

高等学校教材

水工建筑物专题

(泄水建筑物的水力学问题)

河海大学 袁银忠 主编



高 等 学 校 教 材

水 工 建 筑 物 专 题

(泄水建筑物的水力学问题)

河海大学 袁银忠 主编

中国水利水电出版社

内 容 提 要

本书主要讨论高水头泄水建筑物设计中涉及的一些水力学问题。内容包括建筑物体型的水力设计、空化与空蚀、高速水流掺气、消能防冲等,并以具有一定水力学及水工建筑物基础知识的读者为对象进行论述。

本书可作为高等学校水利类各专业本科生,以及研究生的选修课教材;课程设计、毕业设计的参考书;也可供水利工程技术人員阅读参考。

图书在版编目(CIP)数据

水工建筑物专题:泄水建筑物的水力学问题/袁银忠主编. —北京:中国水利水电出版社,1996

高等学校教材

ISBN 7-80124-243-2

I. 水… I. 袁… III. 泄水建筑物-水力学-高等学校-教材 IV. TV65

中国版本图书馆CIP数据核字(96)第17446号

书 名	高等学校教材 水工建筑物专题 (泄水建筑物的水力学问题)
作 者	河海大学 袁银忠 主编
出 版	中国水利水电出版社(北京市三里河路6号 100044)
发 行	新华书店北京发行所
经 售	全国各地新华书店
排 版	北京市金剑照排厂
印 刷	北京市朝阳区小红门印刷厂
规 格	787×1092毫米 16开本 9.75印张 224千字
版 次	1997年6月第一版 1997年6月北京第一次印刷
印 数	001—690册
定 价	7.70元

前 言

1990年高等学校水利水电类专业教学委员会确定,在水工专题项目内编写《泄水建筑物的水力学问题》一书作为高等学校水利类水工、农水、施工等专业本科生,以及研究生选修课教材。

本书内容以高水头泄水建筑物设计中涉及到的主要水力学问题为讨论对象,并以读者已有一定水力学及水工建筑物的基础知识为前提进行编写,因此各章节繁简详略不一,有的章节只为补充先修课的不足,故有关基本理论方面不再重复,有的内容读者可能初次接触,必须从基本概念讲起,系统性较强。

为紧密联系实际,本书列举的工程实际问题较多,但由于问题的复杂性,以及篇幅所限,不可能论述得过宽过深,因此各章后详细列出了有关参考资料。

本书第一章由袁银忠编写,第二章、第四章由王世夏编写,第三章由黄继汤编写,第五章由冬俊瑞编写,全书由袁银忠校阅。

天津大学刘宣烈承担了本书的主审工作,在编写过程中得到高校水利水电类专业教学委员会的支持,在此一并致谢。对于本书中存在的缺点和错误,热忱地希望有关兄弟院校的师生及广大读者在使用过程中及时指正。

编 者

1996.3

目 录

前 言

第一章 绪言	1
第一节 我国高水头泄水建筑物的设计特点与发展	1
第二节 泄水建筑物设计中的主要水力学问题及本书内容简介	6
第二章 泄水建筑物体型和轮廓尺寸选定的水力学问题	9
第一节 堰坝水流与堰型问题	9
第二节 陡槽布置与急流冲击波问题	32
第三节 深式泄水孔洞布置的水力学问题	41
第三章 泄水建筑物的空蚀和磨蚀	53
第一节 空化与空蚀机理 球形空泡动力学简介	53
第二节 减免泄水建筑物壁面空蚀的措施	60
第三节 泄水建筑物的磨蚀及抗磨蚀材料	77
第四章 高速水流掺气	85
第一节 陡坡明槽水流的自掺气	85
第二节 封闭式孔洞内水流自掺气与供气	92
第三节 泄水道人工掺气减蚀	97
第四节 含沙高速水流的掺气特性与掺气抗磨	105
第五章 泄水建筑物下游消能防冲	110
第一节 底流水跃消能	111
第二节 挑流消能	123
第三节 面流与岸流消能	135
第四节 其他形式的消能设施	145

第一章 绪 言

第一节 我国高水头泄水建筑物的设计特点与发展

我国水力资源丰富,可开发的水能资源装机容量为 3.78 亿 kW,平均年发电量可达 1.92 万亿 kW·h。陆钦侃根据近年来各有关单位对我国水电开发规划的研究,补步估算:我国经济可开发水能资源为 2.9 亿 kW,年发电量为 1.26 万亿 kW·h。经中国水力发电学会和水利水电规划设计总院审核,此数据已于 1992 年 11 月底由水利电力情报研究所报给了《国际水力发电与坝工建设》的总编辑。该刊编印的 1993 年手册,已载入了上述我国经济可开发水能资源值。应该说明,上述估算值可能稍偏低,但我国的经济可开发水电装机容量仍居世界首位,其发电量将占全世界 9.35 万亿 kW·h 的 13.5%。

随着水力资源的不断开发和广泛利用,世界各国修建了大量的水利枢纽和高坝建筑。据统计,国外现已建成 100m 以上的高坝 403 座;我国在 80 年代已建 100m 以上高坝 15 座,其中龙羊峡重力拱坝坝高达 178m,居世界重力拱坝的第 6 位,我国目前正在建的高坝有 12 座,其中二滩双曲拱坝坝高 240m,首次突破了我国建坝 200m 的高度;在今后 10 年,可能兴建的大型水电站有龙滩、锦屏一级、溪落渡、拉西瓦、小湾等,其坝高也都在 200m 以上,详见表 1-1 所示。

表 1-1 我国部分已建、在建和拟建坝高在 100m 以上的大型水利枢纽

枢纽名称	坝型 坝高(m)	泄洪流量 (m³/s)	泄洪建筑物		装机 (万 kW)	建造年
			孔数(个)	宽×高(m²)		
潘家口	宽缝重力坝 107.5	56200	表孔 18 中孔 4	15×15 4×6	15	1975
白山	三心重力拱坝 149.5	10480	表孔 4 中孔 3	12×13 6×7	90(最终 150)	1976 复工
小山	拱坝 101	2240	中孔 3	6×6	16	
紧水滩	双曲拱坝 102	6170	表孔 2 中孔 2	8.6×8 7.5×7	30	1980
滩坑	土石坝 165	13000	表孔 7	13×5	60	
珊溪	砂砾石坝 146	8429	表孔 4 表孔 4 深孔 1	12×15.3 12×19.9 7×7	24	
街面	重力拱坝 141.5	5330	潜孔滑水道 4	10×7.5	40	
水口	重力坝 101	5164	表孔 12 底孔 2	15×22 5×8	140	1987
隔河岩	重力拱坝 151	22800	表孔 5 深孔 4	14×19 6×8	120	1986
棉花滩	拱坝 115	9940	深孔分两排布置 中孔 4 深孔 3	8.5×8.5 7.5×8.5	60	

续表 1-1

枢纽名称	坝型 坝高(m)	泄洪流量 (m ³ /s)	泄洪建筑物		装机 (万 kW)	建造年
			孔数(个)	宽×高(m ²)		
水布垭	堆石坝 230	13000	溢洪道 表孔 6	16×14	100	
东 江	双曲拱坝 157	5930	表孔 4	10×7.5	51.04	1978 复工
龙 滩	方案一 216	24400	潜孔 6	16×14	400	
	方案二 220	28500	河岸溢洪道 9	14×18		
岩滩	重力坝 110	33400	表孔 6 中孔 2	15×20 12×13	110	1985
安康	重力坝 128	37600	表孔 5 中孔 5 底孔 4	15×17 11×12 5×8	80	1978
小观音	重力拱坝 144.5	13660	表孔 4 底孔 2	15×14.5 6.5×8	115.2	
苗家坝	双曲拱坝 273	3832	表孔 3 中孔 2	10×10 5×2	100	
龙羊峡	重力拱坝 178	10862	表孔 3 中孔 1 深孔 1 底孔 1	12×17 8×9 5×7 5×7	128	1977
拉西瓦	双曲拱坝 256	6000	表孔 3 中孔 1 底孔 1	11×8 7×9 5×7	360	
二滩	双曲拱坝 245	23900	表孔 5 中孔 6	16×11 5×6	300	1988
白鹤滩	重力拱坝 265	4520	右洞 1 表孔 6 中孔 9	直径 13 15×19 8×9	830	
溪落渡	重力拱坝 283	52300	表孔 10 中孔 9 左洞 3 右洞 1	15×12.5 5×6 直径 13 13×18	968	
锦屏	堆石坝 300	13100	泄洪洞 2	直径 18		
瀑布沟	堆石坝 195	9490	泄洪洞 3	15×20	88	
宝珠寺	重力坝 139	19740	表孔 4 中孔 4	16×16 4×8		1985
东风	双曲拱坝 168	14420	表孔 2 深孔 3 泄洪洞 1	16×20 6×7 9×9		1986
乌江渡	拱形重力坝 165	20940	表孔 6 中孔 2 泄洪洞 2	15×14 4×4 9×10		

续表 1-1

枢纽名称	坝型 坝高(m)	泄洪流量 (m^3/s)	泄洪建筑物		装机 (万 kW)	建造年
			孔数(个)	宽 $\times$ 高(m^2)		
天生桥一级 (大湾)	堆石坝 174	18820	表孔 5 泄洪洞 2	14 $\times$ 16 14 $\times$ 16		
鲁布革	堆石坝 101		左溢洪道 2 左泄洪洞 1 右泄洪洞 1	13 $\times$ 18 8.5 $\times$ 9 7 $\times$ 7		1983
漫湾	重力坝 126		表孔 5 中孔 4	13 $\times$ 18 5 $\times$ 8		1986
小湾	重力拱坝 285	22200	两侧滑雪 道 10	15 $\times$ 12.6		
新安江	宽缝重力坝 105	13200	表孔 9	13 $\times$ 10.5		
隔河岩	拱坝 151	24200	表孔 5 中孔 4	18 $\times$ 16.5 6 $\times$ 8		

泄洪建筑物是水利水电枢纽工程的重要组成部分，它的造价一般占整个枢纽造价的 40%~60% 左右，其型式及布置须结合具体的水文、地形、地质、施工等条件与运用要求，通过技术经济论证从各个可行方案中本着经济安全的原则选定。

回顾过去，在水利水电工程建设中，我国泄水建筑物的设计特点与发展情况主要表现为如下。

1. 洪水流量峰高量大

我国水利水电工程的过洪流量多为峰高量大，参考文献[1]所列的我国 45 项大型水利枢纽工程，其泄洪流量大于 $20000\text{m}^3/\text{s}$ 的有 20 项，大于 $30000\text{m}^3/\text{s}$ 的有 15 项。我国葛洲坝水库下泄的洪水流量为 $110000\text{m}^3/\text{s}$ ，巴西图库鲁伊水库下泄的洪水流量为 $104400\text{m}^3/\text{s}$ ，均系举世瞩目的特大泄洪枢纽。

2. 河谷狭窄，泄洪建筑物布置困难

一些高坝多建于狭谷地带，两岸高山耸立，在枢纽布置上形成一定困难，因此泄洪建筑物多力求加大单宽流量以缩短泄流前沿长度和采用多层重叠的布置方式，以及利用隧洞泄洪等⁽²⁾。加大单宽流量使泄流前沿长度缩短，这样，在一定条件下可简化枢纽布置，降低工程造价。我国近年来修建的一些大型工程，单宽泄量都在 $200\text{m}^3/(\text{s}\cdot\text{m})$ 左右，如龚嘴最大单宽泄量为 $254\text{m}^3/(\text{s}\cdot\text{m})$ ，岩滩为 $281\text{m}^3/(\text{s}\cdot\text{m})$ 。在世界上，图库鲁伊、伊恰里坝泄洪建筑物的单宽流量均为 $222\text{m}^3/(\text{s}\cdot\text{m})$ ，胡佛、古里、曼格拉等坝，单宽流量甚至超过了 $300\text{m}^3/(\text{s}\cdot\text{m})$ 。单宽流量加大后，相应的加剧了坝下消能的困难，同时，泄流过于集中，枢纽下游易形成大范围回流，淘刷岸坡和冲积物淤塞。

采用建筑物重叠布置形式的种类很多。如新安江、池潭采用厂房顶泄流；凤滩、枫树坝、上犹江采用坝内式厂房；乌江渡采用联合泄洪方案，设有 6 个溢流表孔，其中 4 孔经厂房顶挑越，泄量 $10440\text{m}^3/\text{s}$ ，两孔分列厂房左右的滑雪道，泄量 $5220\text{m}^3/\text{s}$ ；两个中孔、泄量 $1150\text{m}^3/\text{s}$ ；两个泄洪洞，泄量 $4130\text{m}^3/\text{s}$ ，总下泄量 $20940\text{m}^3/\text{s}$ 。在建中的小浪底水利枢纽由于坝体采用当地材料坝，河道右岸地质条件不好，所有泄洪建筑物均布置于河道左岸，

计有 6 条泄洪洞、3 条排沙洞及一条泄槽式溢洪道, 大量洪水由隧洞下泄。

3. 新型消能形式

我国常用的消能形式虽仍不外乎挑流、底流、戽流和面流四大类型, 但由于所需消除剩余能量过大、枢纽下游地形过于狭窄, 以及其他建筑物的制约, 致使消能结构设计异常困难, 必然引起技术上的革新。以挑流坎而言, 坎型多样化, 有扩散式、差动式、窄缝式、匙式, 以及扭曲扩散斜挑坎等, 甚至可以根据水舌落点要求设计出合适的挑坎尺寸。宽尾墩消能结构是我国提出的一种新型消能结构, 它可使水流碎裂, 部分水流脱离主流, 大量掺气, 并在宽尾墩后一定距离处与主流撞击, 混掺, 扩散至溢流坝全宽度, 使下泄水流的能量大大减少。我国在石泉、麻石、浔窝、大化等工程中相继采用了戽流面流的消能方式。一些工程由于坝较高、单宽流量大, 原单圆弧消力戽无法满足消能要求, 戽后涌浪既高且陡, 水流跳动剧烈, 尾水波动大, 河床冲刷严重, 为此提出了适合于高坝、大单宽泄量的戽型, 如戽式消力池, 集消力池与消力戽作用于一体。此外尚有差动式消力戽、反坡式消力戽等。随着高坝大泄量水利枢纽的兴建, 很多工程在消能方面采用了联合泄洪消能方式, 除了充分发挥各单项消能形式的消能效果外, 并加以组合, 形成整体的新型消能结构。如安康水电站采用一级消力池加宽尾墩加异形挑流鼻坎的联合泄洪方案^[3], 使池长比正规池长缩短 1/3; 二滩水电站采用表孔、中孔水舌碰撞消能^①; 五强溪、隔河岩水电站采用表孔宽尾墩、底孔、消力池联合消能^[4]; 岩滩水电站采用宽尾墩、戽式消力池联合消能^[5]。此外, 掺气分流墩、隧洞孔板消能等新型消能设施研究也取得了很大的成就。掺气分流墩已在柘林水电站泄水道中试用^[6], 历经 1983、1984 年诸次洪水考验, 证明掺气减蚀和消能防冲效果显著。孔板式消能工已为小浪底工程所采用。

4. 闸门与启闭机械

水工闸门及其启闭设备是水利水电工程中的重要设备之一。闸门制作、设计水平的提高, 也使得泄水建筑物的设计得到进一步的发展。表 1-2 列出了国内外一些具有代表性的闸门的尺寸。从表中反映出, 闸门的挡水面积和每扇门上所承受的水压力都非常大。我国闸孔尺寸在 50 年代一般仅 50m² 左右, 闸门宽度一般为 5~10 m, 近年来修建的乌江渡、龚嘴、葛洲坝等工程闸门宽度增大, 挡水面积达 200m² 以上。深孔闸门操作水头在 50 年代一般不超过 50 m, 局部开启时水头不超过 30 m; 60 年代修建的云峰、丹江口, 三门峡等水电站, 其操作水头为 50~70m; 最近修建的龚嘴、碧口、乌江渡、白山等高水头闸门, 其操作水头已达 70~100m 左右, 乌江渡深孔单扇弧形门水压力已达 60000kN, 东江二级放空洞工作门尺寸为 6.4m×7.5m, 运行水头为 100m, 该门要求作局部开启运行, 远超过闸门作局部开启的运行水平。由于闸门与启闭设备设计和制作水平的提高, 使得单孔过流能力加大、运行可靠性增大, 从而, 减少了枢纽布置的矛盾。但是高速水流问题异常复杂, 许多问题至今尚未解决。对中孔的安全性还多少存有疑虑, 许多专家认为, 目前还不能切实保证深孔闸门在运行中不出故障。美国民用工程师协会建筑刊物发表的资料表明: 在所调查的 947 例深孔闸门中, 有 137 例发生了空蚀和振动。据章继光统计, 我国已发生 20 余例弧形闸门失事。法国国家大坝安全委员会的报告指出: 在枢纽布置中, 泄洪建筑物采用表孔与

① 肖富仁. 二滩水电站泄洪消能设计简介. 高坝泄洪与消能专题文集, 水利水电混凝土坝技术情报网, 1989.12

深孔混合布置最为合理，它不仅可提高泄洪建筑物的可靠性，还可充分发挥表孔与深孔泄洪建筑物各自的优越性。表 1-2 列出了国内外采用的部分大型表孔、深孔闸门概况。

表 1-2 国内外部分大型表孔、深孔闸门概况一览表

工程名称	门型	孔位置	门尺寸 宽×高(m ²)	静水总压力 (kN)	门支承结构	门中心处 水头(m)
龚嘴	平板门	表孔	12×22.5	30380	滚轮	
西津	平板门	表孔	14×12	10100	滚轮	
黄河天桥	平板门	表孔	6.5×25.5	22667.4	滑动	
丹江口	平板门	表孔	8.5×22.5	21364	滑动	
葛洲坝	平板门	表孔	34×10	16856	滑动	
龙羊峡	平板门	表孔	12×14.5	12573	滑动	
阿根廷涅斯 Altenworth	平板门	表孔	24×15.7	29580	双扉定轮	
阿沙克 Aschach	平板门	表孔	24×16	30720	双扉定轮	
铁门 Iron Cretes	平板门	表孔	25×14.8	27380	双扉定轮	
伊布斯-波森堡 Ybbs-Persenbeng	平板门	表孔	30×13.7	26280	双扉定轮	
乌江渡	弧门	表孔	13×19	23500		
安康	弧门	表孔	15×17.5	23000		
水口	弧门	表孔	15×23	37210		
威留依斯克 Вилуи́ск	弧门	表孔	40×16.5	54450		
纽贝德弗 New Bedford	弧门	表孔	28.4×18	46010		
伊泰普 Itaipu	弧门	表孔	20×21.34	45540		
刘家峡	平板门	深孔	10×13	140140	定轮	110
三门峡	平板门	深孔	3×8	14400		60
碧口	平板门	深孔	13×11.5	82565	滑动	60
刘家峡	平板门	深孔	6×13.5	105840	滑动	119
伊泰普 Itaipu	平板门	深孔	6.7×22	190000	定轮	140
谢尔邦松 Shirponcon	平板门	深孔	6.2×11	82100	履带	126
塔贝拉 Tarbela	平板门	深孔	4.1×13.7	75260	定轮	141
碧口	弧门	深孔	9×8	50500		70
刘家峡	弧门	深孔	8×9.5	45600		60
三门峡	弧门	深孔	8×8	33300		52
麦加 Mila	弧门	深孔	12.2×12.8	85280		61
曼格拉 Mangla	弧门	深孔	10.97×13	59890		48.5
塔贝拉 Tarbela	弧门	深孔	4.88×7.3	46970		135.6

5. 泥沙的磨蚀

我国是一个多泥沙河流国家,多年平均年输沙量超过1000万吨的河流有42条,如三门峡、葛洲坝水电站的多年平均输沙量分别为160000万t和51500万t。黄河泥沙以细颗粒悬移质为主,三门峡水库多年平均含沙量为 $37.8\text{kg}/\text{m}^3$,而国外一些多泥沙河流,如美国的科罗拉多河、苏联的阿姆河、埃及的尼罗河,其多年平均含沙量仅分别为10、4、 $1\text{kg}/\text{m}^3$ 。多泥沙河流上泄水建筑物在高流速、大流量挟沙水流作用下,常遭受不同程度的磨损,尤以我国西北、华北和西南地区较为严重。悬移质除对建筑物有磨损作用外,尚有撞击作用。高速挟沙水流的磨蚀作用往往是磨损与空蚀相伴发生,互为影响。根据实验研究^[7],浑水初生空化数低,易于发生空化,且破坏力极大。根据三门峡水库磨损、空蚀试验成果^[8],当含沙量为 $40\text{kg}/\text{m}^3$,且磨损与空蚀联合作用时,其磨蚀量为清水空蚀的16倍。在进行泄水建筑物设计时,要求尽可能避免弯道、跌坎、变坡、收缩、扩散等复杂型式,并控制流速在 $15\text{m}/\text{s}$ 左右,不大于 $25\text{m}/\text{s}$ 。流速过低也会给泄水建筑物的布置带来极大的困难。我国的一些水利工程在抗悬移质与推移质磨损方面也取得了一定的经验^[9],如1965年建成的石棉水电站,当年7月泄流,过闸推移质 15万m^3 ,流速 $8\text{m}/\text{s}$,原设计为150#钢筋混凝土,其磨损深度达 $0.2\sim 0.8\text{m}$, $\phi 25$ 钢筋全部被砸断,后改用厚 $0.5\sim 0.6\text{m}$ 的花岗岩条石铺砌,条石长度方向垂直水流方向,修补后效果很好。葛洲坝二江闸水流流速在 $20\text{m}/\text{s}$ 左右,经1981年运行以来,闸室护坦段表面400号混凝土被均匀磨损 $3\sim 5\text{cm}$,个别闸孔磨损较大,最深达到 10cm 。据抗磨材料研究,认为采用600号高强混凝土,其抗磨性能较好,该材料用于填补冲磨深大于 3cm 的部位,年磨损仅几毫米。最新研究成果表明:硅粉水泥砂浆与T31环氧砂浆是较理想的抗冲磨材料,可以用来抗高流速水流挟带悬移质泥沙的磨损。

第二节 泄水建筑物设计中的主要水力学问题及本书内容简介

高坝泄水建筑物设计中存在着很多问题,涉及到多种学科,就水力学方面而言,主要有:

1. 各种泄水建筑物的合理体型研究

泄水建筑物的体型设计是一个很重要的问题,它涉及到泄流能力、泄流建筑物的空化特性及工程量等。国内在这方面的研究亦取得了较多的成果,如实用堰、低堰的堰面形态,深式泄水孔进口段短压力进水口的体型等,将在本书第二章作较详细的介绍。

2. 消能的机理与消能工的设计

目前,在底流、岸流、挑流等方面的设计都取得了很大的进展,消能工形式多种多样,这些新型消能工和各种消能方式联合使用时,其消能效率、各部分的作用力、消能工的最优尺寸等,都很难明确表达出来,只能依赖于物模实验,而物模实验成果的正确性与实验人员的素质、仪器设备的精密程度有关。有些物理现象,由于存在着比尺效应,尚无法在模型中正确反映出来,因此存在着较多的问题。展望90年代,随着水利建设事业的发展,更多的新问题将展现在我们面前,如流速大于 $40\sim 50\text{m}/\text{s}$ 的合适消能形式;坝下大能量消散所形成的强烈紊动,及水流诱发建筑物的振动问题等^[10]。

本书第五章在水力学、水工结构教学的基础上,对泄水建筑物下游消能防冲作了进一步讲解,尤其在岸流方面作了较详细的介绍。

3. 空化空蚀

近年来,空化与空蚀的研究取得了一定的成就,如单空泡、群泡溃灭形成的空蚀力^[11];各种空蚀试验方法的比较,以及抗蚀材料的研究^[8];掺气减蚀的研究;对不平整实体、止水缝隙、门槽等处提出了一系列抗空蚀的体型,及施工质量的控制要求等。但对一些漩涡型的空化机理、压力场改变等,均有待继续深入探讨。浑水的空蚀问题更多,不同的学者通过不同的研究方法,所得的结果差别很大,甚至得出相反的结论,如黄河水利委员会水科所通过不同含沙量对金属材料的蚀损研究,得出结论:低含沙量时,浑水比清水空蚀量稍有增加,随着含沙量的提高,空蚀量又呈减少趋势^①。刘大琼提出:当水中含沙量从 $0\sim 100\text{kg}/\text{m}^3$ 时,浑水空蚀量较清水空蚀量少; $100\sim 160\text{kg}/\text{m}^3$ 时,不稳定; $160\text{kg}/\text{m}^3$ 以上时,浑水空蚀量较清水空蚀量有所增加^②。

本书第三章从实用角度出发,尽量结合目前的研究成果,首先阐述了空化、空蚀的机理,简要地介绍了球形空泡动力学基本计算理论,继之从工程角度出发,介绍了减免泄水建筑物壁面空蚀的措施,确定泄流建筑物表面形态时应注意的事项,并从减免空蚀角度出发,对第二章进行了补充,如门槽形式、建筑物表面平整度控制等。

4. 掺气减蚀

掺气减蚀是一个既经济又行之有效的方法,在许多工程中已被采用。近年来,对人工强迫掺气进行了广泛研究,如掺气减蚀的机理、效果及人工掺气的工程措施(掺气结构的形式、尺寸、掺气效果)、掺气有效保护范围等^③。掺气有效保护范围不仅是一个二相流问题,而且水流挟气能力和气泡的逸出,均与水流的紊动特性有关,而近壁水层紊动扩散特性的变化与水流紊动特性沿程的改变,使问题更趋复杂,此外模型实验结果与原型间存在着明显的比尺效应问题,模型试验中一些测试手段尚待提高。第四章较仔细地介绍了水流的自掺气和强迫掺气。对于自掺气,介绍了各家掺气量的计算公式,封闭式隧洞明流状态下水流与气流的运动;对于人工强迫掺气,介绍了掺气量与气泡输移的分析方法,以及浑水掺气与高速浑水掺气抗磨损的一些研究成果。

5. 紊流诱发结构振动问题

紊流诱发结构振动的原因是紊动水流流速脉动,在固体边界上形成压力脉动,从而诱发结构的振动。一般高速水流紊动诱发建筑物振动是十分微弱的,不致对建筑物的安全产生较大的影响,如厂房顶泄流和大型泄洪渡槽,无论是实验、计算分析以及新安江、乌江渡水电站原型观测资料都证明了高速水流紊动诱发建筑物振动是十分微弱的。但是强紊动水流和流态不稳定可以诱发建筑物产生强烈振动,甚至破坏。如美国得克萨斯-卡那坝(Texer - Kana Dam)消力池导墙的破坏,据报导,泄水建筑物隔墙在水流强烈紊动作用下,发生强烈的侧向振动,钢筋由于疲劳破坏而断裂,钢筋四周混凝土压碎深度达 $0.6\sim$

① 刘一心. 黄河含沙水流空化与空蚀特性初步研究. 黄河水利委员会水科所. 1983. 10

② 刘大琼. 水中悬浮含沙量对空蚀特性影响的探讨. 空泡机理学术讨论会论文集. 1984

③ 黄河设计院技术处与小浪底工程处. 掺气减蚀原理与应用. 1990. 11

0.9m^[10]。我国大化水电站宣泄流量在某一范围时,闸墩发生显著振动。除上述外,由于局部结构振动而引起整体结构振动,水流漩涡引起建筑物振动,在流速作用下,引起结构弹性体与流体耦合作用产生动力失稳以及水力共振等,这一类问题在水利工程中均属常见,虽然在这些方面已取得了一些经验与研究成果,但由于建筑物结构的复杂性,仿真技术与实验理论均还存在着一定问题,尚有待深入探讨。

6. 泄水建筑物的磨损问题

水沙对建筑物的磨损与空蚀问题,目前在国内外尚无理论可循,虽然进行过不少室内试验,已建工程的运行经验亦可供借鉴,但是有关水沙磨损机理、经济有效的抗磨损方法、新型抗磨损材料等课题,均有待继续深入研究。第三章除对空化与空蚀问题作了一定介绍外,在磨损方面也做了较详细的阐述。

参 考 文 献

- 1 张志恒,王瑞彭,汪永真.高坝枢纽布置与泄洪消能述评.泄水工程高速水流研究进展.水利水电泄水工程与高速水流情报网.1990.10
- 2 林秉南.我国高速水流消能技术的发展.水利学报.1985.5
- 3 刘永川.新型消能工在安康水电站工程上应用若干问题研究——宽尾墩与异型鼻坎的水力学问题.全国高水头泄水建筑物水力学问题论文集.上册.1987.10
- 4 夏镜如,杨青.宽尾墩应用在高拱坝上消能防冲的研究.泄水工程与高速水流.水利水电泄水工程与高速水流情报网.1990.2
- 5 罗秉珠.岩滩溢流表孔采用宽尾墩与屏式消力池联合消能简介.泄水工程与高速水流.水利水电泄水工程与高速水流情报网.1990.1
- 6 阎晋垣.一种新型掺气消能设施——柘林掺气分流墩.全国高水头泄水建筑物水力学问题论文集.上册.1987.10
- 7 郭中兴,张录勋,王志高.我国水利机械抗泥沙磨损试验研究.水机磨蚀.1983(1)
- 8 柴恭纯,潘森森.空化空蚀研究动态与展望.泄水工程高速水流研究进展.水利水电泄水工程与高速水流情报网.1990.10
- 9 徐秉衡.泄水建筑物的磨损问题.泄水工程高速水流研究进展.水利水电泄水工程与高速水流情报网.1990.10
- 10 谢省宗,李世琴,林勤华.泄水建筑物流体诱发振动的若干问题.泄水工程高速水流研究进展.水利水电泄水工程与高速水流情报网.1990.10
- 11 黄剑波,倪汉根.空泡群溃灭时作用于固体壁上的压强.高速水流.1985(2)

第二章 泄水建筑物体型和轮廓尺寸选定的水力学问题

第一节 堰坝水流与堰型问题

任何水利枢纽都有泄洪建筑物,为安全计,其泄流方式多采用表孔堰流。枢纽中的拦河坝为混凝土坝时,常将一段拦河坝布置成溢流坝;拦河坝为土石坝时,一般须布置河岸溢洪道。本节先以高溢流坝和河岸开敞式正槽溢洪道的控制堰为对象,讨论其体型选择和轮廓尺寸布置的有关水力学问题。

一、溢洪道控制堰堰型及其水力特性

作为溢洪道的控制堰,其体型、尺寸和布置方式是溢洪道泄流能力的决定性因素。不同的泄流能力,洪水期可能出现的水库最高洪水位和相应要求的坝高不同,因此,控制堰的设计是否合理,直接关系到枢纽布置方案的优劣。这里我们仅从水力学观点分析一些主要堰型的水力特性。

控制堰在平面上可呈直线或曲线。一般大体积混凝土溢流坝、河岸正槽溢洪道都将堰顶轴线布置为直线;溢流拱坝坝顶为曲线。河岸溢洪道也有采用曲线堰顶布置的,如墨西哥式溢洪道,主要用于山区小型水库无闸门控制的溢洪道。

控制堰的水力特性很大程度上取决于沿水流向垂直剖面的形态,剖面形态不同,其水力特性、适用条件也不同。对于实用堰,首先应确定是非真空堰还是真空堰,是高堰还是低堰。非真空堰与真空堰的区别,在于是否依赖堰顶附近水流底部的适当负压(真空度)来保证运行工况的泄流能力;高堰与低堰的区别,在于堰的上游堰高与堰顶运行水头之比是否足够大,从而使堰的泄流能力不再受此相对堰高的影响。大部分溢流坝或溢洪道,为减免负压可能导致的有害后果,常采用非真空剖面堰,溢流坝通常属高堰;河岸溢洪道的控制堰既可能是高堰,也可能是低堰。在实际工程中,适当控制堰顶负压值的真空剖面堰也不乏先例。

(一)非真空实用剖面高堰

非真空实用堰的堰型选择原则,应以其能在较大的堰顶水头变化范围内有较大的流量系数,且堰面不产生危害性负压为标准。这使人易于想到,实用堰堰顶曲线可按薄壁堰自由溢流水舌下缘进行构制^[1]。早在1888年,巴赞(Bazin)首次用上述原则得到了巴赞实用堰剖面,认为沿该堰面溢流将不产生负压。实际上,由于堰面粗糙和摩阻的存在,仍易产生负压。近百年来,很多学者对巴赞剖面进行了修正,基本思想是:将堰面外形稍稍伸入薄壁堰溢流水舌下缘内,以免产生负压。克里格尔(Creager)剖面即其中之一^[2]。我国以往采用较广的克—奥剖面,则是奥菲采洛夫由克里格尔剖面线与水舌下缘线折中而得,给出该线的 x 、 y 对应坐标值^[3]。克—奥堰适用于堰高 P 与堰顶水头 H 之比 $P/H \geq 3 \sim 5$ 的高堰溢流状态,以设计水头 H_d 运行时,其流量系数 $m=0.49$ 。

近年来我国许多高溢流坝设计均采用美国陆军工程师团水道试验站(U. S. Army Corps of Engineers, Waterways Experiment Station)基于大量试验研究所得的 WES 堰, 见图 2-1 (a)^[4]。与克—奥堰相比, 其主要优点是: 流量系数较大; 剖面较瘦, 从而节省工程量; 以设计水头运行时堰面无负压; 堰面曲线以连续方程给出, 便于设计施工。设计定型水头为 H_d 时, 堰顶下游堰面曲线方程为:

$$x^n = kH_d^{n-1}y \quad (2-1)$$

式中: 参数 k 、 n 可根据上游临水堰面是否倾斜, 以及行近流速水头能否忽略, 而有不同适应值和型号。表 2-1 示出各型 WES 堰剖面曲线方程参数, 表中各参数含义如图 2-1(b) 所示。

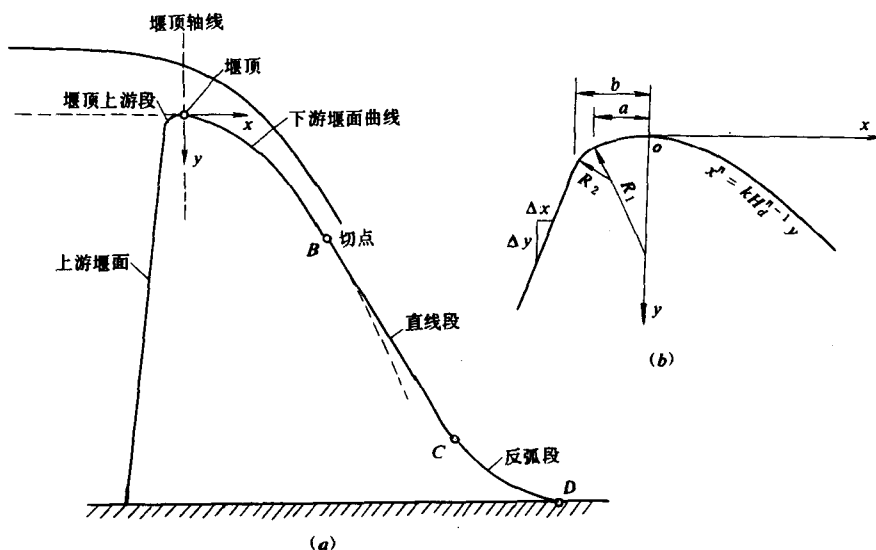


图 2-1 WES 堰

WES I 型堰具有铅直上游面, 广泛用于高溢流坝。下游堰面曲线方程式(2-1)中 $k=2$, $n=1.85$; 上游堰面与堰顶之间原为两段圆弧相连(图 2-1(b)及表 2-1), 1970 年 WES 又据新的试验成果改为三段圆弧相连, 半径依次为 $R_1=0.5H_d$, $R_2=0.2H_d$, $R_3=0.04H_d$, 第三段圆弧直接和铅直上游面相切, 如图 2-2(a)所示。

表 2-1 WES 剖面曲线方程参数表

上游面坡度($\frac{\Delta y}{\Delta x}$)	k	n	R_1	a	R_2	b	型号
3:0	2.000	1.850	$0.5H_d$	$0.175H_d$	$0.2H_d$	$0.282H_d$	I, I
3:1	1.936	1.836	$0.68H_d$	$0.139H_d$	$0.21H_d$	$0.237H_d$	II
3:2	1.939	1.810	$0.48H_d$	$0.115H_d$	$0.22H_d$	$0.214H_d$	IV
3:3	1.873	1.776	$0.45H_d$	$0.119H_d$	—	—	V

WES I 型堰具有倒悬堰顶, 如图 2-2(b)所示。适应于溢流坝与非溢流坝基本剖面匹配时, 前者偏大的情况, 可避免工程量的浪费。堰顶形态取决于图中阴影线所示薄壁堰自由水舌线的下缘, 故与设计水头 H_d 、悬顶高度 M 都有关。堰顶定位坐标 X_c 、 Y_c , 以及上下游堰面曲线方程参数都要依据 M/H_d 值, 用 WES 给出之图解确定(本书从略)。但为了使

其与 WES I 型堰具有同等溢流特性, 实际工程中常使 $M \geq 0.6H_d$, 据试验研究表明, 这时堰面曲线可完全沿用 WES I 型。

上游面倾斜的 WES 堰实乃美国垦务局(USBR)的主要研究成果, 经 WES 进一步验证归纳而列入其《水力设计准则》的。WES III、IV、V 型堰分别具有 3:1、3:2、3:3 的倾斜上游面, 其中前两者也是用于高堰工作状态; 后者既可用于高堰, 也可用于低堰。用于高堰时下游堰面曲线仍用式(2-1), k 、 n 值按表 2-1 取值; 堰顶上游曲线则用表 2-1 中各半径之圆弧与上游坡面相接。

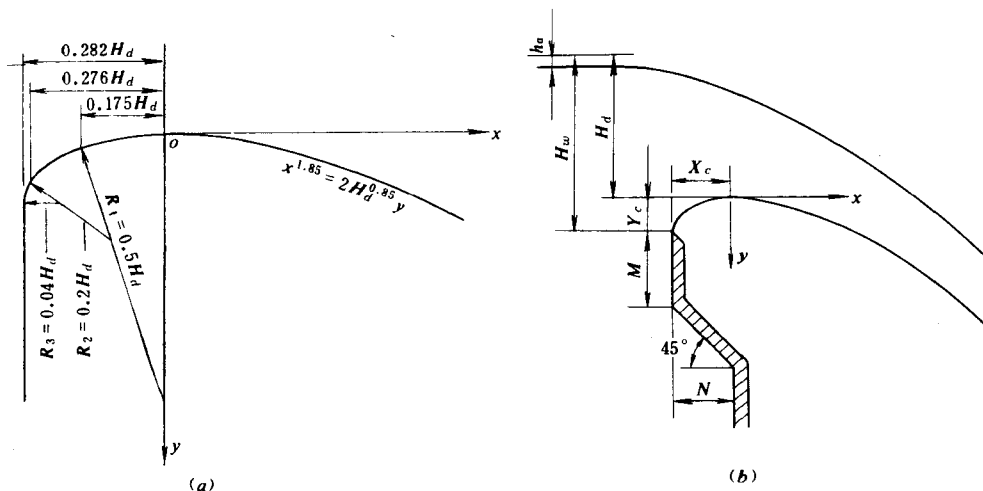


图 2-2 WES I 型和 II 型堰

(a) I 型堰; (b) II 型堰

我国工程科技人员对用于溢流坝的高堰体型也作过不少研究。现行《混凝土重力坝设计规范》^[5]和《混凝土拱坝设计规范》^[6]建议的体型曲线既引用了 WES I 型和 WES III 型的下游堰面线, 又辅以我国的研究成果, 对堰顶上游统一用式(2-2)所示的椭圆曲线(图 2-3)取代原 WES 堰的圆弧连线:

$$\frac{x^2}{(aH_d)^2} + \frac{(bH_d - y)^2}{(bH_d)^2} = 1 \quad (2-2)$$

式中: a 、 b 分别为椭圆的长、短半轴与设计水头 H_d 之比。当上游面铅直时, aH_d 和 bH_d 可按以下建议值选定: $a = 0.28 \sim 0.30$, $a/b = 0.87 + 3a$ 。

我国现行规范附录中对定型设计水头建议取 $H_d = (0.75 \sim 0.95)H_{\max}$, 这里, $H_{\max}$ 相当于水库水位为校核洪水位时, 堰顶最大运行水头。当采用倒悬堰顶时, 要求 $d > H_{\max}/2$ (图 2-3), 以取代前述 WES I 型堰对 M 的要求。

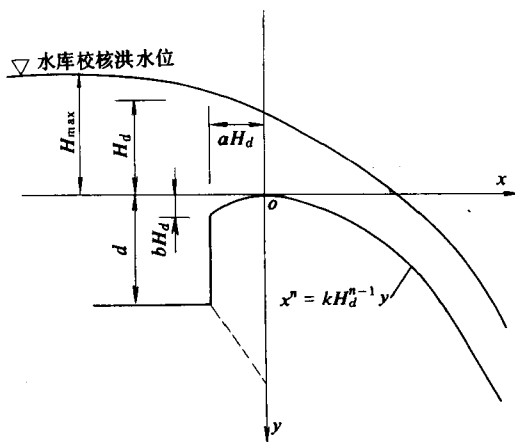


图 2-3 溢流坝坝顶定型

以高堰状态工作的溢流堰(坝),除顶部曲线如上所述外,堰顶下游堰面线末端一般与某一已定斜坡的直线相切,如图 2-1 所示 BC 段,其下一般还要有一反弧段 CD,以便与坝下消能工(消力池护坦或挑流鼻坎等)衔接。为使水流平顺,反弧半径 R 不能太小,反弧处流速越大, R 也应越大,下列经验公式可供参考:

$$\left. \begin{aligned} R &= 0.305 \times 10^x \\ x &= \frac{3.28v + 21H + 16}{11.8H + 64} \end{aligned} \right\} \quad (2-3)$$

式中: v 为反弧处平均流速, m/s; H 为堰顶水头, m。

WES 堰的泄流能力已有大量的试验研究成果。以 WES I 型堰而言,设堰顶水头为 H_0 (包括行近流速水头在内),定义过堰单宽流量为 q

$$q = m \sqrt{2g} H_0^{3/2} \quad (2-4)$$

式中:表征泄流能力的流量系数 m 与相对上游堰高 P/H_d 、相对堰顶水头 H_0/H_d 有关。如图 2-4 所示,对于 $P/H_d \geq 1.33$ 且 $H_0/H_d = 1.0$ 的情况, $m_d = 0.502$, m_d 即为以设计水头 H_d 运行时的流量系数。对于其他运行情况,图中汇总给出了据 P/H_d 、 H_0/H_d 求取 m/m_d 的曲线。这些曲线对于满足 $M \geq 0.6H_d$ 的 WES I 型堰也可应用。对于 WES II、IV、V 型堰,周文德给出了取决于堰面上游面坡度和 P/H_d 的流量系数近似修正曲线,示于图 2-4 左上角^[1]。按照 WES I 型堰,流量系数 m 乘以修正系数 c ,即得相应上游面的流量系数值。

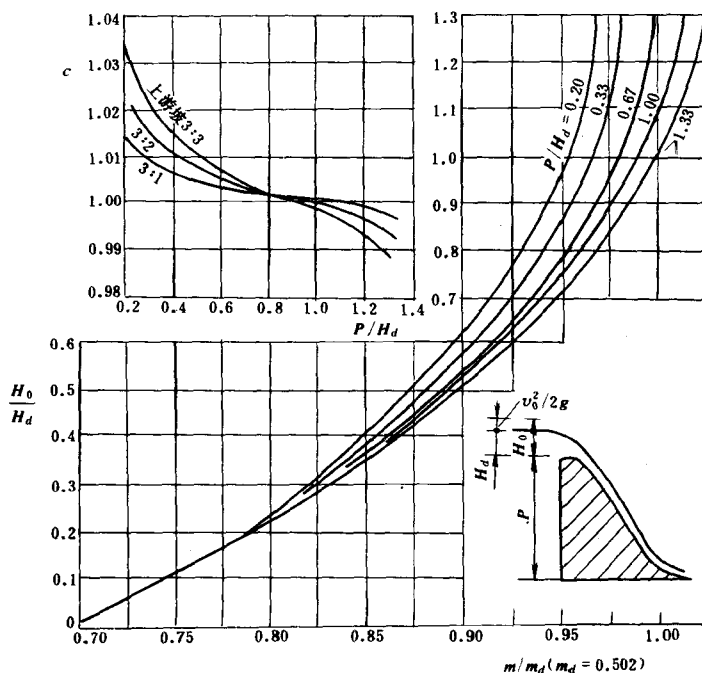


图 2-4 WES 堰的流量系数

WES 堰的堰面压强分布规律已有较多试验研究成果。图 2-5 所示为 WES I 型堰面压力水柱高 h_p 与 H_d 之比沿 x/H_d 的分布规律,这里 x 为以堰顶为原点的水平坐标值。

通过上述分析,可得出以下几点结论: