(z)$ 为洪水超高 z 的概率密度函数。

若确定了 H 和 D 的概型及相应的统计特征参数, 即可确定 $f(z)$, 进而求得一定洪水重现期条件下的漫坝风险率 P_f 。因此, 对坝顶高程 D 和坝前水位 H 不确定性的定量和分析, 是正确评估 P_f 的关键。

坝顶高程 D 的不确定性一般较易分析, 基本认为它服从正态分布, 其均值 u_D 可取设计给定的坝顶高程, 标准差 σ_D 相对较小, 计算中可视工程情况而定。

坝前水位 H 的不确定性是与水库调洪过程的随机性联系着的。一些重要的随机不确定性因素如: 入库洪水流量过程, 泄洪建筑物的泄流能力、防洪库容和防洪调度运行规则等, 都影响着 H 。因此, H 必然是具有某种分布的随机函数。

南京水科院根据调洪过程中水库洪量具有 Wiener 过程特性的分析, 将入库洪水过程 $Q(t)$ 的水文条件 (包括洪峰、洪量和洪水过程线)、出库泄洪过程 $q(h, m)$ 的水力条件、库容和水位关系 $W(h)$ 的边界条件、防洪起调水位 $H(t_0)$ 的初始条件 (受水库调节性能的影响) 等的随机性, 全都引入调洪演算的过程, 建立了一随机微分方程以求解坝顶高程 H 的随机性^[2]。对这一非线性的随机微分方程, 可通过简化的 Fokker-Planck 方程, 求解得整个调洪过程不同时刻的库水位概率密度 $f(h, t)$ 和相应的 $uH(t)$, $\sigma H(t)$ 这一随机数学模型, 使得 $H(t)$ 随机性的模拟和分析具有较高的可信度, 克服了传统调洪演算方法对 $H(t)$ 的随机性难以定量的问题。

然而, 这一方法要求的资料较多, 计算工作量很大, 在进行 P_f 一般性评估时, 可考

虑采用简化算法,即认为 D 和 H 符合正态分布。根据文献[水库调洪演算的随机数学模型—姜树海]^[5]这一认定应可成立。这样,得到(2-4)的简化算式:

$$\begin{aligned} P_f &= \Phi(1 - \beta) \\ &= \Phi\left(-\frac{u_D - u_H}{\sqrt{\sigma_D^2 + \sigma_H^2}}\right) \end{aligned} \quad (2-4)$$

式中, $\Phi()$ 为标准正态分布函数; β 为可靠指标; u_D 和 u_H 分别为坝顶高程和坝前最高水位的均值; σ_D 和 σ_H 分别为相应的标准差。其中, σ_H 可看作

$$\begin{aligned} \sigma_H &= \frac{H_{\max} - H_{\min}}{6} \\ &= \frac{H_{\max} - u_H}{3} \end{aligned} \quad (2-5)$$

式中, H_{\max} 为最高坝前水位的可能最大值。通常在调洪演算中,取最大的入流洪水过程 $Q(t)$,最小的泄流能力过程 $q(h, m)$ 、最小的调洪库容 $W(h)$ 和最不利的调洪运行方式,以求得该值。 H_{\min} 和 u_H 分别为最高坝前水位的可能最小值和均值。

这样,在事故树洪水事件的每一概率区间,选择代表性的洪水流量及其过程,进行调洪演算,求得概率分布及相应的 u_H 、 σ_H ,进而根据式(2-4)或式(2-5)和(2-6)计算确定每一分支上的 $P_f(Q)$ 。

很显然,在 1 年的运行期中洪水漫坝事故的概率 PF_1 应为各分支洪水出现频率 $f(Q)$ 和 $P_f(Q)$ 乘积的和,即

$$PF_1 = \int f(Q)P_f(Q)dQ \quad (2-6)$$

事故树计算的顺序结构见图 2-1。

b. 洪水漫顶失事概率推求

洪水位超越坝顶高程,但不一定会发生失事事故,这是因为坝体的工程和管理状况,决定着大坝对洪水超越事件 z 常有一定的承受能力。混凝土坝、背水坡面保护较好的土石坝都可允许小单宽流量的坝面溢流。在稀遇洪水来临时,采取抢险加固等措施,也可免除可能发生的洪水失事事故。

这样,就需要拓宽前述的随机防洪风险模型,将事故树的分支进一步延伸,考虑模糊因素的影响,以更全面、合理的反映大坝的防洪风险率^[6]。

实际的大坝防洪风险率。

2.1.5 风险分析方法

根据研究对象和侧重点进行划分,水库防洪安全风险分析可区分为规划设计阶段的风险分析和运行管理阶段的风险决策。规划设计阶段的风险分析侧重于研究拟建或将要建成的水工建筑物和设计方案的可可靠性或风险,解决的途径是在经济性(货币指标、实物指标)和将要承担的风险之间权衡决策,研究的“事件”都是稀遇的小概率事件,水库泄洪和漫坝风险分析即归于此类。

水库防洪安全风险研究方法,基本上都是先分析不确定性影响因子的概率分布,再采用适当的方法识别分布函数的参数,进而推求防洪风险事件的风险率。防洪安全风险率的估算方法均出自于常规的风险分析技术,结合于水库防洪事件的特点加以整合而成,本身并没有独有的风险分析技术。常规(基本)的风险分析方法概括起来主要有四种,即直接积分法,统计参数解析法,结构可靠度方法,随机模拟法(MC法),各方法有特定的适用条件。

(1) 直接积分法

直接积分法理论概念明确,在研究随机变量因素个数较少尚可应用,但如果影响因素较多,就难以找出影响因素的联合概率密度函数或相关关系,即使能找到,也因为概率密度函数的复杂而难以求得分布的解析解或数值解。所以,直接积分法在使用时限制很多。

(2) 统计参数解析法

统计参数解析法的基本思路是,依据多元随机变量的有关理论,由影响防洪安全的各风险变量的统计参数(均值、方差)来推求防洪安全指标(期望值、方差)。该方法对风险变量的表达形式没有任何要求,即无论以离散型的数据给出,还是以连续型的分布给出均可。因此,这种方法具有广阔的适用范围。由于客观情况和人们认识的局限,有时难以依据客观估计的方法给出风险变量的概率分布,但根据搜集到的信息,能够比较准确地估计各风险变量的特征值(如最大值、最小值、最可能值),并概化为一些简单的分布(如三角形分布、梯形分布、均匀分布等),这种分布虽然不符合实际,但由它计算风险变量的统计参数还是具有一定精度的,根据影响因素的多少及变化特性,通常可用正态分布,分段正态分布、PIII型分布等来描述,依据计算出的期望值、方差以及通过确定的线型,即可求出某一评价指标与其实现的累积概率的关系曲线,进一步计算出风险。

统计参数解析法的优点是不需要风险变量客观真实的分布,可以避免因分布的不真实而造成的误差传递,这种方法为有效地利用主观估计的数据创造了条件,反过来也为广泛地利用、推广这种方法奠定了可行的基础。

(3) 结构可靠度方法

结构可靠度方法包括一次二阶矩法(FOSM)、改进的一次二阶矩法(AFOSM)和JC法。

JC法由FOSM和AFOSM发展而来,适用于随机变量为任意分布的情况,克服了

FOSM 和 AFOSM 只适用于正态分布的不足。FOSM 在将功能函数用泰勒级数展开时,线性化点取在均值点,计算风险可能因为选择不同形式的等价裕量方程而结果相差很大,因而误差很大。AFOSM 则针对 FOSM 这种缺点进行改进,将线性化点选在临界失事面,避免了 FOSM 的问题。FOSM 和 AFOSM 法都假设随机变量相互独立且服从正态分布,而为了适用计算其它非正态分布随机变量导致的风险,拉格维茨-菲斯莱(Rackwitz-Fiessler)等人又在 AFOSM 法的基础上,加入了当量正态化公式,使其应用范围大大增加,这种方法被国际结构安全度联合委员会(Joint Committee on Structural Safety, 简称 JCSS)所采用,故又被广泛称为 JC 法。JC 法虽解决了非正态分布问题,但仍只适用随机变量是相互独立的情况,因而也有一定限制。

(4) 蒙特卡洛随机模拟法(MC 法)

MC 法则不需要考虑随机变量之间复杂的影响机制。它的基本思路是将影响防洪安全风险因素的随机变量依各自的分布分别进行随机取样,然后用各变量的随机值来计算防洪安全评价指标,这样,对每个变量随机地取一次样就可以计算出防洪安全评价指标的一个随机值,经过大量的重复试验,即可得出防洪安全评价指标的频率分布,通过统计分析可得出风险指标。MC 法的优点在其它方法都不能适用时,它总可以得出结果,缺点是计算量大,且每次结果都不一样,常用来和其它方法计算结果进行比较,以判断其它方法结果的合理性。在一定的精度要求下,MC 法仍不失为一种有效的求解风险方法。

除了上述四种基本方法,还有一些与上述方法类似的或经过拓展的方法,例如点估计方法(PE)、拉丁超几何体取样统计法(LH),重点取样法(SC)等,Yanqing Lian (2003)。Kay D. Thompson 等(1998))讨论了大坝失事概率和财产、生命损失评估不同方法的效率,这些方法分别是简单蒙特卡洛取样法、拉丁超几何体取样法、重点取样法和解析/分层蒙特卡洛法,分析结果表明重点取样法和解析/分层蒙特卡洛法是评估大坝失事风险十分有潜力的两种方法^[6]。

水库防洪安全的事故是指,由于洪水过大致使工程不能完成其预定功能的事件。荷载是入库洪水;水库的最高洪水位加上风浪爬高或溢洪道最大出流量代表荷载效应;坝顶高程或溢洪道泄流能力则代表承载能力。基本的风险方法仅针对荷载效应和承载能力之间的关系进行求解,因此,防洪安全风险分析需要建立洪水荷载与荷载效应之间的转换关系,以反映荷载的随机变化对荷载效应的影响。根据转换关系不同,防洪安全率估算方法分为随机微分方程方法和随机水文学模拟方法。

随机微分方程法是姜树海提出的一种求解水库防洪安全风险和河道行洪风险率的新模型方法,该方法在确定的水库调洪演算和河道洪水演进方程中引入随机的思想,建立水库调洪演算和河道洪水演进的随机微分方程模型,通过对该模型的求解,可得到不同时刻或不同断面的水位随机分布概率密度函数值,进一步可求得水库防洪安全风险率或河道行洪风险率^[7]。随机微分方程方法的优点是能考虑多种风险因素,并能反映调洪全过程的水位离散情况,计算量相对不大,但也存在着不足,例如该模型假定水库蓄水量围绕其均值

过程线作随机游走,其概率密度服从正态分布,这种假设未经过证明。

以梅亚东、熊明^{[8], [9]}为代表的学者提出了防洪安全风险率计算全面随机模拟方法。该模型方法通过全面表征水库实测入库洪水统计特性的大容量年最大洪水过程的生成和调洪演算,获得相应的坝前年最高水位序列,统计其大于坝顶高程的频率,作为水库的防洪安全率,同时该模型方法还考虑了多种风险因素的不确定性,所得的结果比较合理。

此外,国内最早还进行过直接分析坝前实测水位概率分布的研究^{[10]~[11]},由于受制于样本容量大小,所计算防洪安全风险率结果精度必然受到影响。另一种方法假定设计洪水的频率与调蓄后的坝前最高水位同频率,通过调节不同频率的设计洪水,得到这些频率对应的坝前水位,由坝顶高程内插可得其相应的频率,此即防洪安全风险率^[12]。该方法由于没有考虑承载能力和其它风险因素的不确定性,因而只是一种近似方法,但该方法能够充分利用已有的研究成果,并能够复核和评估设计洪水条件下的水库安全状况。

风险是指系统在规定的工作条件下,在规定的时间内,发生失事的概率及由此产生的后果。可靠性是指系统在规定的条件下,在规定的时间内,完成预定功能的能力。可靠度是可靠性的概率度量,是指系统在上述两个“规定”的情况下,完成其预定功能的概率。风险与可靠度二者之和等于1。设风险为 \bar{R} ,则可靠度 $R=1-\bar{R}$ 。

2.2 不确定性分析

不确定性按学科分类可分为随机不确定性、模糊不确定性和灰色不确定性。随机不确定性是由于事件发生的条件不充分,使得在条件与事件之间不能出现必然的因果关系,从而事件的出现与否表现出不确定性,这种不确定性称为随机性;模糊不确定性表现在事物本身的概念是模糊的,即一个对象是否符合这个概念是难以确定的,如年径流现象的“丰”、“枯”是不能以某一个径流量来分界的,同样水体质量的“清洁”与“污染”,流域自然地理的“相似”与“不相似”(或“相异”)也都找不到明确的界限;灰色不确定性是由事物知识的不完善性引起的,因为事物是由若干相互联系、相互作用的要素所构成的具有特定功能的有机整体,限于知识的不完善性,人们不可能掌握事物的全部内容,由此产生的不确定称为灰色性。

不确定性从本质上可分为两类;客观不确定性和主观不确定性。客观不确定性又分三种:内在不确定性、离散性和简化偏差。

(1)内在不确定性是指物理量本身具有的客观随机性。

(2)离散性是人们对物理量的测量值、认识值与物理量的真实值存在着差别,认识值相对真实值在某种程度,某个范围内具有离散性,如测量误差、满宁系数等。

(3)简化偏差是指由于受资料、技术等限制,采用的物理模型、计算公式存在着近似和简化,这种近似和简化所造成的与真实值的偏差,属于简化偏差。

毫无疑问,这三类不确定性都是客观存在的,直接影响着工程的安全状况。随着科学技术的发展和提高以及资料占有量的增多,不确定性的内在规律逐渐得到认识,离散性和简化偏差的不确定性越来越得到控制和缩小,但无论科学发展到什么程度,这种不确定性

依然存在,这是符合科学的客观认识论的。

主观不确定性是指由于人的主观思想、主观认识、主观行为与客观的规律相悖而引起的与真实值的偏差。如所建立的模型含有错误、系统操作的失误等。主观不确定性与客观不确定性的区别在于前者是一种失误或错误引起的偏差,背离了真实;而后者是真实在某种程度上的近似和简化,与真实值具有本质的一致性。在工程中,我们要力求减小客观不确定性、杜绝主观不确定性。

在水利工程中,不确定因素往往涉及多方面的不确定性,下面对水利工程中不确定因素按学科进行分类,简述如下。

(1)水文不确定因素:是指水利工程系统所涉及的具有不确定性的水文量:包括洪水频率分布(年径流量、洪量、洪峰系列)、洪峰及年内洪水的时间分布,可能最大洪水、降雨一径流关系、暴雨系列频率分布、暴雨时空分布、年降雨量系列频率分布,汛前库水位、水位一库容关系、库区冲淤等不确定因素。

(2)水力不确定因素:是指影响泄流能力和计算水力荷载时具有不确定性物理量。这些物理量的不确定性是由于其技术特征值的离散性和模型的简化所造成的,如实际工程中的三维水流简化为一维水流及糙率的离散性等。

(3)土工不确定因素:是指地质构造、土工因素方面的物理量的技术特征值的离散性。包括地质构造、管涌、渗流、坝基扬压力、沉降、边坡稳定性等。

(4)地震因素的不确定性:指地震的强度、烈度、震源、地震作用、材料液化、地震引起的波浪等具有的不确定性。

(5)结构和施工因素的不确定性:是指结构设计和施工过程中造成的建筑物技术特征值的偏差,包括设计不当、施工材料强度和施工质量偏差。

(6)操作管理因素不确定性:是指操作规程、管理行为与工程实际配合过程中出现不协调现象,包括操作、运行程序、运行方案的不确定性程度,工程的维护、保养程度,操作不当,管理过程中人为的过失等。

上述几方面的不确定性因素大都包括有多方面的不确定性。在计算水和工程的整体风险时要全面考虑上述各方面的不确定性,收集、分析不确定因素的历史统计资料,推断和验证不确定性因素的随机特性。

2.2.1 洪水

众所周知,某一频率的洪水是一随机事件,通常,它呈我们熟悉的 P-III型分布。

设计洪水推求水库防洪安全设计的重要环节,其正确性与否对水库防洪安全影响较大。洪水时空分布的统计规律,用多维随机变量才能全面描述,限于现有资料与科学水平,水文计算中还难以确定其对应的多维随机变量的表达式,于是采用了简化处理,即把复杂的洪水随机过程,简化为一个一维随机变量的问题,用一个或少数几个特征参数来刻画整个洪水过程的特性,研究诸如洪峰流量,时段洪量等各自的频率曲线,用设计标准的洪水特征值来反映设计洪水。设计洪水过程是根据对工程设计影响较大的设计标准的部分洪水

特征值,放大一种或几种最不利典型洪水过程而得到。推求设计洪水的每一步骤都存在许多不确定因素。

2.2.2 风浪

我们知道,来自不同方向和不同风速的风是一随机事件,因此由风引起的水面壅高和波浪爬高自然也是随机量。对于土坝的漫坝风险而言,在洪水期间只有吹向坝体的风能推波助澜,威胁漫坝,对漫坝分析来说才是有效的,我们叫它“漫坝有效风”。因此一般仅统计分析水库汛期年最大有效风系列,其它时期和方向的风可不予考虑。

(1) 水面壅高

按照《碾压式土石坝设计规范》(SL274-2001),由风浪引起的水面壅高均值由下式计算:

$$\bar{e} = \frac{KW^2D}{2gH_m} \cos \beta \quad (2-11)$$

式中, \bar{e} ——计算点处的风壅水面高度, m ;

W ——库水位以上 $10m$ 处的平均风速;

H_m ——水域平均水深, m ;

D ——风区长度, m ;

K ——综合摩阻系数,在 $(1.5 \sim 5.0) \times 10^{-6}$ 之间取值;

β ——计算风向与坝轴线法线的夹角, $(^\circ)$, 偏安全考虑,一般取 0° ;

g ——重力加速度,取 $9.81m/s^2$ 。

风速 W 本身服从极值 I 型分布,故水面壅高也近似认为服从于极值 I 型分布,其概率密度函数有如下形式:

$$f(x) = a \exp\{-a(x - x_0) - \exp[-a(x - x_0)]\} (-\infty \leq x \leq \infty) \quad (2-12)$$

用期望值 \bar{e} 和标准差 σ_e 表示参数,则

$$a = \frac{\pi}{\sigma_e \sqrt{6}}, \quad x_0 = \bar{e} - \frac{r \sigma_e \sqrt{6}}{\pi} \quad (r = 0.577215665 \dots, \text{欧拉常数}) \quad (2-13)$$

标准差由下式得到:

$$\sigma_e = [KWD \cos \beta / (gH_m)]^2 \sigma_w \quad (2-14)$$

其中, σ_w 是风速的标准差。

(2) 波浪爬高

一定风速情况下,浪高是一系列随机波,其统计序列符合 Rayleigh 分布,分布函数和密度函数分别为:

$$F(x) = 1 - e^{-x^2/(2\mu^2)} \quad (x \geq 0) \quad (2-15)$$

$$f(x) = \left(\frac{x}{\mu^2}\right)^{-x^2/(2\mu^2)} \quad (x \geq 0) \quad (2-16)$$

其均值 $m(x)$ 与标准差 $\sigma(x)$ 与分布参数 μ 有以下关系:

$$\begin{aligned} m(x) &= \sqrt{0.5\pi} \mu \\ \sigma(x) &= \sqrt{0.5(4-\pi)} \mu \end{aligned} \quad (2-17)$$

正向来波在单坡上的风浪爬高的均值 R_m 根据《碾压式土石坝设计规范》(SL274-2001), 可按下面三种情况计算:

当坡度系数 $m = 1.5 \sim 5.0$ 时

$$R_m = \frac{K_\Delta K_W}{\sqrt{1+m^2}} \sqrt{h_m L_m} \quad (2-18)$$

式中, K_Δ ——斜坡的糙率渗透性系数;

K_W ——经验系数, 在 1.0~1.3 之间取值, 是无量纲量 $W/\sqrt{gH_m}$ 的函数;

m ——单坡的坡度系数, 若坡角为 α , 即等于 $\text{ctg}\alpha$;

h_m ——平均波高;

L_m ——平均波长。

计算平均波高 h_m 可采用莆田试验站公式:

$$\frac{gh_m}{W^2} = 0.13th \left[0.7 \left(\frac{gH_m}{W^2} \right)^{0.7} \right] \times th \left\{ 0.0018 \left(\frac{gD}{W^2} \right)^{0.45} \times \left[0.13th \left[0.7 \left(\frac{gH_m}{W^2} \right)^{0.7} \right] \right]^{-1} \right\} \quad (2-19)$$

平均波长 L_m 计算公式如下:

$$L_m = \frac{gT_m^2}{2\pi} th \left[\frac{2\pi H}{L_m} \right] \quad (2-20)$$

其中, 平均波周期 $T_m = 4.438h_m^{0.5}$; H 为坝迎水面前水深, m 。当深水波时 ($H/L_m \geq 0.5$) 时, 式 (2-19) 可简化为

$$L_m = \frac{gT_m^2}{2\pi} \quad (2-21)$$

当坡度系数 $m \leq 1.25$ 时

$$R_m = K_\Delta K_W R_0 h_m \quad (2-22)$$

式中, R_0 ——无风情况下, 平均波高 $h_m = 1.0m$ 时, 光滑不透水护面 ($K_\Delta = 1$) 的爬高值, 其值可查相关表得到。

当 $1.25 < m < 1.5$ 时, 可由 $m = 1.25$ 和 $m = 1.5$ 的计算值用插值求得。

由于风浪爬高和风浪高度的相关系数为 1, 所以坝坡上的爬高也遵循 Rayleigh 分布, 其分布函数和分布密度具有同式 (2-15) 和式 (2-16) 一样的形式。

2.2.3 库面积和库容

尽管传统的分析方法中都把库面积和库容认为是确定量, 而事实上, 他们都是随机量。按给定的水库地形, 由不同的测量员绘制出的等高线图可能是不同的。在同样的等高线条件下, 由于计算原理和使用设备的不同, 其计算得出的库面积和库容也会是不同的。再者, 洪水期间和洪水过后产生的冲淤, 将改变水下地形从而改变库面积和库容, 除非水下等高线在每次洪水过后都立即予以测绘, 而限于人力、物力, 往往又做不到这一点。由于库容或水面面积的动态变化, 数据获得和分析难度都很大, 通常视某一水位下的库容或水面面积服从正态分布, 设计上采用的库容曲线和面积曲线作为正态分布均值。

2.2.4 泄水能力

桃曲坡水库的泄水能力包括三个部分: 溢洪道、高放水洞和低放水洞。每一部分的不确定性来源于许多方面, 如将三维水流简化为一维水流模型, 测量误差和糙率取值的不确定性等等。

2.3 漫坝风险模型与计算

根据上述分析, 建立了漫坝风险模型, 它可表为下式:

$$\bar{R} = P(Z(t) \geq Z_c) = P(Z_0 + H_{\max} + e + R_p \geq Z_c) \quad (2-23)$$

式中, \bar{R} — 对抗洪水系列和有效风系列联合作用下的漫坝风险; Z_0 — 迎汛库水位; H_{\max} — 库水位由于洪水产生的增加值; e — 水面风壅高度; R_p — 波浪爬高, 即波浪沿坝坡爬升的铅垂高度; Z_c — 事先规定的临界高程, 例如坝顶高程或防浪墙顶高程, 为了安全起见, 也可设为坝的防渗体顶高程。

当洪水事件 $[Q_{i-1}, Q_i]$ 和风事件 $[W_{j-1}, W_j]$ 同时出现时, 风险 P_{ij} 为:

$$P_{ij} = P(Z_0 + H_{\max} + e_{ij} + R_{p_{ij}} \geq Z_c) \quad (2-24)$$

于是, 当对抗系列洪水事件和系列有效风事件时, 其总风险可表示如下:

$$\bar{R} = \sum_{i=1}^{\infty} f(Q_i) dQ_i \left[\sum_{j=1}^{\infty} f_w(W_j) dW_j P_{ij} \right] \quad (2-25)$$

在上述公式中, 水面壅高的均值按照《碾压式土石坝设计规范》, 由下式计算:

$$\bar{e} = (KW^2 D / (2gH)) \cos \beta \quad (2-26)$$

式中, W — 库水位以上 10 米处的风速 (米/秒); D — 吹程 (米); H — 沿吹程的水库平均深度; K — 一个参数, 其值在 $(1.5 \sim 5.0) \times 10^6$ 之间, 在本项研究中, 取 $K = 3.6 \times 10^6$; β — 风向和吹程水体之间的夹角, 为了偏于安全, 可取 0° 。由于变量 W 按极值 I 型分布, 故变量 e 也如此。

《碾压式土石坝设计规范》指出,一定风速情况下,引起的浪高是一系列随机波,其统计系列符合瑞利(Rayleigh)分布,其分布函数和概率密度函数分别为:

$$F(x) = 1 - e^{-x^2/(2\mu^2)} \quad \text{当 } x \geq 0 \text{ 时} \quad (2-27)$$

$$f(x) = (x/\mu)^{-x^2/(2\mu^2)} \quad \text{当 } x \leq 0 \text{ 时} \quad (2-28)$$

均值 $M(x)$ 和标准差 $\sigma(x)$ 与分布系数 μ 的关系如下:

$$M(x) = \sqrt{0.5\pi}\mu \quad \text{和} \quad \sigma(x) = \sqrt{0.5(4-\pi)}\mu \quad (2-29)$$

由于风浪爬高和风浪高度的关系参数为 1, 所以风浪爬高也遵循瑞利(Rayleigh)分布, 风浪爬高的均值 $\overline{R_p}$ 可由以下各式计算:

①当 $m=1.5 \sim 5.0$ 时,

$$\overline{R_p} = \frac{K_\Delta K_w}{\sqrt{1+m^2}} \sqrt{h_m L_m} \quad (2-30)$$

②当 $m \leq 1.25$ 时,

$$\overline{R_p} = K_\Delta K_w R_0 h_m \quad (2-31)$$

③当 $1.25 < m < 1.5$ 时, 可由 $m=1.25$ 和 $m=1.5$ 的计算值按内插法确定。

其中, 波浪的平均波高 h_m 和平均波周期采用莆田试验公式, 按下列计算:

$$\frac{gh_m}{W^2} = 0.13h \left[0.7 \left(\frac{gH_m}{W^2} \right)^{0.7} \right] th \left\{ \frac{0.018 \left(\frac{gD}{W^2} \right)^{0.45}}{0.13th \left[0.7 \left(\frac{gH_m}{W^2} \right)^{0.7} \right]} \right\} \quad (2-32)$$

$$T_m = 4.438 h_m^{0.5} \quad (2-33)$$

$$L_m = \frac{gT_m^2}{2\pi} th \left(\frac{2\pi H}{L_m} \right) \quad (2-34)$$

式中, $\overline{R_p}$ — 平均波浪爬高(米); K_Δ — 坝坡的糙率渗透性的系数; K_w — 经验系数, 是无量纲参数 W/\sqrt{gH} 的函数; $m = \text{ctg } \alpha$; 而 α — 坡角; R_0 — 无风情况下, 平均波高 $h_m = 1.0\text{m}$ 时光滑不透水护面($K_\Delta=1$)的爬高值; h_m — 平均波高(米); T_m — 平均波周期(秒)。其余符号的意义同前。

因为风事件是随机的, 所以变量 R_p 是复合随机变量。可以证明, 当风速位于区间 $[W_{i-1}, W_i]$ 时, R_p 发生的概率 P_{w_i} 是:

$$P_{w_i} = P\{R_p < x\} = \int_{f_{R_p}(R_p)} dR_p \quad (2-35)$$

式中, $f_{R_p}(R_p)$ 是瑞利(Rayleigh)分布在区间 $[W_{i-1}, W_i]$ 上的概率密度函数。从而, R_p

的分布函数可以表示为:

$$F(x) = \sum_{i=1}^{\infty} f_w(W_i) P_{w_i} dW_i = \sum_{i=1}^{\infty} f_w(W_i) dW_i \int_0^{\infty} f_{R_p}(R_p) dR_p \quad (2-36)$$

计算 P_y 时, 因为 R_p 服从瑞利 (Rayleigh) 分布, 所以有必要使 R_p 正态化, 并且通过下式进行迭代, 直到满足容许精度为止:

$$\beta^- = \sqrt{2/(4-\pi)} \sqrt{-2\ln P_f} - \sqrt{\pi/(4-\pi)} \quad (2-37)$$

$$\beta^+ = \sqrt{\pi/(4-\pi)} - \sqrt{2/(4-\pi)} \sqrt{-2\ln(1-P_f)} \quad (2-38)$$

对于每一单场入库洪水的漫坝风险而言, 关键在于推求式 (2-1) 中的 $Z(t)$, 这就需要进行水库的随机调洪演算。由前所述, 可知其调洪演算过程是一随机过程, 且知无论对水库蓄水量 $V(t)$ 还是水库水位 $H(t)$ 均满足马尔可夫过程的条件, 且满足独立增量过程。于是, 水库调洪演算的随机微分方程可写成下式:

$$d\bar{H}(t) = \frac{\bar{Q}(t) - \bar{q}(H, C)}{\bar{F}(H)} dt + \frac{dW_n(t)}{\bar{F}(H)} \quad (2-39)$$

$$\bar{H}(t_0) = \bar{H}_0 \quad (2-40)$$

式中, \bar{H} 是水库蓄水位均值, $\bar{H}(t_0)$ 为 \bar{H}_0 的初始条件, \bar{H}_0 为水库的起调水位, $\bar{Q}(t)$ 为行洪均值过程, $\bar{q}(H, c)$ 为泄洪流量均值, 它是库水位 H 及泄水建筑物型式、尺寸、流量系数等水力要素 C 的函数, $\bar{F}(H)$ 为库面积的均值函数, 而 $W_n(t)$ 为维纳 (Wiener) 过程, 而方差 σ_w^2 满足下式:

$$\sigma_w^2 = \int_{-\infty}^{\infty} \left[\int_{-\infty}^{\infty} (V - \bar{V})^2 f(V) d(V) \right] f(V_1) d(V_1) \quad (2-41)$$

式中, V 为水库蓄水量的随机变量, $f(V)$ 为库容本身的概率密度函数, V_1 是由行洪过程、泄流能力引起的水库蓄水量的随机变量, $f(V_1)$ 是 V_1 的概率密度函数。

可以证明方程 (2-38) 满足李普希兹 (Lipschitz) 条件, 且转移概率密度函数满足福克—普郎克 (Fokker - Planck) 方程。

通过求解上述方程, 可得到在预先规定的临界模式条件下的漫坝风险值。

2.4 临界模式

一般情况下, 有两种临界模式, 即: 式 (2-1) 中的临界高程 Z_c 的取法。第一种取土坝坝顶高程或工程指定的某一限界高程, 第二种取防浪墙顶高程。

鉴于桃曲坡水库的坝顶高程虽然位于 792.0m, 但因陕西省水电设计院曾于 1967 年与梅七铁路部门达成协议, 限定最高库水位不得超过 790.5m, 故在不考虑风浪爬高的情况下, 取 790.5m 作为第一临界高程 Z_{c1} 。同时, 在考虑风浪爬高的情况下, 则取防浪墙顶高程 793.0m 作为第二临界高程 Z_{c2} 。

对于第一种情况, 作用公式为:

$$g(\bullet) = 790.5 - Z - e \quad (2-42)$$

对于第二种情况，作用公式为：

$$g(\bullet) = 793 - Z - e - R_p \quad (2-43)$$

3 漫坝风险评价标准

对于具有防洪任务的水库，尤其是土石坝水库，选择垮坝（漫坝）风险标准十分重要，它是涉及政治、经济、社会、工程技术、自然环境、文化背景等多种因素的综合指标。风险标准如果选得偏低，则大坝对抗漫顶或垮坝的安全可靠度不足，一旦失事，其后果将十分严重；另一方面，标准如果选得偏高，工程发挥不了应有的经济效益，造成大量投资和水资源的浪费。可见，风险标准取值问题，实质上是政治影响、经济效益、环境评价与大坝安全之间的权衡问题。

3.1 大坝安全风险标准综述

众所周知，并没有绝对安全的大坝，我们所谓安全的大坝，是指该大坝面临的失事风险在社会普遍可以接受的某种风险水平以下，此风险水平即大坝安全风险标准。风险标准是大坝工程及其保护区防洪安全的评价依据，同时为风险控制和风险处理提供了决策参考。由于风险标准的确定涉及到技术、社会、政治、经济以及文化背景等各种因素，是一个横跨多个学科的复杂而又困难的课题，这方面至今仍未形成系统的方法和理论体系，尚处于探讨、研究和完善阶段，很大程度上妨碍了大坝风险管理技术的发展。尽管如此，国内外已有该方面的一些标准和研究成果，下面分别予以介绍。

3.1.1 国外风险标准

大坝一旦失事，将造成巨大的生命和经济损失，对社会和环境也将造成难以估量的影响。由于定量估算相对比较容易和观念方面的原因，国内外对生命损失和经济损失研究较多，而对社会和环境的影响研究较少。本章仅讨论这两种损失。总的来说，国外关于大坝失事后果评估中对生命损失更为重视，国内则相反，经济损失的研究相对较多，分析方法也具有一定的可操作性。有关生命损失、经济损失和环境损失的定量表示方法以及各种方法的适用条件，S.N. Jonkman 等（2003）做了详细评述。

风险标准通常指两种标准，一是指可接受风险（acceptable risk）标准，另一是指可容忍风险（tolerable risk）标准。它们是两种不同的标准，反映了人们对风险的不同态度。可接受风险指任何受风险影响的人，为了生活或工作的目的，假设风险控制机制不变，准备接受的风险；而可容忍风险是为了取得某种利润，社会能够容忍的风险。

由于生命和经济的不对称性，生命和经济损失通常分开进行估算，相应的风险标准也分为生命风险标准和经济风险标准。

经济风险是溃坝对下游经济构成的风险。对于经济风险标准，目前尚未形成较为一致的意见，这个标准随经济、物价水平的变化而发生变化。加拿大大不列颠哥伦比亚水电局（B.C. Hydro）曾提出\$7120/年/坝作为大坝安全的风险标准，此后又提出US\$10000/年/坝的标准^{[16] [20] ~ [21]}。

生命风险是溃坝对下游生命构成的风险。当前，生命风险有个体风险（Individual Risk,

IR) 和社会风险 (Societal Risk, SR) 两种标准。

个体风险是指处于可识别危险中的特定一个人或特定群体中的一个人死亡的年概率。澳大利亚国家大坝委员会 (ANCOLD) 建议大部分时间处于风险中的个体对已建大坝和已建坝扩建工程的容忍极限是 1×10^{-4} /年, 对新建大坝, 容忍极限是 1×10^{-5} /年^[22]。荷兰国家防洪技术咨询委员会 (TAW, 1988) 建议个体风险 (IR) 的限值在 1×10^{-3} 和 1×10^{-6} /年之间。强加的风险, 且风险单元 (即人们) 没有能力控制的情况下, 采用 1×10^{-6} /年的低值; 风险单元对风险能完全地控制, 如进行跳伞、登山等自愿活动等, 采用最高值 1×10^{-3} /年。英国健康和安全执委会 (HSE) 建议, “在广泛的社会利益下”, 强加在工人和公众身上的年可容忍风险值, 工人为 1×10^{-3} /年, 公众为 1×10^{-4} /年。对于可接受风险限值, ANCOLD 建议取 1×10^{-5} /年^{[23]~[26]}。

个体风险不是度量生命损失的唯一方法, ANCOLD 要求对大坝用个体风险和社会风险两种标准评价, 并且两者都需要满足。

社会生命风险标准共有两种表达形式, 生命损失期望值和 F-N 曲线。

生命损失期望值, 又称作年生命风险 (Annualised Lives Risk, ALR)。虽然它也表示为单个人死亡的年概率, 但与个体风险是有区别的, 个体风险针对的是特定的一个人或特定群体中的一个人, 而 ALR 是根据处于风险中的总人数计算的单个人死亡的可能性。美国垦务局 (USBR, 1997) 建议 0.01 人/年作为大坝的 ALR 标准; B.C. Hydro 使用 0.001 人/年作为 ALR 标准。ALR 标准在比较特定研究区域不同地点的风险时很有用, 据此可以绘出该区域的风险图, 并且为风险处理措施的排序提供了一个很有价值的工具。

生命损失的期望值将风险表示为一单值, 存在一些不足。ANCOLD 在《风险评价指南》中指出, “ANCOLD 不支持仅使用期望生命损失作为社会风险的唯一量化方式, 理由是, ……”, 单一的生命损失期望值不能为决策者提供发生的生命损失范围”^[22]。通俗地讲, 即年生命损失期望值不能很好地反映溃坝概率极低但造成生命损失后果相当严重的风险, 它实际上是 F-N 线包含的面积, 为此, ANCOLD 推荐使用 F-N 图表达社会风险标准, 并说明该标准是当前评价社会风险最有效的工具。大不列颠哥伦比亚水电局, 澳大利亚国家大坝安全委员会、荷兰政府、新西兰、南非政府和美国垦务局等其它国家的许多组织现广泛使用这种方法, 在土地规划、核电站和危险工业设施方面均有应用。

F-N 图是一种有效描述社会对生命损失容忍程度的直观图解工具, 可根据此评价大坝和其它技术设施的安全。F-N 图是双对数坐标图, 可参考图 3-1, 图 3-1 所示的是 ANCOLD (1994) 的临时的社会生命风险标准^{[20]~[21]}。水平轴 N 表示增量生命损失人数, 竖轴 F, 表示增量生命损失超过 N 的概率 (或频率)。增量生命损失定义为大坝失事和安全两种情况的生命损失差值。朝下的斜线表示当前应用在大坝安全中的可容忍或可接受风险标准, 可以是直线, 也可以是曲线。生命损失越大, 对应的概率越低, 表示生命损失后果越严重, 社会越不能容忍 (或不能接受)。

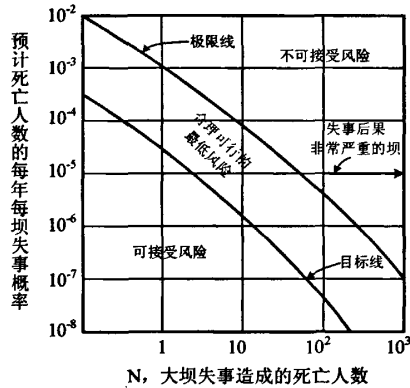


图 3-1 澳大利亚大坝委员会社会风险标准 (1994)

Fig 3-1 ANCOLD societal risk criteria (1994)

ANCOLD 在 F-N 图表中定义了两条线，极限线以上区域的风险认为社会不可接受，目标线以下区域风险认为社会广泛可以接受，在极限线和目标线中间的区域，是“ALARP”区，表示此区间的风险应该在合理可行措施下尽可能地减小，即考虑了实际运行和资金约束。ANCOLD 在 2001 年又集中讨论了目标线，提议去掉可接受风险区，在不可接受风险阈值以下的整个区域认作是 ALARP 区。

有些国家和学者在 F-N 图表中使用不同的术语，如将可接受风险区表示为足够安全区，ALARP 区表示为可容忍风险区；极限线有时称为可容忍风险水平线，目标线称为可忽略风险水平线；还有些国家标准包含有一条后果限制线，也就是说，当失事后果超过一定的限制之后，任何失事概率都是不容许的。为表述统一，本文称极限线为可容忍风险限值（或标准），目标线为可接受风险限值（或标准），处于极限线以上的区域是不能容忍风险区，处于目标线以下的区域是广泛可接受风险区，适用 ALARP (As Low As Reasonably Practical) 准则的区处于可容忍风险限值和可接受风险限制中间。在可接受风险区，风险处于很低的水平，是完全可以接受的，不需要采用任何风险减少的措施。风险若高于可容忍风险标准，则必须强制性降低风险，而不需要考虑成本。若落在 ALARP 区，则需要权衡挽救一个人生命的成本和生命的价值，在合理可行的前提下，尽可能地降低风险。何谓合理可行，可采用成本效益法来界定。成本效益分析主要包括两方面的计算内容，一是计算风险减小措施与所需成本的关系，另一是计算挽救一个人的生命所需要成本。

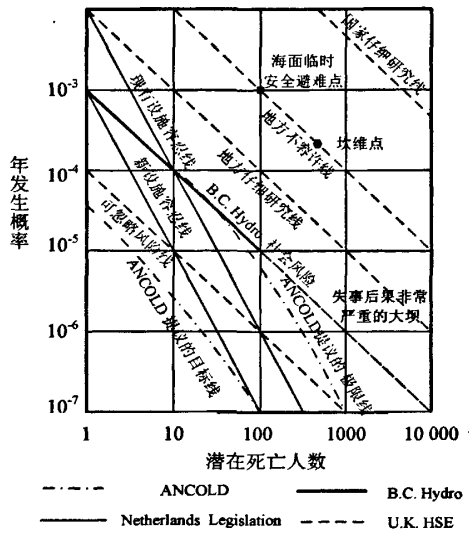


图 3-2 B.C.Hydro 的社会风险标准与其他政府机构标准的比较

Fig3-2 Proposed B.C.Hydro societal risk criteria and comparison with criteria of other agencies

图 3-2 出示了加拿大 B.C. Hydro、荷兰、英国健康与安全执委会 (U.K. HSE) 和 ANCOLD (1994) 的社会风险标准。ANCOLD (1998) 的社会风险标准如图 3-3 所示。

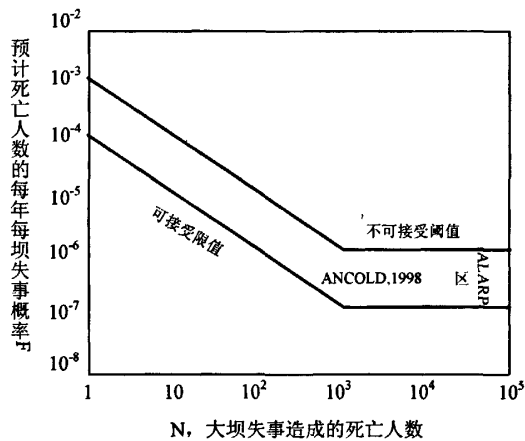


图 3-3 澳大利亚大坝委员会社会风险标准 (1998)

Fig 3-3 ANCOLD societal risk criteria (1998)

英国健康与安全执委会 (HSE) 也通过 F-N 图表公布了社会风险指南, 如图 3-2, 其社会风险标准略微高于 ANCOLD 标准, 它是从对危险货物的运输研究中提出的。

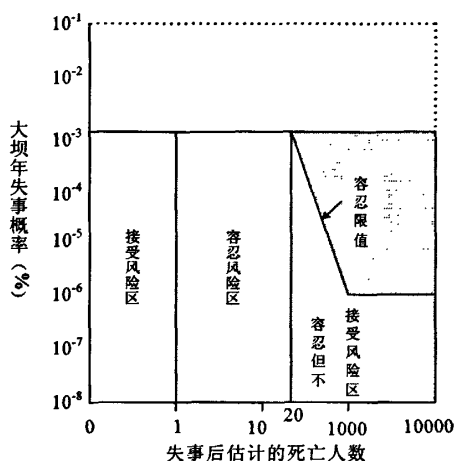


图 3-4 德国 F-N 图

Fig 3-4 F-N diagram for Germany

Rettemeir K.等根据德国人口众多的实际情况，采用 ANCOLD（1998）的社会风险标准有困难，提出了建议如图 3-4 的风险标准^[30]。具体数值见表 3-1。

表 3-1 德国建议采用的社会风险标准

Fig. 3-1 The societal risk criteria of Germany proposed

年失事概率	生命损失（人）
10^{-3}	<20
10^{-4}	100
10^{-5}	300
10^{-6}	1000

3.1.2 国内风险标准

我国近几年才开展对大坝安全风险标准研究，是在学习国外经验的基础上进行的，成果比较少。

肖义和郭生练等详细评述了国内外安全领域可接受风险的研究历史和现状，就不同的风险定量方法，初步探讨了应用 F-N 曲线和 ALARP 准则确定大坝安全领域的可接受风险的方法^{[31]~[32]}。在水库泄洪风险分析方面，徐祖信和郭子中提出了高坝泄洪风险目标值为 1×10^{-5} ，但该模式只适用于未考虑调洪作用的单一水库^[33]。陈肇和提出可承受的漫坝风险水平为 1×10^{-6} ^[34]。杨百银认为水库泄洪承担的风险为 $1 \times 10^{-3} \sim 1 \times 10^{-4}$ ^{[35]~[36]}。高亚东根据我国国情，提出了大坝防洪安全的个人和社会风险标准^[37]，其中从个人角度，大坝失事造成下游洪水泛滥事件的可接受概率为：

$$P(C) < \beta^* \frac{10^{-4}}{P\{D|C\}} \quad (3-1)$$

其中， β^* 为政策系数， $0.01 < \beta^* < 100$ ，根据一个人居住在大坝淹没地区的自愿程度和获

取直接利益的程度而定。当获利大、自愿程度高时, β^* 取高值; 当获利程度小、自愿程度低时, β^* 取低值。式 (3.1) 前提假定是一个人因防洪事故被淹死的概率与死于一次偶然事故的正常风险 (10^{-4}) 相等。 C 代表大坝失事 (漫顶、溃坝) 造成下游洪水泛滥的事件, $P(C)$ 为其发生的概率; D 代表洪水泛滥造成死亡的事件, $P\{D|C\}$ 代表因洪水泛滥死人的概率。若采用最保守的估计, 取 $P\{D|C\}=1$, 则 $P(C) < \beta^* 10^{-4}$ 。

从社会角度, 假定对受淹区来讲可接受死亡人数为 $\beta^* \times 100$, 可接受死亡率为 r , 则社会可接受概率是:

$$P(C) \leq \beta^* \frac{100}{N_d P\{D|C\}} = \frac{r}{P\{D|C\}} \quad (3-2)$$

其中, N_d 为受淹区受淹人口数。

李雷等 (2006) 参照 ANCOLD 的建议, 根据我国 1982~2000 年的溃坝资料, 计算得出我国大中型水库大坝的可容忍生命社会风险的水平极限线为 1×10^{-5} (F-N 图), 可接受生命社会风险的水平极限值为 1×10^{-6} ; 小型水库大坝的可容忍生命社会风险的水平极限线为 2.5×10^{-5} , 可接受生命社会风险的水平极限线为 2.5×10^{-6} 。同时, 建议我国大坝可容忍个体风险应定为 3.0×10^{-4} , 可接受个体风险与 ANCOLD 一样采用 1×10^{-5} /年^[38]。

3.2 漫坝风险标准的确定基础

尽管国内外专家已建议了一些风险标准, 但这些标准是否合理, 尚需进一步探讨。探索适合我国的风险标准, 首先需要明确这样一些问题, 即国外的标准是如何确定的, 我国能不能照搬其确定方式, 大坝安全风险标准受哪些因素影响, 以及确定大坝安全风险标准的难点是什么等, 以下就这些问题进行探讨。

3.2.1 国外确定风险标准的方式

关于个体生命风险标准, 澳大利亚大坝委员会根据平均基本风险率来确定, 即根据国内人口年最低死亡概率的统计值确定。英国健康与安全执委会则根据风险为工人和公众所容忍来确定可容忍个体风险。

F-N 图是应用最广泛的社会风险标准表达方式, 其中的水平线 ANCOLD 是根据目前知识、技术水平以及风险估算方法得出的, 对于可容忍风险和不可容忍风险之间的线, 以 20 世纪澳大利亚年平均溃坝率的 10% 来确定; 对于可容风险和可接受风险之间的线, 以年平均溃坝率的 1% 来确定。

3.2.2 确定大坝风险标准应遵循的原则

类似于其它行业的风险标准, 一些原则对制定大坝安全风险标准很有帮助, 从大坝安全风险的角度进行表述, 这些原则如下:

(1) 与人们在日常生活面临的其它风险相比, 大坝对一个人的增量风险不应该是重大的;

(2) 大坝对人们施加的增量风险应该在所有合理可行的措施下尽可能地减小, 即适用 ALARP 原则;

(3) 如果大坝失事造成的生命损失很严重, 那么应使该大坝失事风险低一些。社会容忍风险标准应体现社会尤其不能容忍的严重人员伤亡的大坝失事情景;

(4) 当人们由于资金和其它因素限制而不能控制或减小风险时, 人们能容忍的风险水平要比可接受的风险水平要高;

(5) 人们对已建大坝的风险比正在规划或新建大坝的容忍程度要高, 处在大坝潜在风险区的人们对风险的容忍程度比整个社会对风险的容忍程度要高。

大坝安全风险标准的确定, 离不开对大坝风险的特征分析; 这很大程度上取决于人们的主观态度, 为此, 下面列出了人们通常不愿意接受的风险:

- (1) 强加的风险;
- (2) 在人们提前预防的情况下, 仍无可逃避的风险;
- (3) 人们对这种风险不熟悉或科学上解释不清;
- (4) 风险在社会分布不等;
- (5) 损失的原因可以识别。

上面所列原则和人们对风险的态度, 是确定大坝安全标准的基础。其它行业风险或人们已容忍的风险有助于确定大坝安全风险标准, 考虑到人们对各行业危险的感知不同, 因此不能严格服从或照搬其它行业标准。

3.3 对公众参与确定风险标准的分析

可接受风险标准的确定, 实质上是一个风险决策问题, 它指导风险决策又最终由风险决策所确定, 可接受风险标准的确定过程同时也是评价该风险标准是否可以接受的过程。根据大坝安全风险标准的确定原则, 可接受风险标准很大程度上取决于人们对风险感觉上的认知, 或认知风险 (Perceived Risk), 鉴于公众在确定标准中的重要地位, 下面两节详细分析了认知风险如何影响人们的决策和人们决策结果产生差异的原因。

3.3.1 认知风险对决策的影响

现有大部分的风险决策理论都把风险态度视为是一种认知的过程, 依据各种方案预期的后果 (有的后果包括了预期的心理状态) 和相应后果的发生概率 (可能存在一些误差) 的乘积大小做出决策, 而把决策时所处的环境和决策者对最可能选择方案后果的严重性和发生概率的认知基础上触发的情感看作是决策的附带现象, 并不将其作为输入条件进入决策过程。尽管有些风险决策考虑了个体对风险的主观态度, 例如根据决策人的主观偏好, 将风险决策模型分为乐观、悲观和折中风险决策模型等, 但并没有说明这些模型的使用条件。事实上人们的决策和行为结果经常与传统风险决策模型的结果产生背离, 这说明人们在决策时的心理因素和情感因素有时对决策和行为结果起支配性的作用。

对于大坝安全可接受风险水平这样一个带有很大主观性的风险决策过程, 传统的风险

决策理论显然不适用,因为其中涉及了一些心理学、社会学等方面内容。对风险决策时的心理过程进行研究可以帮助解释这种现象。两个重要理论——“风险是情感”假设理论和新经济学的前景理论(Prospect Theory)恰好能解决传统风险决策理论存在的问题。

芝加哥大学商学院奚恺元教授对风险决策时的心理过程做了深入的研究,取得了很多的研究成果^{[39]~[40]}。他提出了“风险是情感”的假设,该假设认为不确定或风险决策时的情感对决策结果或行为起支配性的作用。前景理论对人们的行为与传统风险决策理论得到的结论存在偏差或背离的原因做了解释。它是 Kahnema 和 Tverskey 于 1979 年提出的, Kahnema 还因此获得了 2002 年诺贝尔经济学奖。前景理论用心理学的研究成果,对传统风险决策理论进行了修正,从实证出发,从人自身的心理特质、行为特征出发,去揭示影响选择行为的非理性心理因素解答了传统风险决策理论不能解答的一些问题。最早的传统风险决策理论是期望值理论,前提假设人们都是风险中立的,人们根据期望值的大小来进行方案选择。之后,贝努力提出了期望效用理论,这个理论是微观经济学一个重要的奠基石。期望效用理论的前提假设是人们都是风险规避的。前景理论则对人们什么时候是风险规避的,什么时候是风险偏好的,以及它们之间的不对等关系做出了说明。可以说,传统的风险决策理论,属于规范性经济学,教育人们应该怎么做。而前景理论属于描述性的新经济学,主要描述人们事实上是怎么做的,由此看出,新经济学更为科学。

采用心理学理论研究风险决策问题,研究内容不仅包括风险方案在将来经历的预期情感状态,而且包括对风险决策过程中人们心理过程的描述,以及人们心理变化对决策和行为的影响描述。

图 3-5 所示的是“风险是情感”的理论观点,从中可以清楚看到认知风险如何对决策结果产生影响。人们在对各种风险方案预期的结果和发生概率进行认知评估时,心理上会对这些预期结果和概率产生情感后果,如害怕、担心、焦虑、惊恐或高兴等情绪,这些情感状态反过来又对这些预期后果的认知产生影响,人们的最终行为取决于这二者的相互作用。

按照新经济学和前景理论的观点,人们在作决策时,并不总是“完全理性”的,而经常根据一些易于评价的线索来做决策(有时并不是估算概率或结果),并且在条件变化时,对风险的态度也会发生变化。这两种理论从不同的研究角度阐述了人们的心理因素对决策的影响。

影响人们对风险的认知的因素还有年龄、性别、社会背景等因素,一些研究认为,青少年相比成年人易于冒险;女性比男性更风险偏好;美国人在金融决策方面比中国人更风险规避,而在学术和健康方面同两国基本一样。

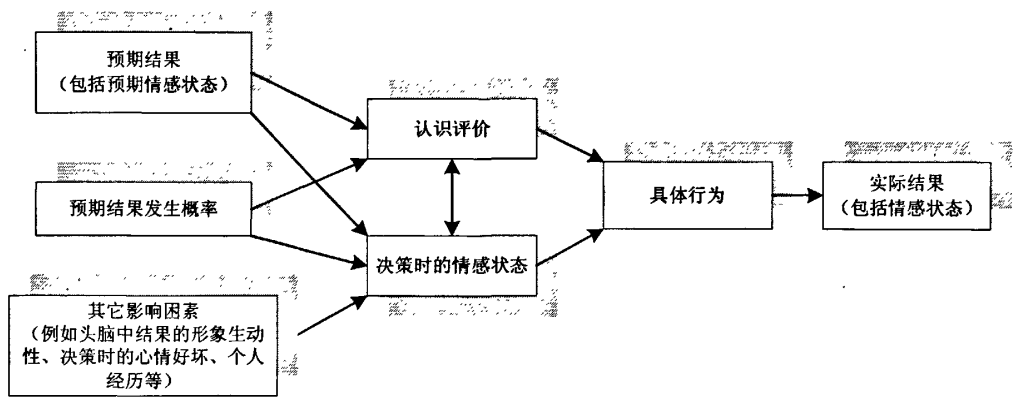


图 3-5 “风险是情感”观点
Fig. 3-5 Risk-as-feeling perspective

应用这两个理论的研究成果，就可以解释有关大坝安全风险方面的问题。例如，解释即便在政府和社会对保险费津贴相当高的情况下，洪水保险仍难以卖出的原因。用传统理论的解释是人们对洪灾发生可能性的估计过于乐观，而采用经过心理学修正的风险决策理论解释为，人们反对购买小概率损失的保险的原因是人们对这些潜在损失的担心和关注程度小，显然，修正的风险决策理论解释更合理一些。最好的说明事例是明显处于潜在洪水或地震灾害威胁中的人，愿意购买保险的概率大大增加。再比如，经历过洪灾的人比没经历过洪灾的人对灾害损失更为关注，从而更愿意购买保险。

洪灾发生后，人们流离失所，房屋被冲毁、农田被淹、交通电力中断，食品短缺，传染病流行。洪灾往往造成大量的人员伤亡，经济和生态环境损失，尤其是对人们心理上所造成的恐慌和社会的动荡不安，受灾区短时间内难以恢复到正常的生产和生活等。对于洪灾的评估，过去通常注重于直接和间接的经济损失统计计算，而对洪灾给人们精神上所造成的影响不够重视。“风险是情感”理论也强调了这种精神上的影响不仅不应该被忽视，而且还应该进行更加的深入研究，因为这可能影响了人们对风险的可接受性。

3.3.2 公众确定风险标准存在的问题

大坝安全可接受风险水平的确定不仅是一个风险决策问题，同时又是一个由多个群体参与的群决策问题，各个群体的利益有时相互冲突，并且每个人对风险的主观意愿接受程度不同，要平衡各个群体的利益而又能获得一个较为满意的结果，在大坝安全领域是相当困难的。按照可接受风险标准的定义，可接受风险是公众接受的风险，但公众共同参与同一风险事件风险标准的确定，会存在以下问题：

(1) 依据的信息不完整和不能充分利用信息

要使公众参与确定的可接受风险标准准确而有效，公众需要接触到有关风险水平的一切信息，并且有能力解释这些信息。此外，还应该有一种能在群体间达成共识和充分讨论这种共识的有效方式，实际上，这些前提条件都不能满足，许多可接受风险的决策不得不

依据不完整的信息做出。即使信息是完整的，也由于个人知识有限和对风险的认知程度差异，得出的结论有时是错的。

(2) 人们的偏见

人们对风险的判断受偏见左右，这是一个专家也无从回避的问题。通常的偏见有两种，一种是可用性偏见，一种是证实性偏见。可用性偏见是指人们会用一个例子来加深对某一事件风险的认识。证实性偏见是当人们对风险事件已经有一个观点时，会忽略掉与这个观点相冲突的其它信息。

(3) 社会背景影响

人们由于社会背景不同，认识风险的方式也不同。有的人认为可接受风险水平的界定是权威人士的责任，权威人士有专门的顾问人员辅助，能得出比较可靠的结论；有的人认为可接受风险的决策权应留给个人；还有人认为风险是偶然性作用，无法进行控制。

(4) 很难找到一个反映公众意见的最佳代理

显然，不可能让与大坝安全相关群体的所有人参与标准的制定，这也很不现实，寻求能代表各个群体意见的代理是解决问题的一种比较好的方式，通常认为新闻媒体是公众的最佳代理，但媒体由于受自身利益驱动和行业特点所限，有时还会严重影响决策结果的合理性。

从以上所列的问题看出，公众广泛参与确定可接受风险水平是相当困难的，然而不能因为难度大，就可认为公众的意见应该被忽略，公众应始终在允许风险标准的确定中起中心作用。

3.4 经济风险标准

当风险减小措施代价最小时（从机会成本上讲），如果减小风险的费用超过了减小风险所带来的经济和效用效益，则这种情况下的任何风险在经济上都是可接受的。这是可接受风险在经济学上最全面的定义。其中，机会成本是指为执行一种方案而放弃另一种可行方案所损失的可能获取的收益，即为选择当前已接受的方案所付出的代价。

大坝安全允许风险标准是针对具体的大坝进行成本效益和机会成本分析得出的纯经济意义上的标准。低于此经济标准，则认为是经济上不合理标准。由于没有“零风险”的大坝，一味地提高大坝的防洪标准，没有意义也不切合实际。大坝建设和除险加固的投资都相当大，国家不可能不考虑经济要求而投入巨额资金以满足人们对安全的需求。尽管可接受风险水平的确定，离不开经济分析，然而在经济意义上的允许风险标准仅能在最终标准的制定中起辅助作用，经济上最优的风险水平并不一定为与大坝安全相关的公众所接受，但进行经济分析无疑能给可接受风险标准的确定提供指导。

3.5 漫坝风险标准的确定思路

按照确定风险标准的通用原则，大坝失事的生命风险标准应基本接近于人们日常生活面临的公共安全和健康安全风险。

环境方面广泛接受的一个风险率是 10^{-6} ，指的是一个人终生暴露在某一物质下患癌的机率。 10^{-6} 可看作是“零风险”，从上世纪 70 年代末以来，各行各业都普遍认定和参照这个标准。英国 HSE 同样提出了这个标准，但不是指终生风险，而是指年风险，在考虑了各种社会背景的情况下，认为一个人在家触电致死的概率与这个标准大致相当^[41]。英国一个人死于道路事故的年概率大约是 1×10^{-4} ，根据我国 2003 年的统计结果，乘坐非机动车意外死亡的概率约为 1.7×10^{-4} ，乘坐机动车辆意外死亡的概率约为 3.3×10^{-4} ，对这种常见的生命安全风险，公众尚没有表示强烈地抗议，认为公众可以容忍，那么，其下限值 1.0×10^{-4} 作为我国的可容忍个体风险标准比较恰当，符合现阶段我国人民整体健康安全水平还比较低的现状，而 10^{-6} 标准显得过于保守。可接受个体风险标准低于可容忍风险标准一个数量级（采用国外的作法），建议取 1.0×10^{-5} 。表 3-2 所列的是国外的道路事故统计数据^[23]，可以作为参考。

国外的大坝社会风险标准为我国大坝风险标准的制定提供了好的参考，但不能完全进行照搬，需分析国情差异后进行确定。我国人口众多，特别是沿河两岸和大坝下游，若设定同澳大利亚一样的标准，则势必会出现许多病险坝，所需除险加固费用巨大，国家难以承受。因此，可以将各种标准在其基础上都适当降低一些，但从长远考虑，我国应逐渐提高其标准。

表 3-2 道路事故风险
Tab.3-2 The risk of road accident

国家	年死亡概率
美国	3×10^{-4}
澳大利亚（新南威尔士）	2×10^{-4}
新西兰	1.4×10^{-4}
英国	1×10^{-4}

澳大利亚是根据某一时期的国内溃坝率统计结果，再乘以一定的百分比来确定其社会风险标准，我国也可以采用相似的方式确定。溃坝率是一客观基础数据，反映了各国一定时期的坝工技术水平，不用主观进行确定，关键在于百分比的选择，其反映了大坝失事风险将控制在何种程度。合理的百分比，需要分析我国的经济发展现状、人们对大坝风险的认识和态度，以及坝工技术，安全管理、政治等因素后综合权衡确定。已发生的溃坝事件，对确定风险标准相当有用，也需纳入其中进行分析。由此看出，大坝风险标准的确定，涉及多个学科知识，需要多个行业专家共同参与解决。

如前分析，由公众主导制定可接受风险标准存在许多问题，甚至不可能获得一个标准。纯粹应用经济的方法确定的风险标准可能又不能为公众接受。应该看到，风险标准的制定决不是一个容易的过程，难点在于它并不是仅取决于客观的风险度量值，很大程度上取决于人们对风险的主观态度，并且决策依据的信息不完整，存在大量的不确定性因素，还有各个群体的利益难以获得平衡。

由于政府有能力收集各方面的信息，特别是相关领域专家提供的意见，能平衡国家利益和当地所付出的代价，弥补了公众主导决策的一些不足，因此，大坝安全风险标准的制定需要回到政治背景下，由政府主导解决。笔者建议采用图 3-6 的程序确定大坝风险标准。

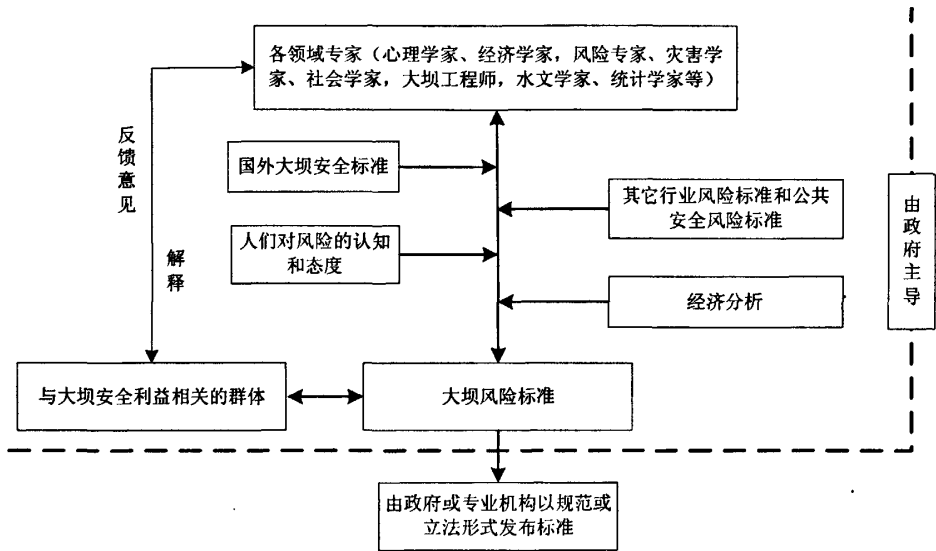


图 3-6 大坝风险标准确定程序

Fig 3-6 The procedure of dam risk criteria established

图 3-6 中所示的大坝风险标准确定程序，阐明了政府与公众之间的层次关系。利用各领域专家对信息掌握相对丰富，决策较为科学的优势首先拟定一些风险标准方案，让公众（与大坝安全利益相关的群体，如大坝的投资者和管理者，大坝的受益者以及下游风险的承受者等）充分了解标准的制定过程，专家负责对公众进行解释，广泛征求公众的意见。通过多次的交互和反馈意见，专家不断修改标准以适应公众的要求。在涉及各群体之间的利益冲突时，由政府根据全局利益协调解决。

3.6 本章小结

大坝安全风险标准的确定是一个涉及水利工程、灾害学、社会学、经济学、心理学和风险理论等多个学科的极其复杂的问题。它既是一个风险决策问题，同时又是一个多个群体参与的群决策问题。确定风险标准的过程就是评价该标准风险是否可接受的过程。大坝安全风险标准的确定不仅取决于技术因素、而且取决于政治、经济以及文化背景等各种因素。鉴于公众在标准制定中的重要地位，本章根据相关行业风险标准和心理学的研究成果，提出了大坝安全风险标准确定应遵循的通用原则；详细分析了由公众确定标准存在的困难和问题，以及通过政府与公众交互解决的方式，初步提出了综合多种考虑的大坝安全标准的确定思路和程序。该程序强调公众参与的多维性，结合经济分析，强调了大坝安全标准的制定是个政治社会问题以及政府在标准制定中的主导地位，政府和公众在标准上的交涉是多阶段的反馈决策过程，近似于市场上的议价方式，依据不完整信息下的博弈理论进行。政府在这个过程中要发挥其主导作用，坚持信任、公正、公平的原则，向公众充分地传达

和解释标准,这样才能保证标准的合理性。本章提出的这种标准制定方法,得出的标准仅是一个满意解,而不是最优解。考虑各种信息和模型的不确定性,最终制定的大坝安全风险标准,提供一个区间比提供一个具体的值更为恰当。

本章引入了“风险是情感”的理论和新经济学理论,目的是为了更合理地解释人们是如何看待大坝风险,进而会提出什么样的要求。按照新经济学的前景理论,大坝作为一种防洪工程设施,对承灾区的人们来说,是一种利益获得,因而大多数人是风险规避的。这就从心理学和行为学方面解释了通常人们为什么普遍要求提高大坝防洪标准,确保安全的主要原因,当然,人们拒绝大坝这种强加的风险,以及发生过的洪灾对人们心理上的影响等其它原因也同样导致了这种要求。“风险是情感”和新经济学的风险决策理论都强调人们对风险情感上的认知会在决策时起决定性作用,而每个人因自身经历,年龄、性别以及受教育程度等社会背景不同,对大坝安全风险的认识也会不同,从而会倾向不同的风险标准。总而言之,这两种理论可以帮助我们认清个人之间和群体之间在标准制定出现偏差的原因,在此基础上,利用“改变人们在评价事物时所使用的观点,可以改变人们对风险的态度”的新经济学观点,政府可以在与公众交流标准的过程中,有针对性地因势利导,纠正一些错误的思想,最大限度地消除偏差,以获得公众对标准的共识。

大坝安全风险标准在一定时期内相对变化不大,具有相对稳定性。随着经济的发展和人们观点的变化,不同时期的可接受风险水平可能不同。大坝安全风险标准在地域上也存在差异性,不仅国与国之间可能不同,在同一国家,由于资金和其它方面约束,尽管有违公平性,也可能不同。

表 3-3 为国外大坝失事风险标准统计。

表 3-3 美国及世界上大坝失事风险标准统计
Tab 3-3 the dam risk criteria Sat. in the world

地 区	参考文献	失事 坝数	统计 坝数	时间 (年)	比例 (坝/年)
美 国	Gruner (1963, 1967)	33	1764	40	5×10^{-4}
	Babb 和 Mermel (1968)	12	3100	14	3×10^{-4}
	USCOLD (1975)	74	4914	23	8.7×10^{-4}
	U. S. Bureau of Reclamation (1977)	1	4500*		2×10^{-4}
加 拿 大	Middle brooks (1953)	125	7500	40	4×10^{-4}
	Mark (1977)	9	7833	6	2×10^{-4}

地 区	参考文献	失事 坝数	统计 坝数	时间（年）	比例 （坝/年）
日 本	高濂(1967)	1046	2×10^6	15	4×10^{-5}
西班牙	Gruner	150	1620	145	6×10^{-4}

*4500 是统计的坝·年数

David E. Langseth 1983 年在论述溢洪道设计标准的文章中指出：为了保障大坝安全，大坝所承担的失事风险应为 10^{-4} 量级，而泄洪设施因泄洪量不足引起的漫坝风险应为 10^{-5} 量级。

据统计，截至 1975 年底，国外共发生 1105 次较大的坝破坏事故，其中 145 次是由洪水漫顶造成的，如果大坝的失事标准定为 10^{-4} 量级，那么漫坝失事标准就应该是 10^{-5} 量级。而引起漫坝失事的原因有闸门起闭机构失效，以致不能按时开启闸门；对所处流域洪水估计不足，洪水超过水库的防御能力；上游溃坝导致入库洪水超过设计洪水引起的连锁反应；以及迎汛初水位大大超过合理的汛限水位和洪水调度不当等。本文所研究的情况仅限于流域的洪水引起的漫坝，而这种漫坝约占总漫坝数的 1/2，因此，这种风险标准应更小。以上分析是针对所有的坝型进行的，也没有划分工程的等级。

在水利部重点科研项目 SZ9418 的研究报告中，综合上述分析和成功的实践经验提出：在目前尚乏国家标准和行业标准的条件下，取漫坝风险为 10^{-6} 数量级，是可以接受的。

4 桃曲坡水库概况及基本资料

4.1 桃曲坡水库基本情况

桃曲坡水库位于石川河支流沮河下游, 在陕西省铜川市耀州城区以北 15 公里的马咀山峡谷。西支沮水发源于耀县横岭与长蛇屿一带, 流长 77 公里, 流域面积 830 平方公里。1999 年元月水库开始引用泾河支流马栏河水, 马栏河流域面积 505 平方公里, 故水库引水面积总计 1335 平方公里, 控制流域面积 830 平方公里, 占沮水流域面积的 90%。故水库引水面积总计 1335 平方公里。大坝为碾压式均质土坝, 坝顶高程 792.0m, 防浪墙顶高程 793.0m。防洪标准为百年一遇洪水设计, 千年一遇洪水校核。因梅七铁路沿水库右岸布设, 故陕西省水电设计院于 1967 年与铁路设计单位协议, 限定水库水位不得超过 790.5m, 其相应库容为 4420 万 m^3 。水库除拥有 L 型侧槽式溢洪道外, 还建有高、低放水洞各一座。最大泄量可达 2240+低洞 100+高洞 5=2345 m^3/s 。

4.2 工程特性

大坝为碾压式均质土坝。坝顶高程 792.0m, 坝高 61m, 坝顶设 1m 高砌石防浪墙。坝顶长 294m, 顶宽 6m, 底宽 350m, 上游坡比 1:2.5~1:3.5, 下游坡比 1:2~1:3。坝迎水面作干砌石护坡, 下游作排水明沟。下游坝脚堆石体高 17m, 两边坡比为 1:1.5。坝体内采取岸坡排水带和河床排水褥垫相结合的型式。河床沙卵石覆盖层厚 5~8m, 采用截水槽防渗。截水槽底宽 15m, 边坡为 1:1, 底部浇注 0.5m 厚的混凝土盖板, 岸坡结合槽浇 0.3m 厚的混凝土盖板, 为以后帷幕灌浆创造条件。左坝肩古河床的沙卵石层修一副坝予以截断。石灰岩的裂隙、溶洞, 采用沿结合槽进行帷幕灌浆的方案在筑坝时进行处理。大坝按百年一遇洪水设计, 千年一遇洪水校核。

溢洪道位于大坝右侧, 为“L”型侧槽式, 由溢流堰、侧槽、陡坡三部分组成。溢流堰为圆角梯形断面, 顶宽 2.0m, 侧堰长 89m, 正堰长 15m, 堰顶高程 784.0m, 堰为 50 # 水泥砂浆砌石, 150 # 钢筋混凝土护面厚 0.3m。侧槽长 79.3m, 底宽由 7.63m 至 20m, 比降 0.65%, 岸边坡比 1:0.3, 出口高程 772.0m。陡坡长 225m, 底宽 20m, 比降 1%, 边坡坡比 1:0.3, 其中 160m 采用岩石陡壁, 未设工程措施。

高放水洞是高干渠的输水洞, 担负向塬上新灌区放水的任务, 设计流量采用高干渠加大流量 5.5 m^3/s , 洞长 350m, 全部直穿灰岩。进口高程 762.8m, 出口高程 762.11m, 比降 1/500, 闸前为压力流, 闸后接混凝土消力池。闸井位于进口后 16.4m 处, 内径 3.5m。闸孔尺寸为 2×2m, 安装两扇(一前一后) 2.2×2.1m 平板钢闸门。闸门设计水头 27m, 闸下流速 21m/s, 校核洪水时开启高度 0.21m, 闸下流速 22m/s。进口前明渠槽长 70m。

低放水洞在施工期间担负施工导流任务, 水库建成后担负向富平老灌区灌溉放水、排洪拉沙、战备泄空水库等项任务, 设计灌溉流量 8 m^3/s , 施工导流流量 19.3 m^3/s , 泄洪最大流量 100 m^3/s , 泄空水库最大流量 97 m^3/s 。导流洞长 415m, 进口高程 755m, 出口高

程 738.65m，比降 1/300，洞径为 3.6m 圆形开石断面。低洞进口高程 755m，用 1:2 的斜洞与导流洞相交，全长 328m，洞内为压力流。进口喇叭口为厚 0.5m 220# 双钢筋混凝土矩形断面，闸后为内径 3m，厚 0.3m 250# 钢筋混凝土衬砌圆形断面。

低洞工作闸门设在出口，孔口为 2.5×2.5m，安装 2.5×2.85m 弧形钢闸门，用 50 吨丝杠启门机启闭，闸门设计总水头 80m（实际水头 50m，水锤水头 15m，震动水头 15m），总水压 560 吨，动水启闭。事故检修闸门位于进口 13m 处，孔口 2.5×3m，安装 3.3×3.05m 平板钢闸门，用 125 吨丝杠启门机启闭，闸门设计水头 30m，总水压力 224 吨，动水中降落。闸井为半井半塔式混凝土建筑物，井深 9m，塔高 28m，内径均为 4m，放水塔用工作桥与库岸相连。当放水流量 8m³/s 时，洞内流速 1.13m。弧形闸门在不同水位开启高度见下表 4-1：

表 4-1 弧形闸门水位与开启高度表
Tab 4-1 Water level and unseal height of camber strobe

库水位 m	784	780	775	770	765	760
开启高度 m	0.162	0.170	0.182	0.195	0.213	0.235

战备放空水库闸门全开启，使库水位由 784m 降至 755m 需 6 天，泄水总量 3920 万 m³，不同水位下泄流量如下表 4-2：

表 4-2 水位与下泄流量表
Tab 4-2 Water level and discharge flow

库水位 m	784	780	775	770	765	760
Q m³/s	97	93	88	82	75	67

4.3 水文特性

根据 1953~1996 年共 44 年实测洪水资料，再加入表 4-3 所载的三项历史调查洪水，求得其洪峰流量与 1 日洪量、3 日洪量的统计参数，见表 4-4；并选用 1970 年 8 月 5 日洪水为典型年洪水，求得其不同频率的洪水过程，见表 4-5。

表 4-3 桃曲坡水库历史调查洪水
Tab 4-3 The historical investigation flood of Taoqupo Reservoir

洪水发生时间		洪峰流量	重现期
阴历	阳历	m³/s	年
同治六年	1867	最大	200
民国二十一年	1932	2110（第二）	100
民国十九年	1930	第三	67

表 4-4 桃曲坡水库洪水频率分析成果表
Tab 4-4 The analysis results of flood frequency of Taoqupo Reservoir

项 目	统 计 参 数			频 率 (%)						
	W	C _v	C _s /C _v	0.01	0.1	1	2	5	10	20
Q _m (m ³ /s)	230	1.5	3.0	4820	3250	1780	1350	869	541	290
W _{24h} (万 m ³)	440	1.2	3.5	7168	4902	2768	2100	1443	946	605
W _{72h} (万 m ³)	700	0.95	3.0	8540	6076	3724	3100	2170	1547	1001

表 4-5 桃曲坡水库典型和设计洪水过程线表
Tab 4-5 typical and designed flood process of Taoqupo Reservoir

流量: m³/s 洪量: 万 m³

时间	典型 洪水过程	频 率 (%) 设 计 流 量					
		20	10	5	2	1	0.1
0	0	0	0	0	0	0	0
1	58	33	51	78	114	150	340
2	110	62	97	148	216	285	550
3	153	86	135	206	300	395	700
4	203	115	179	274	398	525	980
5	352	199	311	475	810	910	1800
6	1030	290	541	850	1350	1780	3250
7	518	283	458	698	1017	1340	2410
8	213	157	254	336	418	550	1120
9	143	130	180	230	281	370	510
10	88.5	70	78	140	174	229	405
11	74.2	48	66	120	146	192	348
12	62.3	45	55	105	122	161	290
13	50	40	45	80	98	129	230
14	37.5	32	35	55	74	97	172
15	25	20	25	35	49	64	114
16	22	12	20	30	43	57	100
17	19.8	11	18	30	39	51	98
18	17.8	10	16	25	35	46	78
19	15.5	9	14	22	30	40	67
20	11.7	7	12	16	23	30	53.6
21	11.7	7	12	16	23	30	53.6
22	11.7	7	12	16	23	30	53.6
23	10.4	6	10	14	20	27	49
24	10.3	5	10	14	20	25	46
24h 洪量		605	946	1443	2100	2768	4902
72h 洪量		1001	1547	2170	3100	3724	6076

4.4 水库水位—库面积—库容关系

桃曲坡水库水位～库面积关系，见表 4-6。

表 4-6 水库水位—库面积—库容关系表

Tab 4-6 Water level-area-storage

水位 (m)	库面积 (10 ⁴ m ²)	库容 (10 ⁴ m ³)	水位 (m)	库面积 (10 ⁴ m ²)	库容 (10 ⁴ m ³)
763	61.38	20	778	171.26	1710
764	68.77	80	779	178.52	1900
765	76.15	130	780	185.76	2110
766	83.53	200	781	192.99	2310
767	90.89	270	782	200.21	2520
768	98.25	355	783	207.42	2720
769	105.59	450	784	214.63	2920
770	112.93	550	785	221.82	3130
771	120.25	665	786	229.01	3370
772	127.57	790	787	236.18	3600
773	134.87	930	788	243.35	3838
774	142.17	1070	789	250.51	4060
775	149.46	1215	790	257.66	4290
776	156.74	1375	791	264.80	4560
777	164.01	1540	792	271.93	4820

4.5 汛期有效风的概念

众所周知，在一般水位情况下，风浪高度是不会引起漫坝事件的，只有当洪水来临，使原水位升高到较高值时，风浪才有可能配合洪水推波助澜地引起漫坝风险。因此统计风系列的前提是统计在洪水发生情况下的风，对漫坝风险而言，只有吹向坝体的风才对漫坝失事起作用。如果是非洪水期间的风，或背向坝体的风，即便很大，也不会对漫坝失事起作用。因此，对于漫坝风险，其有效风应为洪水发生期间吹向坝体的风。

依据铜川市耀州区气象局观测资料，得 1975 年～2004 年共计 30 年的汛期有效风资料，见表 4-7。

表 4-7 桃曲坡水库汛期各月最大风速及风向

Tab 4-7 The monthly max wind speed and direction in flood period of Taoqupo Reservoir

年 份	7 月		8 月		9 月		10 月	
	最大 风速	风 向	最大 风速	风 向	最大 风速	风 向	最大 风速	风 向
1975	6.0	N	8.0	NW	8.0	N	5.0	N
1976	12.0	NNE	7.0	NNE	6.0	NNE	9.0	NNE
1977	7.0	NNE	8.0	NNE	8.0	NNE	7.0	NNE
1978	9.0	N	7.0	NNW	6.0	N	7.0	N
1979	8.0	NNE	7.0	NNE	5.0	NNE	7.0	WNW
1980	15.0	N	9.0	N	12.0	NNE	10.0	WNW

4 桃曲坡水库概况及基本资料

年 份	7 月		8 月		9 月		10 月	
	最大 风速	风 向	最大 风速	风 向	最大 风速	风 向	最大 风速	风 向
1981	12.7	NNE	9.3	NNE	8.7	N	18.0	NW
1982	9.7	NNE	8.0	NNW	9.3	N	13.0	NW
1983	12.0	N	12.0	WNW	15.7	NW	6.7	NNE
1984	13.0	NNE	15.0	NNE	10.0	N	9.0	N
1985	17.3	WNW	14.0	NNE	10.7	NE	11.0	N
1986	12.3	NW	14.0	N	11.0	N	17.0	N
1987	8.0	N	15.0	NNW	14.0	NW	10.0	N
1988	15.0	NNE	8.0	N	8.0	N	10.7	N
1989	9.3	NNE	8.0	NW	7.0	N	9.3	NNE
1990	9.0	NW	12.0	N	10.3	N	10.3	N
1991	16.0	N	10.3	NNE	9.0	NNE	9.3	NNE
1992	17.0	NNE	11.7	N	8.0	N	8.7	N
1993	9.3	NW	7.3	N	10.0	NNE	13.0	NNE
1994	10.7	WNW	15.7	SW	10.0	NNE	15.7	NNE
1995	8.0	WNW	11.0	NNE	9.0	NNE	8.3	NW
1996	11.3	NNW	17.7	NNE	11.7	NNE	11.7	NW
1997	11.0	NNE	11.0	NNE	9.3	NW	8.3	N
1998	10.7	NNE	8.7	NNE	7.7	NNE	9.7	NNE
1999	12.3	NNE	10.3	NNW	14.3	NNE	11.3	NNE
2000	10.0	NNE	8.7	NNW	12.0	NNE	8.7	WNW
2001	18.3	WNW	10.3	NNE	8.3	N	8.0	WNW
2002	13.0	NNW	13.3	NNE	8.0	N	9.3	NW
2003	17.3	NNE	9.3	NNE	7.3	N	8.3	N
2004	12.5	NE	8.1	NNE	6.7	N	6.3	NW

(风速单位: 米/秒)

5 桃曲坡水库漫坝风险实例分析

5.1 桃曲坡水库基本资料分析

5.1.1 水文资料分析

桃曲坡水库设计洪水过程线是根据 1953~1996 年的 44 年水文系列推得不同频率的洪水过程, 见表 4-5。《水利水电工程设计洪水计算》SL44-93 中指出: “洪水的频率曲线的线型一般采用 P—III 型。特殊情况, 经分析论证后也可采用其它线型”。经假设检验, 桃曲坡水库的各频率洪水满足 P—III 分布, 其设计洪峰、洪量 (24h 和 72h) 的概率密度函数分别为:

$$f(Q) = 0.057747923 \times (Q - 76.66666)^{-0.8024691} e^{-1.2882447 \times 10^{-3} \times (Q - 76.66666)} \quad (5-1)$$

$$f(W_{24h}) = 6.2853652 \times 10^{-3} \times (W_{24h} - 1885714)^{-0.7732427} e^{-9.0187584 \times 10^{-8} \times (W_{24h} - 1885714)} \quad (5-2)$$

$$f(W_{72h}) = 2.0380938 \times 10^{-4} \times (W_{72h} - 2333333)^{-0.5075408} e^{-1.0552698 \times 10^{-7} \times (W_{72h} - 2333333)} \quad (5-3)$$

5.1.2 风情资料分析

根据铜川市耀州区气象局提供的桃曲坡水库 1975 年至 2004 年的汛期风情资料, 对汛期吹向坝体的有效风进行了统计分析。利用 K—S 检验, 可知坝体承受的有效风系列, 均符合极值 I 型分布, 其风情分析成果, 见表 5-1。

表 5-1 桃曲坡水库历年汛期风情资料统计分析

Tab 5-1 The yearly wind data Stat. in flood period of Taoqupo Reservoir

风速	次数	$(\bar{x} - x_i)^2$	$F_n(x_i)$	$F(x_i)$	D_n
8	3	26.970710	0.100000	0.006495	0.093505
9	1	17.584040	0.133333	0.036832	0.096501
9.3	1	15.158040	0.166667	0.054561	0.112105
10.3	1	8.371378	0.200000	0.148620	0.051380
10.7	1	6.216711	0.233333	0.199889	0.033444
11	2	4.810711	0.300000	0.242110	0.057890
12	3	1.424044	0.400000	0.394680	0.005320
12.5	1	0.480711	0.433333	0.471105	0.037772
13	2	0.037378	0.500000	0.543694	0.043694
13.3	1	0.011378	0.533333	0.584594	0.051260
14	1	0.650711	0.566667	0.670711	0.104045
14.3	1	1.224711	0.600000	0.703367	0.103367

风速	次数	$(\bar{x} - x_i)^2$	$F_n(x_i)$	$F(x_i)$	D_n
15	4	3.264044	0.733333	0.769664	0.036330
15.7	2	6.283378	0.800000	0.823012	0.023012
16	1	7.877378	0.833333	0.842316	0.008982
17	2	14.49071	0.9	0.893618	0.006382
17.3	1	16.864710	0.933333	0.905661	0.027672
17.7	1	20.310040	0.966667	0.919721	0.046946
18	1	23.104040	1	0.928928	0.071072

$\sum = 395.8$, $n = 30$, $\bar{x} = 13.19333$, $\sigma = 3.036211$ 。

由于风吹程 $F=1000\text{m}$, 库水面风吹系数取 1.2。于是库面风速的均值 $\bar{x}_{\text{sm}} = 15.832$, $\sigma_{\text{sm}} = 3.643453$, 鉴于地面风速的

$$D_n = \max_{-\infty < x < +\infty} (D_n(x_i)) = 0.112105 < D_{30,0.05} (= 0.306) \quad (5-4)$$

故知地面风速不拒绝极值 I 型分布, 又因库水面风速为地面风速的 1.2 倍, 所以水面风速也服从极值 I 型分布。

同时, 利用 χ^2 检验也得出同样的结论。

5.1.3 库容资料分析

库容函数 $V(Z)$ 符合正态分布, 其均值取其测量值, 均方差 σ 取为 $0.1V(Z)$, 即当库容随机变量位于 $[V(Z) - 0.1V(Z), V(Z) + 0.1V(Z)]$ 之内的概率为 68.26%, 位于 $[V(Z) - 0.2V(Z), V(Z) + 0.2V(Z)]$ 之内的概率为 95.44%, 位于 $[V(Z) - 0.3V(Z), V(Z) + 0.3V(Z)]$ 之内的概率为 97.74%。因此, 只要保证长度测量的相对误差不超过千分之一, 则取均方差等于 $0.1V(Z)$, 便可保证计算得的风险偏于安全。

5.1.4 泄流能力分析

在统计不同水位闸下相对泄流能力时, 其随机性符合正态分布, 相对泄量离散点的 95% 以上均分布在 $[1-10\%, 1+10\%]$ 之内; 而相对闸下出流而言, 自由堰流的离散性较闸下出流为小。经过随机性数学统计, 取泄流能力的均方差为 $0.05Q$ 。

5.1.5 水库汛期调度方案

(1) 水库洪水调度原则及方式

桃曲坡水库调度原则是: 在确保工程安全的前提下, 依照工程规划设计、开发目标及兴利的主次关系, 结合水库下游河道安全泄流的实际情况 (坝址以下河段安全流量为 $300\text{m}^3/\text{s}$), 按照兴利服从防洪的原则进行调度。相应的调度方式为:

第一阶段：洪水来临，库水位达到汛期限制水位时，首先全关马栏河进水洞闸门，同时开启低洞或溢洪洞闸门，控制闸门开启度 e ，按上游来多少泄多少的原则，保持库水位基本不变(控制泄流段)。

第二阶段：当来水量 Q 加大，闸门部分开启库水位已无法维持汛期限制水位时，溢洪道闸门全开，敞开自由泄流（自由泄流段）。

第三阶段：当水位回落到汛限水位后又用闸门控制泄流，库水位维持在汛限水位（控制泄流段）。

桃曲坡水库上级批准的现行汛限水位为：主汛期（七、八、九三个月）为 785.0m，末汛期（六月和十月）为 786.0m。

(2) 水库管理局建议调度方案的汛限水位为：主汛期（七、八、九三个月）为 787.0m，末汛期（六月和十月）为 788.0m。

相应的调度方案，即方案（一），为：

遭遇十年一遇的洪水时，控制下泄流量 $100\text{m}^3/\text{s}$ ；

遭遇二十年一遇的洪水时，控制下泄流量 $200\text{m}^3/\text{s}$ ；

遭遇五十年一遇的洪水时，控制下泄流量 $968\text{m}^3/\text{s}$ ；

遭遇一百年一遇的洪水时，控制下泄流量 $1208\text{m}^3/\text{s}$ ；

遭遇一千年一遇的洪水时，溢洪道敞泄。

(3) 本论文研究建议的调度方案，即方案（二），为：

遭遇十年一遇的洪水时，控制下泄流量 $100\text{m}^3/\text{s}$ ；

遭遇二十年一遇的洪水时，控制下泄流量 $200\text{m}^3/\text{s}$ ；

遭遇五十年一遇的洪水时，控制下泄流量 $600\text{m}^3/\text{s}$ ；

遭遇一百年一遇的洪水时，控制下泄流量 $968\text{m}^3/\text{s}$ ；

遭遇一千年一遇的洪水时，溢洪道敞泄。

5.2 漫坝风险计算结果

根据桃曲坡水库汛期调度方案（一）和汛期调度方案（二），取不同起调水位，分别对抗以 5、10、20、50、100、和 1000 年一遇洪水为其上限的洪水系列与有效风系列联合作用下的漫坝风险进行了计算，结果如表 5-2 和表 5-3。

表中符号意义如下。

\bar{R}_1 —水库大坝对抗所论上限频率下的洪水系列与汛期有效风系列所致风壅现象联合作用下的漫坝风险，它以 1967 年陕西省水电设计院与铁路设计单位协议的水库容许最高水位 790.5 米为临界高程 Z_{c1} ；

\bar{R}_2 —水库大坝对抗所论上限频率下的洪水系列与汛期有效风系列所致风壅与波浪爬高现象联合作用下的漫坝风险，它以防浪墙顶高程 793.0 米为临界高程 Z_{c2} ； Q_{\max} —调蓄过程中，下泄的最大流量（ m^3/s ）。

表 5-2 漫坝风险计算结果（水库管理局建议的汛期调度方案）

Tab 5—2 The results of over topping risk (proposed operation scheme in flood period by reservoir administration)

洪水系列上限	起调水位 Z (m)	漫坝风险 \bar{R}_1	漫坝风险 \bar{R}_2	Q_{\max}
5 年一遇	785	0.00000000	0.00000000	100
	786	0.00000000	0.00000000	100
	787	0.00000000	0.00000000	100
	788	0.00000000	0.00000000	100
	789	0.00000000	0.00000000	100
	789.5	0.00000000	0.00000000	100
	790	3.2092×10^{-2}	1.0145×10^{-9}	100
10 年一遇	785	0.00000000	0.00000000	100
	786	0.00000000	0.00000000	100
	787	0.00000000	0.00000000	100
	788	0.00000000	0.00000000	100
	788.5	1.1826×10^{-6}	0.00000000	100
	789	1.9025×10^{-2}	7.8247×10^{-10}	100
20 年一遇	785	0.00000000	0.00000000	200
	786	0.00000000	0.00000000	200
	787	0.00000000	0.00000000	200
	788	3.3150×10^{-8}	0.00000000	200
	788.5	7.0511×10^{-3}	1.8769×10^{-10}	200
50 年一遇	785	0.00000000	0.00000000	873
	786	0.00000000	0.00000000	956
	787	0.00000000	0.00000000	968
	788	0.00000000	0.00000000	968
	788.5	0.00000000	0.00000000	968
100 年一遇	785	0.00000000	0.00000000	1145
	786	0.00000000	0.00000000	1199
	787	0.00000000	0.00000000	1208
	788	0.00000000	0.00000000	1208
	788.5	0.00000000	0.00000000	1208
1000 年一遇	785	4.7879×10^{-10}	0.00000000	2182
	786	2.7566×10^{-9}	0.00000000	2203

表 5-3 漫坝风险计算结果（本研究建议的汛期调度方案）

Tab 5-3 The results of over topping risk （proposed operation scheme in flood period by this study）

洪水系列上限	起调水位 Z（m）	漫坝风险 \bar{R}_1	漫坝风险 \bar{R}_2	Q_{\max}
5 年一遇	785	0.00000000	0.00000000	100
	786	0.00000000	0.00000000	100
	787	0.00000000	0.00000000	100
	788	0.00000000	0.00000000	100
	789	0.00000000	0.00000000	100
	789.5	0.00000000	0.00000000	100
	790	3.2092×10^{-2}	1.0145×10^{-9}	100
10 年一遇	785	0.00000000	0.00000000	100
	786	0.00000000	0.00000000	100
	787	0.00000000	0.00000000	100
	788	0.00000000	0.00000000	100
	788.5	1.1826×10^{-6}	0.00000000	100
	789	1.9025×10^{-2}	7.8247×10^{-10}	100
20 年一遇	785	0.00000000	0.00000000	200
	786	0.00000000	0.00000000	200
	787	0.00000000	0.00000000	200
	788	3.3150×10^{-8}	0.00000000	200
	788.5	7.0511×10^{-3}	1.8769×10^{-10}	200
50 年一遇	785	0.00000000	0.00000000	600
	786	0.00000000	0.00000000	600
	787	0.00000000	0.00000000	600
	788	0.00000000	0.00000000	600
	788.5	6.7746×10^{-9}	0.00000000	600
100 年一遇	785	0.00000000	0.00000000	968
	786	0.00000000	0.00000000	968
	787	0.00000000	0.00000000	968
	788	0.00000000	0.00000000	968
	788.5	3.3163×10^{-22}	0.00000000	968
1000 年一遇	785	4.7879×10^{-10}	0.00000000	2182
	786	2.7566×10^{-9}	0.00000000	2203

5.3 计算成果分析

a. 计算条件

为了对漫坝风险计算成果进行分析,有必要先归纳一下漫坝风险计算的前提性条件:

(1) 设计规定:

① 根据 1967 年陕西省水电设计院与梅七铁路设计单位的协议,水库容许最高水位为 790.5m;

② 下游河道的第一安全泄量 $Q_{安,1}=300\text{m}^3/\text{s}$; 50 年一遇的洪水,下泄流量不得超过 $1000\text{ m}^3/\text{s}$; 百年一遇的洪水限泄 $1208\text{ m}^3/\text{s}$; 千年一遇的洪水,容许溢洪道敞泄。

(2) 以漫坝风险小于 10^{-6} 数量级为评定漫坝安全的标准;

(3) 当漫坝风险值 \bar{R}_1 和 \bar{R}_2 都微乎其微,接近于零的情况下,评定起调水位的标准就转变成了下泄的最大流量值 Q_{\max} 。

b. 调度方案分析

桃曲坡水库采用汛期调度方案(一)或(二),在取上级批准的现行汛限水位 785m(主汛期)、786m(末汛期)的条件下,其大坝对抗以千年一遇校核洪水为其上限的洪水系列与汛期有效风系列联合作用下的漫坝风险进行的计算表明,以水库容许最高水位 790.5m 为第一临界高程时的累积漫坝风险 $\bar{R}_1=4.7879\times 10^{-10}$ 和 2.7566×10^{-9} , $\bar{R}_2=0.00000000$,二者都远小于 10^{-6} ,故可判定大坝是漫坝安全的,其漫坝安全可靠度高达 99.99999%以上,是令各级防汛部门的决策者放心的。

应予强调指出,水库调度运用的原则是低于设计洪水时,蓄水兴利;在遭遇超过设计标准洪水时,则为抗洪保坝。故就对抗千年一遇校核洪水为其上限的洪水系列与汛期有效风系列联合作用而言,汛限水位不宜提高。

c. 方案(一)漫坝风险结果分析

表 5-2 示出:在全面考虑自然界的漫坝风险因素、洪水、风浪、库容和泄水能力的基础上,按漫坝风险标准 10^{-6} 数量级以及下泄的最大流量 Q_{\max} 分别与各级洪水限泄流量的对比关系,则可判定能确保大坝漫坝安全且下游河道泄洪安全的迎汛水位:

(1) 对抗五年一遇为其上限的洪水系列与汛期有效风系列的联合作用时,迎汛水位为 789.5 m, $Q_{\max}=100\text{ m}^3/\text{s}$;

(2) 对抗十年一遇为其上限的洪水系列与汛期有效风系列的联合作用时,迎汛水位为 788.5 m, $Q_{\max}=100\text{ m}^3/\text{s}$;

(3) 对抗二十年一遇为其上限的洪水系列与汛期有效风系列的联合作用时,迎汛水位为 788m, $Q_{\max}=200\text{ m}^3/\text{s}$;

(4) 对抗五十年一遇为其上限的洪水系列与汛期有效风系列的联合作用时,迎汛水位为 788.5m, $Q_{\max}=968\text{ m}^3/\text{s}$;

(5) 对抗百年一遇为其上限的洪水系列与汛期有效风系列的联合作用时,迎汛水位为 788.5 m, $Q_{\max}=1208\text{ m}^3/\text{s}$;

(6) 对抗千年一遇为其上限的洪水系列与汛期有效风系列的联合作用时, 迎汛水位为 786m, $Q_{\max}=2203 \text{ m}^3/\text{s}$ 。

d. 方案(二) 漫坝风险结果分析

表 5-3 示出: 在全面考虑自然界的漫坝风险因素、洪水、风浪、库容和泄水能力的基础上, 按漫坝风险标准 10^{-6} 数量级以及下泄的最大流量 Q_{\max} 分别与各级洪水限泄流量的对比关系, 则可判定能确保大坝漫坝安全且下游河道泄洪安全的迎汛水位:

(1) 对抗五年一遇为其上限的洪水系列与汛期有效风系列的联合作用时, 迎汛水位为 789.5 m, $Q_{\max}=100 \text{ m}^3/\text{s}$;

(2) 对抗十年一遇为其上限的洪水系列与汛期有效风系列的联合作用时, 迎汛水位为 788.5 m, $Q_{\max}=100 \text{ m}^3/\text{s}$;

(3) 对抗二十年一遇为其上限的洪水系列与汛期有效风系列的联合作用时, 迎汛水位为 788m, $Q_{\max}=200 \text{ m}^3/\text{s}$;

(4) 对抗五十年一遇为其上限的洪水系列与汛期有效风系列的联合作用时, 迎汛水位迎汛水位为 788.5m, $Q_{\max}=600 \text{ m}^3/\text{s}$;

(5) 对抗百年一遇为其上限的洪水系列与汛期有效风系列的联合作用时, 迎汛水位为 788.5 m, $Q_{\max}=968 \text{ m}^3/\text{s}$;

(6) 对抗千年一遇为其上限的洪水系列与汛期有效风系列的联合作用时, 迎汛水位为 786m, $Q_{\max}=2203 \text{ m}^3/\text{s}$ 。

6 结论与建议

6.1 结论

水库是所有防洪工程中对洪水的控制能力和调节作用最强的防洪工程,水库一方面减轻了水资源短缺和水库下游遭受洪灾等风险,另一方面又不可避免形成了大坝失事的新风险。水利工程的风险分析理论作为水利工程管理科学中的重要组成部分,其漫坝风险分析理论为解决缺水地区水库的防洪与兴利矛盾奠定了理论基础。本论文研究针对桃曲坡水库的实际情况,通过运用风险理论,建立漫坝风险模型,对桃曲坡水库漫坝安全做出评价,以充分发挥其防洪兴利效益。

本论文取得的主要研究成果如下:

(1)综述了国内外漫坝风险分析研究现状,提出了漫坝风险的定义,分析了相关理论计算方法。在不致影响漫坝风险分析结果的实用性和简化的前提下,综合考虑影响漫坝的洪水、风浪、泄流、库容四方面的随机性,建立了联合作用下的漫坝风险模型,即常规漫坝风险模型的改进模型,并编制相应的电算程序。

(2)在分析国内外大坝安全风险标准的基础上,借鉴相关行业风险标准的确定方法和心理学的研究成果,提出了确定大坝安全风险标准应遵循的原则、确定程序;指出了大坝安全风险标准的确定要特别注重人们的风险认知情感,即人们对这种风险的态度,分析了由公众主导确定标准可能存在的问题;引入了“风险是情感”的理论和新经济学中的“前景理论”,解释了人们要求修建足够安全大坝的原因是:大多数人认为它是一种利益获得(根据是“前景理论”的两大定律,即人们在面临获得时,往往小心翼翼,不愿冒风险;而在面对损失时,人人都成了冒险家),因而会产生风险规避行为;而洪水保险难以卖出的原因是人们对潜在损失的担心和关注程度小。

(3)针对桃曲坡水库的实际水文情况,运用漫坝风险模型及风险标准确定程序,计算桃曲坡水库的漫坝风险。在确保大坝安全的前提下,充分利用灌区宝贵的水资源,优选汛限水位,使防洪与兴利达到最佳的结合。通过计算可知,桃曲坡水库采用汛期调度方案(一)或(二),在取上级批准的现行汛限水位 785m(主汛期)、786m(末汛期)的条件下,其大坝对抗以千年一遇校核洪水为其上限的洪水系列与汛期有效风系列联合作用下的漫坝风险进行的计算表明,当水库容许最高水位 790.5m 为第一临界高程时的累积漫坝风险 $\bar{R}_1 = 4.7879 \times 10^{-10}$ 和 2.7566×10^{-9} , $\bar{R}_2 = 0.00000000$,二者都远小于 10^{-6} ,故可判定大坝是安全的,其漫坝安全可靠度高达 99.99999%以上。

6.2 建议

本文针对生产实践需要在漫坝风险及安全评价方面做了部分研究工作,取得了一些研究成果。但由于问题得复杂性,本研究还是存在着一些不足和下一步需要继续开展的研究工作。

(1) 本项研究所考虑的洪水、风浪、库容和泄水能力四个方面的不确定性，都属于自然因素的不确定性。至于操作、管理方面的不确定性，不属于自然因素，在论文中未考虑。漫坝洪水的不确定性因素，尤其是主观不确定因素，有待进一步深入分析。

(2) 水库安全风险标准的有待进一步研究。结合我国的国情，需要探索适合我国或我国不同地区的大坝安全生命、经济、社会和环境定量的风险标准。

(3) 根据预报降雨和洪水信息，还需结合洪水预报，制定实时洪水调度预案，探索风险控制技术，充分利用水库实现洪水资源化，缓解水资源短缺压力。

致 谢

承蒙导师黄强教授和洪小康教授级高工的精心指导，我终于完成了工程硕士阶段的学习和毕业论文。两位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，深深打动了我，使我受益匪浅。在此，谨向两位恩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！

在研究过程中，作者还得到了西安理工大学王义民副教授、刘晋硕士、曹辉硕士，北京扬帆技术开发有限责任公司陈肇和教授、李其军教授级高工、滕莉梅硕士、孙颖博士，及桃曲坡水库管理局武忠贤局长、武斌生工会主席、康卫军科长的积极支持和热情帮助，谨此一并致以衷心谢意。

同时感谢和我一起工作的同事和一起学习的同学，在这三年的学习工作过程中，他们给予我很多支持和帮助。

感谢以上未能提到，在攻读工程硕士学位阶段提供直接或间接帮助的所有朋友。

最后感谢论文评审老师们能在百忙之中对我的论文提出批判指正。

参考文献

- 【1】 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, 15 (1), 1995: 17~14.
- 【2】 姜树海.水库调洪演算的随机数学模型[J].水科学进展, 4 (4), 1994: 294-301.
- 【3】 杨晓明.Ito 型随机微分方程依参数收敛性定理[J].工科数学, 11 (2), 1995: 254-257.
- 【4】 吴喜之,王兆军.非参数统计方法 [M],高等教育出版社,1996.9.
- 【5】 雒文生.河流水文学[M],武汉水利电力学院,1992.11.
- 【6】 Kay D. Thompson, Jerry R. Stedinger and David C. Heath. Evaluation and presentation of dam failure and flood risks[J]. Journal of Water Resources Planning and Management, 1997,123(4): 216~227
- 【7】 姜树海,范子武,吴时强.洪灾风险评估和防洪安全决策[M].北京:中国水利水电出版社,2005
- 【8】 熊明.三峡水库防洪安全风险研究[J].水利水电技术,1999,30(2),39~42
- 【9】 梅亚东,谈广鸣.大坝防洪安全的风险分析[J].武汉大学学报,2002,35(6),11~15
- 【10】 吴世伟,张思俊,余强.坝上游水位变化规律及统计量[J].华东水利学院院报,1984(4):66~74
- 【11】 丁晶.大中型水库坝前年最高水位统计变化特性分析[A].丁晶水文水资源文集[C].成都:四川出版集团·四川科学技术出版社,2006.52~56
- 【12】 大连理工大学,国家防汛抗旱总指挥部办公室.水库防洪预报调度方法及应用[M].北京:中国水利水电出版社,1996
- 【13】 Chen Zhohe, Sun Ying, Li Qijun,APPLICATIONS OF OVERTOPPING RISK ANALYSIS FOR THE EARTH DAM OF FLOOD CONTROL RESERVOIR, Proc. of XXIX IAHR Congress, 2001.9, Beijing, China.
- 【14】 S.N. Jonkman, P.H.A.J.M. Van Gelder, and J.K. Vrijling. An overview of quantitative risk measures for loss of life and economic damage[J]. Journal of Hazardous Materials, 2003,A99:1~30
- 【15】 张闻胜,董秀颖,刘金清.国内外洪水风险分析概述[J].北京水利,2000(6):12~15
- 【16】 姜树海,范子武,吴时强.洪灾风险评估和防洪安全决策[M].北京:中国水利水电出版社,2005
- 【17】 G. M. Salmon and D.N.D. Hartford. Risk analysis for dam safety[J]. International Water Power & Dam Construction, 1995 (3):42~47
- 【18】 G. M. Salmon and D.N.D. Hartford. Risk analysis for dam safety[J]. International Water Power & Dam Construction, 1995 (4):38~39
- 【19】 ANCOLD. Guidelines on Risk Assessment[S],2003
- 【20】 G. M. Salmon and D.N.D. Hartford. Risk analysis for dam safety[J]. International Water Power & Dam Construction, 1995 (3):42~47
- 【21】 G. M. Salmon and D.N.D. Hartford. Risk analysis for dam safety[J]. International Water Power & Dam Construction, 1995 (4):38~39
- 【22】 Fuat Şentürk. Hydraulics of Dams and Reservoirs [M]. Colorado, USA: Water Resources Publications,1994
- 【23】 URS. Thames Coast Flood Risk Assessment [DB/OL]. <http://www.ew.govt.nz/regionalservices/>

- peninsula/thamescoast/URS.htm, 2003
- 【24】 DEFRA. Flood and Reservoir Safety Integration [DB/OL]. <http://www.defra.gov.uk/environment/water>. August, 2002
- 【25】 David S. Bowles. ALARP evaluation: Using cost effectiveness and disproportionality to justify risk reduction. In: ACOLD ed. Proceedings of the Australian Committee on Large Dams Risk Workshop[C], Tasmania Australia, 2003. 1~17
- 【26】 HSE. Reducing risk-Protecting people [M]. 1st ed. London: Her Majesty's Stationary Office, 2001. 1~71.
- 【27】 [美]L. 德克斯坦, [德]E.J. 勃兰特编. 水资源工程可靠性与风险[M]. 吴媚玲, 王俊德译. 北京: 水利电力出版社, 1993
- 【28】 肖义, 郭生练, 熊立华等. 大坝安全评价的可接受风险研究与评述[J]. 安全与环境学报, 2005, 5(3): 90~94
- 【29】 肖义. 水库大坝防洪安全标准及风险研究:[硕士论文] [D]. 武汉: 武汉大学, 2004.4
- 【30】 Rettemeier K, Falkenhagen B, Kongeter J. Risk assessment-new trends in Germany. In: ICOLD eds. The Proceedings of 21th Int Congress on Large Dams[C]. Beijing: the International Commission on Large Dams, 2000. 625~641.
- 【31】 肖义, 郭生练, 熊立华等. 大坝安全评价的可接受风险研究与评述[J]. 安全与环境学报, 2005, 5(3): 90~94
- 【32】 肖义. 水库大坝防洪安全标准及风险研究:[硕士论文] [D]. 武汉: 武汉大学, 2004.4
- 【33】 徐祖信, 郭子中. 开敞式溢洪道泄洪风险计算[J]. 水利学报, 1989(4), 50~54
- 【34】 陈肇和, 李其军. 漫坝风险分析在水库防洪中的应用[J]. 中国水利, 2000(9), 73~75
- 【35】 杨百银, 王锐琛, 安占刚. 水库泄洪布置方案可靠度及风险分析研究[J]. 水力发电, 1996(8), 54~59
- 【36】 杨百银, 王锐琛, 安占刚. 单一水库泄洪风险分析模式和计算方法[J]. 水文, 1999(4), 5~12
- 【37】 梅亚东, 谈广鸣. 大坝防洪安全评价的风险标准[J]. 水电能源科学, 2002, 20(4): 8~10
- 【38】 李雷, 王仁钟, 盛金保等. 大坝风险评价与风险管理[M]. 北京: 中国水利水电出版社, 2006.5
- 【39】 George F. Loewenstein, Elke U. Weber and Christopher K. Hsee et al. Risk as feelings [J]. Psychological Bulletin, 2001, 127(2): 267~286
- 【40】 Christopher K. Hsee and Elke U. Weber. Cross-national difference in risk preference and lay predictions [J]. Journal of Behavioral Decision Making, 1999(12): 165~179
- 【41】 World Health Organization (WHO). Water Quality: Guidelines, Standards and Health [M]. London, UK: IWA Publishing, 2001. 207~227
- 【42】 Berga L. New trends in hydrological safety. In: Berga L, ed. Dam safety[C]. Balkema. Rotterdam., 1998. 1099~1106
- 【43】 Technical Advisory Committee on Water Defenses. Safety of Flood Defenses-A New Perspective From the TAW Masroute research Programme [M]. Delft: Directorate-General for Public Work, 1997. 1~

- 【44】 程晓陶.风险分担 利益共享 双向调控 把握适度——三论有中国特色的洪水风险管理[J]. 水利发展研究,2003(9):8~12
- 【45】 吴湘婷,江京会,苏青. 洪水风险管理和洪水资源化浅议[J].人民黄河,2002, 24(4):28~29
- 【46】 王浩,殷峻暹.洪水资源利用风险管理研究综述[J].水利发展研究,2004(5):4~8
- 【47】 席秋义.水库（群）防洪安全风险率模型和防洪标准研究:[学位论文] [D].西安:西安理工大学,2006.10
- 【48】 金明.水力不确定性及其在防洪泄洪系统风险分析中的影响[J].河海大学学报,1991,19(1),40~44
- 【49】 M.H. Faber, M.G. Stewart. Risk assessment for civil engineering facilities: critical overview and discussion [J]. Reliability Engineering & System Safety, 2003(80):173~184
- 【50】 J.K. Vrijling, W. van Hengel & R.J.Houben. Acceptable risk as a basis for design [J]. Reliability Engineering and System Safety, 1998(59):141~150
- 【51】 P.H. Bottelberghs. Risk analysis and safety policy developments in the Netherlands [J].Journal of Hazardous Materials, 2000(71):59~84

附 录

一、已经完成的课题及发表的论文:

- 组织完成了《陕西省村镇供水工程初步设计要点》，陕西省水利厅 2007 年五月正式下发执行，被水利部在全国转发。
- 主持完成了《陕西省水窖工程建设技术指南》（中英文本），被联合国儿童基金会在国内外项目单位发行。
- 独立撰写的《重新认识集雨水窖工程因地制宜推动农村饮水工作》论文，在 2007 年 6 月，全球水伙伴（中国陕西）召开的水窖与扶贫现场会发言，并在《陕西水利》杂志 2008 年第 1 期发表。

二、正在进行的研究课题:

- 引进丹麦 MIKE URBAN 管网模型软件，应用于陕西省城乡供水管网的管理。
- “农村分散式饮用水安全保障系列技术”之一，高氟水分质处理技术试验研究。

三、获奖情况:

- 2004 年被评为陕西省水利厅先进工作者。
- 2005 年被国家人事部、水利部授予全国水利系统先进工作者称号，享受劳模待遇。
- 2006 年被评为陕西省水利厅先进工作者。