

高拱坝表中孔泄洪水垫塘水力 设计研究与应用述评

①
66-72

TV653
TV642.4

曾祥 肖兴斌

(长江科学院,湖北武汉,430010)

摘 要 本文论述了高拱坝下水垫塘设计目标,科研及应用现状,水垫塘消能控制工况。表、中孔各自单独泄洪与表、中孔联合泄洪的水流流态及动水压力。论述了水垫塘允许动水压力,水垫塘的长度与二道坝的位置。在高拱坝大流量、大功率条件下,采用集中泄洪,集中消能的原则及体型优化措施后,获得较好的消能效果。

关键词 高拱坝 集中泄洪 集中消能 动水压力 水垫塘消能效果

1 前 言

在高拱坝泄洪消能中,当坝顶泄洪时,溢流水舌射程离坝脚较近。在下游水深较浅、地质条件不好的情况下,为避免深冲坑对坝基安全的影响,在坝下预挖冲刷坑(作混凝土结构)或设二道坝,以抬高尾水位,形成水垫消能,这是最好的消能措施之一。如法国的乌格朗拱坝,坝高120 m,下游利用施工围堰作成二道坝。莫西洛克拱坝,坝高185 m,坝脚预挖深池。萨阳舒申斯克重力拱坝,坝高240 m,最大流量 $13\ 600\ \text{m}^3/\text{s}$,采用水跃消能,修建20 m高的二道坝,抬高水位形成水垫塘消能。目前我国正在施工的二滩水电站双曲拱坝,坝高240 m,最大泄洪流量 $23\ 900\ \text{m}^3/\text{s}$,总泄洪功率39 000 MW,均居世界高坝之首。坝下修建37 m高的二道坝,形成水垫塘消能。取得较好的消能效果。水垫塘是高坝下游消能防护的有效措施。

2 水垫塘水力设计的目标

水垫塘水力设计应在尽可能减少工程量的前提下,满足各种泄洪工况的消能要求。为满足消能防冲要求,研究水垫塘布置与尺寸时,需论证解决以下主要问题:

(1)论证水垫塘布置及尺寸的合理性,跌落水舌入水宽度的适应性。

(2)论证作用在水垫塘底板和边坡上的动水压力及冲击流速的允许值。

(3)论证混凝土底板的稳定性的以及岸边边坡受冲刷的可能性。

目前对消能效果的衡量,尚缺乏明确指标,根据有关资料可归纳出下列三项目标综合评价。

2.1 设计部门设计水垫塘时提出的要求

(1)保持塘内水流流态良好,并有足够的水垫深度。在水舌抛射最远的工况下能产生淹没水跃,消杀大部分的能量,使塘内水流平稳。

(2)控制水舌入水宽度接近枯水面宽度,这是因为枯水位以下的基岩,长期受水流作用,抗冲能力强,且水舌冲击岸坡的高程较低。

(3)作用塘底及岸坡上的动水冲击压力控制值应在允许范围内(如二滩水电站结合该工程地质条件提出控制在 $(10\sim 15)\times 9.81\ \text{kPa}$,相应冲击流速控制在 $14\sim 17\ \text{m/s}$ 内)。

(4)保证在各种工况下,混凝土衬护板是稳定的。

2.2 文献^①在研究跌流冲刷时提出的指标

(1)平均动水压力 $\bar{P} < 30 \times 9.81\ \text{kPa}$

(2)动力作用指数 $I_s = \frac{t}{t_m} > 0.3$ (式中 t 为下游水深, t_m 为冲深)

(3)理论淹没度 $G = \frac{t}{h''} > 1.0$ (式中 h'' 为第二共轭水深)

(4)压力脉动系 $G_{FP} = \frac{P_{\max}}{\bar{P}} \approx 3.0$ (P_{\max} 最大瞬时压力)

2.3 和国内外工程类比

和国内外工程类比,各项水力指标都比较先进。

上述三项要求,对鉴别水垫塘结构设计的可行性和合理性均有参考价值。其中文献^[1]提出研究跌流冲刷的四项指标,是比较全面的,但提出平均动水压力小于 $30 \times 9.81 \text{ kPa}$,太不具体,因水垫塘底板的力学性能与地质条件有关。各类基岩(或混凝土)所能承受的冲击力是不同的,值得进一步研究。

3 水垫塘消能控制工况

设计洪水时,全部泄洪建筑物投入运行。由于坝

身表孔、中孔采取水舌碰撞措施,消能效果良好。当表孔单独泄洪时,跌落水舌未经碰撞,消能效果差。因此,表孔单独泄洪往往成为泄洪消能的控制工况。关于已建高拱坝坝身表孔泄洪的水力参数(见表1)。

3.1 表孔溢洪道单独泄洪工况

3.1.1 基本条件和水力因素

根据构皮滩工程泄洪基本条件(见表2),通过模型试验及计算求得表孔单独泄洪时,作用在底板上的冲击动水压力及流速。

表1 拱坝坝身表孔($Q > 1000 \text{ m}^3/\text{s}$)

序号	工程	坝高 H /m	落差 Z /m	Q / $\text{m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$	N /MW	QH /万 kW	国别	孔口尺寸/ m^2 孔数—长×宽
1	二滩	240	166.3	9600	15660	2255.5	中	7—11×11.5
2	里,罗克斯	107	70.5	13000	8990	1363.1	南非	1—21.2×9
3	莫西洛克	185	103.6	7800	7930	1412.2	美	4—13×15.2
4	维多利亚	122	91	8500	7590	1019.9	斯里兰卡	
5	英古里	272	222.5	2500	5460	666.9	前苏联	6—18×3.5
6	埃尔卡洪	234	184	2700	4870	617.8	洪都拉斯	5—15×7.5
7	苏斯查达	135		2800		370.7	西班牙	
8	姆拉丁其	220	180	1670	2950	359.9	南斯拉夫	3—13×5
9	乌格朗	130		2250		286.4	法	4—8.5×8.5
10	德基	180	150	1400	2060	247.1	中(台)	1—12×5
11	黑部第四	186		1260		229.5	日	1—115
12	康脱拉	220		1000		215.7	瑞士	12—10×2.5
13	构皮滩	234	164	16715	26891	3834.4	中	6—12×22.5
14	小湾	284.5	230	6900	15456	1922.1	中	5—10×12

表2 水舌入水参数(构皮滩枢纽实测)

泄洪 工况	库水位 /m	下游水 位 /m	下泄流 量 / $\text{m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$	落差 /m	水舌入 水宽度 /m	水舌 厚度 /m	平均 射程 /m	水垫 深度 /m
6个 表孔	637.18	472.8	16715	164.4	105	45	44	60.8
	632.74	464.8	11400	167.9	99	42	50	52.8
	625.00	450.0	4350	175.0	94	38	40	38.0
7个 中孔	637.18	462.8	10755	174.3	84	50	156	50.8
	632.74	462.2	10070	170.5	87	45	53	50.2
	625.0	461.2	9600	153.8	81	49	46	49.0
表中 孔 联合	637.18	489.4	27470	147.8	137	82	94	67.4
	632.74	482.4	21470	150.3	131	90	97	72.4
	625.0	471.6	14350	153.4	125	74	89	59.6

①入水断面的流速公式为:

$$V_0 = \varphi_0 \sqrt{2gZ}$$

式中 φ_0 ——为跌流水舌流速系数(与有射坎布置有关,未经碰撞 $\varphi_0 = 0.8 \sim 0.9$;碰撞后 $\varphi_0 = 0.4 \sim 0.6$;差动坎 $\varphi_0 = 0.5 \sim 0.7$)。

构皮滩在设计条件下,下泄流量 $Q = 11400 \text{ m}^3/\text{s}$,落差 $Z = 167.9 \text{ m}$,故入水断面流速为 $V_0 =$

$$\varphi_0 \sqrt{2gZ} = 0.50 \sqrt{2g \times 167.5} = 28.66 \text{ m/s}.$$

令水垫塘底板上的动水冲击流速为 V_d ,则

$$V_0/V_d = 0.9 + (0.1x/h) = 0.9 + (0.1 \times 52.8/3) = 2.66$$

$$V_d = 0.37V_0 = 10.77 \text{ m/s} \text{ (未超过二滩水垫塘的控制流速)}$$

②塘底板上冲击动水压力计算

$$\Delta P = CqZ^{1/2}/h$$

式中 q 为入水单宽流量; h 为下游水深; C 值在初设时采用连续坎取 1.2,若采用差动加齿坎时, C 值可近似取 0.5。

构皮滩在初设条件时, $Q = 11400 \text{ m}^3/\text{s}$, $h = 54.6 \text{ m}$, C 值可近似取 0.5,代入 $\Delta P = 14 \times 9.81 \text{ kPa}$ 。

在构皮滩枢纽水工模型试验中,水科院试验实例水垫塘底板上最大冲击动压力为 $25.97 \times 9.81 \text{ kPa}$ (原方案)及 $14.4 \times 9.81 \text{ kPa}$ (优化后方案),长科院实例 ΔP 值为 $15.0 \times 9.81 \text{ kPa}$ (原方案),及 $8.5 \times 9.81 \text{ kPa}$ (优化后方案),冲击动水压力的大小与表孔体型布置有关,据二滩水工模型试验表

明,表孔为大差动加齿坎的冲击压力比连续坎(无齿坎)降低 54%~67%。而大差动加齿坎,其分流齿坎最佳组合可使冲击力降低 50%左右。拉西瓦工程水工模型试验在低水头(10 m 以下)时差动坎加不对称宽尾墩比差动坎冲击力降低 90%。主要通过模型试验来确定,比较出最佳布置。

此外,构皮滩工程根据文献^[1]四项指标总结如下:动力作用指数 L_d 为 0.43 (> 0.3),理论淹没度 $G_r = 1.7$ (> 1.0),压力脉动系数 $G_{Fp} = 2.1$ (< 0.3),而平均脉动水压力,亦小于 30×9.81 kPa,四项指标均符合要求。

为了进一步说明构皮滩工程水垫塘的消能效果。再与国内外几个工程所选用的有关参数作一对比,(见表 3)。

表 3 几个工程水力指标比较表

工程名称	动力作用指数 L_d	理论淹没度 G_r	压力脉动系数 G_{Fp}
二滩(中国)	0.44	1.41	1.13
莫西洛克(美国)	0.55	1.14	2.66
罗克斯(南非)	0.31	1.28	2.35
拉克瓦(印度)	0.28	0.78	2.47
构皮滩(中国)	0.43	1.7	2.10

从上表中可以看出,构皮滩采用的坝集中泄洪,集中消能的水垫塘消能方式所测出的有关参数指标是比较一致的。

3.1.2 水垫塘底板冲刷稳定

若不考虑混凝土底板缝间止水胶结问题,底板可看作类似基岩分块,根据陈椿庭冲刷经验公式及有关文献中如马丁斯总结原型岩基块冲刷公式,分别求得构皮滩坝下冲刷水垫塘深度为 46.2 m 和 43 m,均小于水垫塘深度 54.6 m。二滩水垫塘用此公式计算分别求得冲刷深度为 32.2 m 和 23.8 m,也均小于水垫深度 42.5 m。此外,二滩水电站水垫塘由天津大学进行了二滩拱坝泄洪振动的水弹性模型研究及大连理工大学曾对混凝土底板稳定问题专门进行过模型试验,均证明在各种泄洪工况下,水垫塘

底板及边坡是稳定的。

3.1.3 合理的入水宽度及边坡上的动水压力研究

关于合理的入水宽度问题,国内外对这一问题论述较少。影响因素较多,如:①泄洪宽度与下游河道的宽、窄,河床(水垫塘)的形状等有关;②冲坑区地质的好坏和河床(河岸)的保护与否;③入水宽度与河床是否对称;④消能效果与雾化的影响等。所以合适的入水宽度至今尚无公认的衡量标准。目前一般认为泄洪宽度最好控制在占出流前沿宽度的 60%~80%,不宜小于 50%,一般以 2/3 为宜。有的学者认为使入水宽度(等于冲坑底宽)能允许水下冲坑边坡角度 β 小于或等于天然稳定边坡角度 α 。

边坡上的动水压力问题。为使动水压力满足要求,除控制入水宽度外,尚需分析表孔过流时的水舌扩散搭接问题,使边坡上的动水压力不能过大(不要超过水垫塘中心上的压力),主要研究观测两侧边孔水流对河床岸边(塘边)的冲击压力。如构皮滩水垫塘边 430 m 高程的平台在原方案测出最大冲击力达 43×9.81 kPa,后将表、中孔靠边出口扩散角修改为不扩散,导墙边线拉直,使水流归槽,水舌不直冲边平台,动水压力降到 11×9.81 kPa,而塘中心上压力没有增大。二滩表孔也采取溢流表孔两侧边闸墩不扩散作直导墙的措施,以保证水垫塘边坡上的动水压力不增大。

3.2 中孔单独泄洪工况

目前坝身中孔泄洪的最高水平(见表 4)。其泄洪水头和孔口尺寸的规模随进水口体型及下游消能防冲等技术问题的解决程度而相应增大。如卡里巴拱坝,坝高 120 m,约在 10 年里形成了一个 85 m 深的冲坑,并在完整的片麻岩上形成了一个 300 000 m³ 的冲刷空腔,而且是在覆盖着 20 m 以上水垫基岩上形成的,由 6—9 m \times 9 m 大孔泄洪,最大泄量 8 400 m³/s。这个例子更清楚地表明,溢流水舌对下游岩层会产生多么巨大的力量,必须用优化中孔体型消能措施来减轻下游的冲刷。

表 4 拱坝坝身中孔 ($Q > 1 000$ m³/s)

序号	工程	坝高 H /m	落差 Z /m	Q /m ³ ·s ⁻¹	N /MW	QH /万 kW	国别	孔口尺寸/m ² 孔数—长、宽
1	卡博拉·巴桑	171	105	13 100	13 490	2 196.7	莫桑比克	8—6 \times 7.8
2	二滩	240	166.3	6 700	10 930	1 578.9	中	6—5 \times 6
3	卡里巴	131	85	9 500	7 920	1 216		6—9 \times 9
4	蒂达瑞	110	80	7 140	5 900	769.8	美	7—5.2 \times 6.4
5	埃尔卡洪	234	184	1 890	3 140	433.5	洪都拉斯	3—3 \times 4.8
6	卡勃利尔	136		2 200		293.2	葡	2—8.9 \times 8.1
7	德基	180	150	1 600	2 350	282.4	中(台)	2—4.4 \times 6.5
8	摩罗波恩特	143	117	1 130	1 300	158.9	美	4—4.6 \times 4.6
9	拉雅脱		150	1 000	1 470		法	2—4 \times 5
10	构皮滩	234	174.3	10 755	18 389	2 471.3	中	7—6 \times 7
11	小湾	204.5	230	7 000	15 794	1 951.5	中	4—5 \times 7

3.2.1 中孔体型优化与动水压力

中深孔体型优化布置的特点:水头高、流速大、射程远(成为水垫塘长度设计控制因素),充分利用空气阻力消能,同时受到拱径向集中的影响显著,水舌降落搭接严重,入水区较窄,因此在竖向应分层布置,出口部分布置上翘型和不同的鼻坎挑角(出口挑角一般在 $10^{\circ}\sim 30^{\circ}$,平面外向转角在 $1^{\circ}\sim 3^{\circ}$)。如二滩水电站中孔采用平面转弯,立面上翘,尾部横向扩散,竖向收缩的“压力上翘”型坝身中孔新型消能工。构皮滩7个中孔采用不同挑角组合消能工,2号、4号、6号中孔为压力上翘,挑角 30° ;3号、5号中孔出口顶部下坡平底跌流;1号、7号中孔出口下压,鼻坎挑角为 10° 。其目的是使中孔水流沿纵向和横向适当扩散,纵向拉开,错开落点,克服径向集中的影响,从而提高消能效果。

构皮滩中孔泄洪时,作用在水垫塘的动水压力与表孔泄洪相比,在相同的水力条件下,动水压力可减少50%以上,从沿水垫塘底板中心上的压力分布分析,看不出明显的峰值。在设计条件下,水垫塘内最大冲击力为 $0.5\times 9.81\text{ kPa}$,故为非控制情况。但需要研究中孔泄洪时的水跃长度,以验证水垫塘的长度是否能满足需要。

3.2.2 水垫塘长度

一般认为受水舌跌落位置所控制,按中川博次和多田敏一两学者建议:

水垫塘长度=水舌跌落位置+水垫深度

式中 水垫深度 $\geq (1.25\sim 2.0)h_2$; h_2 为第二共扼水深。

二滩水电站水垫塘长度计算时,选用平底与斜坡水跃计算 $h_2=22.5\sim 26\text{ m}$,水跃长度 $45\sim 90\text{ m}$,实测挑距 $L=187\sim 210\text{ m}$ 。为安全起见,选用其最大数据计算水垫塘长度。

挑距+跃长 $=210+90=300\text{ m}<316\text{ m}$ (水垫塘长度)

挑距 $+1.3h_2=210+33.8=262\text{ m}<316\text{ m}$

构皮滩水垫塘长度计算:

在设计条件下,实测挑距 $L=186\text{ m}$,计算出 $h_2=27.5\text{ m}$,水跃长 116 m 。

则水垫塘长度=挑距+跃长 $=186+116=302\text{ m}>286\text{ m}$ (设计值)

挑距 $+1.3h_2=186+36=222\text{ m}<286\text{ m}$

从中孔泄洪时水流流态看,水跃滚尾端正好处于二道坎顶部,目前设计水垫塘长度 286 m ,是短了点。

3.2.3 工程对比

表中孔单独泄洪是高坝常用的方式,本文收集了一些工程资料与构皮滩比较,但由于水力因素不够齐全,暂用单位体积泄洪功率作为指标进行比较,以评价构皮滩水垫塘尺寸和布置合理性(见表5)。由表5可看出,构皮滩水垫塘水体偏小。

表5 工程资料比较表

工程名称	流量 / $\text{m}^3\cdot\text{s}^{-1}$	落差 /m	下泄功率 W /万 kW	池宽 /m	池长 /m	水深 /m	水体积 V /万 m^3	W/V /kW· m^{-3}	防护措施	混凝土 板厚 /m
沃格拉期(德)	1 600	93	146	76.2	63	30	14.4	10.2	混凝土衬砌	
卡瓦基(日)	4 400	72	311	≈ 60	167.5	62	62.3	5.6	混凝土衬砌	
OSAKO(日)	2 300	44	99	67.7	~ 50	22	74.5	13.2	混凝土衬砌	3
YAHAGI(日)	2 700	68	180	≈ 50	240	21	25.2	7.1	混凝土衬砌	2
ABUBAWA(日)	3 800	55	205	50	88	37.5	16.5	12.4	混凝土衬砌	2.5
构皮滩(中)	10755	174.38	1 839	90	266	50.8	131	14.0	混凝土衬护	3.0
卡布拉拉萨(莫)	13 300	102.9	1 337	120	130*	38.1 [76.9]	209 499	16.1 [10.11]	冲抗	
卡里巴	9 580	85	821	160	130*	24 [90]	28.1 93.6	29 [8.6]	冲抗	
莫西洛克(美)	7 800	103.5	793	84	150	(76.3)	96.1	8.2	预挖	
钦古(巴)	17 000	83.5	1 449	~ 85	320	61.2 [102]	83.2 138.7	17.4 [10.4]	冲抗	
二滩(中)	6 600	177.5	1 149	~ 120	380	42.5	144	7.9	混凝土衬护	

注: *算至堆丘顶,方括号内数字为冲刷后水深,圆括号内数字为预挖。

3.3 表中孔联合泄洪工况

用设计校核洪水流量泄洪时,坝体表、中孔联合运行,虽下泄功率很大(见表6),但采用表、中孔水

舌在空中碰撞消能方式,消能效果好(见表7)。作用在水垫塘内的动水压力并不大,联合泄洪流态见图1。

表 6 拱坝坝身表中孔联合泄洪表

序号	工程	坝高 H /m	落差 Z /m	Q 表+Q 中 /m ³ ·s ⁻¹	Q 表 /m ³ ·s ⁻¹	Q 中 /m ³ ·s ⁻¹	N /MW	QII /万 kW	国别
1	二滩	240	166.3	16 300	9 600	6 700	25 900	3 834.3	中国
2	卡博拉·巴桑	171	105	13 300	420	12 880	13 700	2 226.1	莫桑比克
3	埃尔卡洪	234	184	4 590	2 700	1 890	8 285	1 049.3	洪都拉斯
4	德基	180	150	3 000	1 400	1 600	4 415	529.6	中国(台)
5	姆拉丁其	220	180	2 040	1 670	373	3 608	441.3	南斯拉夫
6	构皮滩	234	147.8	27 470	16 715	10 755	39 900	6 080.1	中国
7	小湾	284.5	230	13 332	6 733	6 600	30 369	3 716.7	中国

表 7 拱坝表、中孔碰撞消能实例表

坝名	坝高 /m	坝型	泄洪量 Q /m ³ ·s ⁻¹	泄洪方式	消能方式	消能效果	备注
流溪河	78	拱坝	941	溢流	高低坎	良好	已建
凤滩	113	空腹重力拱坝	2 660	表、中孔	高低坎	较连续坎冲坑浅 60%	已建
白山	149.5	重力拱坝	11 100	高—4 深—3	碰撞	较不分层冲坑浅 60%	已建
二滩	240	双曲拱坝	表 9 600 中 6 700	表、中孔	碰撞	冲击底板压力减小 60%	在建
构皮滩	234	双曲拱坝	表 16 715 中 10 735	表、中孔	碰撞	冲击底板动水压力减小(80~90)%	拟建

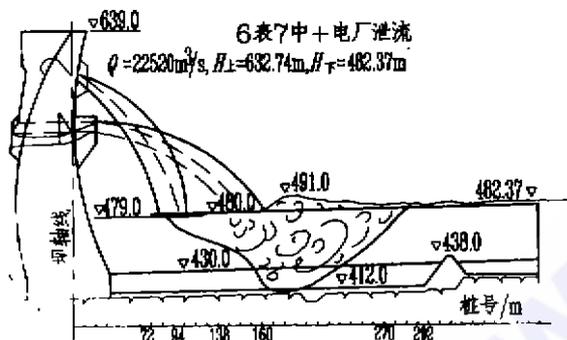


图 1 构皮滩枢纽表中孔联合泄洪图

3.3.1 基本条件和水力因素

成都院科研所曾对水舌空中碰撞消能问题进行

了专门研究,得到在这一新条件下的动水压力计算公式:

$$\Delta P_m = CQZ^{0.5}/h$$

其中 $C = \frac{K_1^2 \cdot \sin^3 \theta}{\sqrt{2g}}$

$$K_1 = 0.37 \frac{(\cos \beta_c)^{0.5}}{\left(\frac{q_{\text{中}}}{q_{\text{中}} + q_{\text{表}}}\right)^{1.5}} \left(\frac{h}{Z}\right)^{0.75}$$

式中 q, Z, h 的意义同前, θ 为水舌入水角, β_c 为表中孔水舌碰撞的交角。

将基本资料代入上式所得 ΔP_m 值与试验成果

一并列入表 8、表 9。

表 8 构皮滩水垫塘水力特性表

上游水位 /m	下游水位 /m	表孔泄量 /m ³ ·s ⁻¹	中孔泄量 /m ³ ·s ⁻¹	落差 /m	水垫深度 /m	动水压力 /×9.81 kPa	备注
637.18	489.4	16 090	10 330	147.7	77.4	3.6	计算
637.18	489.4	16 090	10 330	147.7	77.4	2.9	长科院
637.15	488.9	27 470		147.3	76.9	-0.18	水科院

表 9 二滩水电站水垫塘水力特性表***

上游水位 /m	下泄流量 /m ³ ·s ⁻¹	落差 Z _m	水垫深度 /m	入水宽度 /m	水舌射程 /m	动水压力 /9.81 kPa	备注
1 200	13 000	174.1	45.9	110	85~194	3.1~9.8	成都科技大学试验值
1 200	12 856	171.1	40.9	106	96~170	2.8~9.3	成都院科研所试验计算值

注:***杨国瑞《二滩水电站坝下水垫塘的水力设计》成都院科研所 1990 年

由上述表 8、表 9 分析说明计算值与试验结果尚吻合。

3.3.2 局部冲刷计算

用陈椿庭的局部冲刷公式 $T = Kq^{0.5}Z^{0.25}$ 计算,其中冲刷系数 K 值,考虑水垫塘混凝土块相应基岩特性的关系,采用 $K = 1.2$,构皮滩在校核条件下,

求得冲刷坑深度为 54.3 m,小于水垫塘深度 77.4 m。

3.3.3 单位体积泄洪功率

构皮滩表中孔联合泄洪时,虽然下泄功率大,但因水垫塘深度深,表中孔联合泄流碰撞消能显著,动水压力较小。但从计算泄洪功率 $W = 3 990$ 万 kW,

塘内水体体积 $V = 232 \text{ 万 m}^3$, $W/V = 1.72$, 与表 3 一些工程相比, 水体偏小, 应适当增大, 待进一步研究。

4 河床允许冲击动水压力的研究

在试验研究中以冲击动水压力 ΔP 作为消能效果的主要衡量指标, 势必要提出河床或水垫塘底的允许冲击动水压力值问题。目前国内研究此问题基本上是空白, 国外虽有研究, 但介绍到国内的资料甚少, 或述而不详。对于允许冲击动水压力值问题, 目前只有为二滩水电站进行科研工作的一些工程师们对此问题作了一些评述。国内外有关允许冲击动压的论述, 大概可归纳为以下三种观点。

4.1 水垫塘底的允许冲击动压 ΔP , 日本学者川博次提出两个指标

(1) $\Delta P / \gamma \leq 30 \times 9.81 \text{ kPa}$

(2) 动压集中度 $\Delta P / \gamma d < 1$

式中 d 为冲击动水压力峰形的宽度

4.2 用水下射潜没扩散规律推求冲击动压力 ΔP

$$\Delta P / \gamma = CqZ^{0.5} / h \quad (1)$$

其中 $C = \varphi K_1^2 \sin^3 \theta / \sqrt{2g}$ (2)

式中 $\Delta P / \gamma = \frac{P}{\gamma} - h$, P 为塘底或河床上的动水压力; φ 为入水处的流速系数; q 为入水单宽流

量; Z 为落差, h 为下游水深(即水垫塘深度); K_1 为潜没扩散系数(按芸氏研究 $K_1 = 2.50$); θ 为入水角度, 对拱坝跃流情况系数 $C \approx 1.2$ 。

又根据常用的陈椿庭冲刷公式

$$T = h + \Delta t = Kq^{0.5}Z^{0.25} \quad (3)$$

式中 Δt 为河床以下冲深

将(1)式与(3)联立求解得:

$$(h + \Delta h)^2 = K^2 \cdot \Delta P h / \gamma C$$

若河床不冲刷, 则有 $\Delta t = 0$, 这时的 ΔP 即为河床允许的冲击动压力 ΔP_{κ} , 故有

$$\Delta P_{\kappa} / \gamma = Ch / K^2 \quad (4)$$

(4) 式即为河床允许的冲击动压 ΔP_{κ} 的计算式, 若要考虑脉动压力问题, 提出最大的冲击动压 ΔP_m 为

$$\Delta P_m / \gamma = 1.33 \Delta P / \gamma \quad (5)$$

将(5)式代入(4)式后得, $1.33 \Delta P_m / \gamma =$

$$1.2h / K^2 \quad (6)$$

$$\Delta P_{\kappa} / \gamma = 0.9h / K^2 \quad (6)$$

(6) 式为考虑了脉动荷载的允许冲击动压 ΔP_{κ} 的计算式。

4.3 基岩允许冲击动水压力 ΔP_{κ} 的研究

关于允许冲击动水压力控制指标, 作者认为成都勘测设计院科研所绘制的冲刷系数 K 与冲击动水压力 ΔP 值关系曲线图(见图 2), 及表 10 是从实际工程中的冲刷资料整理得来的, 有实际意义。

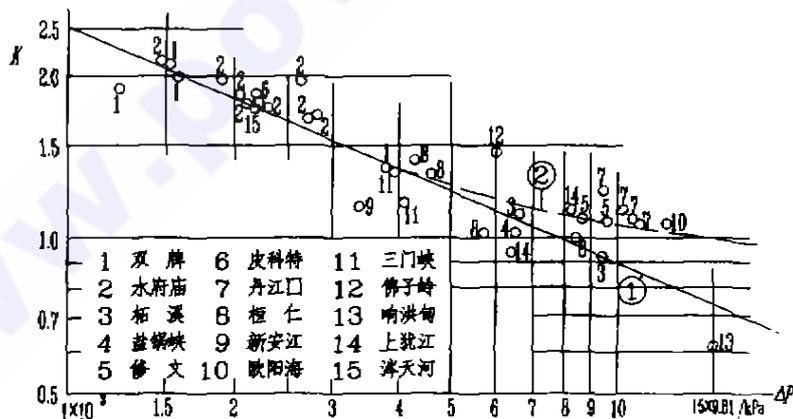


图 2 冲刷系数 K 与冲击动水压力 ΔP 关系曲线图

表 10 K 与 ΔP 对应值表

岩基类别	坚硬完整	坚硬但完整性较差	软弱碎裂深发育
K	0.7 ~ 1.1	1.1 ~ 1.4	1.4 ~ 1.8
$\Delta P_{\kappa} \times 9.81 \text{ (kPa)}$	7.15 ~ 8.2	8.2 ~ 3.5	3.5 ~ 2.1

在目前基岩的允许冲击压力尚缺乏条件下, 暂时可利用图 2 及表 10 的资料作设计、科研参考, 今后可收集更多的原型观测资料来进一步补充。从图

上看, 当 $K = 1.0$ 时可以认为 ΔP_{κ} 值为 $15 \times 9.81 \text{ kPa}$ 。

5 结 语

高拱坝在大流量、大功率条件下采用集中泄洪、集中消能的原则。坝体表、中孔的体型与布置经优化, 利用水垫塘消能后, 不管是表、中孔单独泄洪、或

者是联合泄洪工况下,消能效果均能满足设计要求。消能标准与国内外工程比较是合适的。

坝下水垫塘采用混凝土衬护符合坝工发展趋势。

用动水冲击压力或单位水体下泄功率衡量消能效果,初步建议动水冲击压力控制值为 $(10\sim 15)\times 9.81\text{ kPa}$ 及 $W/V < 10\text{ kW/m}^3$,供讨论和进一步论证。

参 考 文 献

- 1 水利水电科学研究院编. 狭谷建坝布置及消能防冲文集. 北京:水利出版社,1983年
- 2 肖兴斌. 高拱坝泄洪消能技术进展综述. 泄水工程与高速水流, 1994;4

- 3 熊贤禄. 拱坝消能防冲的几个问题. 成都院研究所水电工程研究, 1985年2月
- 4 杨国端. 溢流拱坝的消能防冲和改善措施. 成都院研究所水电工程研究, 1985年2月
- 5 张声鸣. 构皮滩水利枢纽泄洪消能的初步研究. 成都科技大学出版社, 1994年9月
- 6 熊贤禄、葛光. 二滩水电站表孔水舌碰撞. 成都院研究所水电工程研究, 1996年6月第1期
- 7 艾克明. 挑流消能的冲刷及防治. 泄水工程与高速水流, 1995年3月

作者简介

曹祥 男 武汉长江科学院水工所 工程师 学士
肖兴斌 男 武汉长江科学院水工所 高级工程师 学士

(收稿日期:1996-04-10)

(上接第62页)

(2)对于运行电流小于额定的故障,则视运行方式及断线种类不同,保护引出情况不一,可能跳、可能不跳,作为运行人员最应注意的就是这不跳闸的故障,作出准确的判断,并在尽可能短的时间内排除故障。

(3)对于不跳闸的故障判断:

应区别二次断线和一次断线,这时负序过负保护都会启动,但二次断线时一次三相电流平衡,一次断线则三相电流不等。无论高压,低压断线都可用发

电机定子电流表作依据,但高压尚可由开关模拟灯作参考。

判断高低压断线及负序电流大小,应注意最大相电流和最小相电流,最好还要知道断线前电流。建议无论如何先降负荷,必可降低负序电流,减轻对机组的危害。
(全文完)

作者简介

刘炳章 男 龚嘴水力发电总厂 副总工程师 高级工程师

(收稿日期:1997-04-30)

(上接第63页)

(6)金属弹性氟塑料推力瓦具有良好的抗磨性,从1号发电机推力瓦磨损测量标记看,年磨损量为 $0.03\sim 0.04\text{ mm}$,按我厂推力瓦面纯氟塑料厚度 $1\sim 1.5\text{ mm}$ 计算,使用年限可达 $25\sim 30$ 年。

4 检修维护方便、工作量小

(1)使用金属弹性氟塑料推力瓦,检修时不需再研刮瓦面。使发电机推力轴承检修工作量减少,对于推力瓦总面积为 $20\ 040\text{ cm}^2$ 的同类型机组来讲,可减少工时300个左右,节省工期 $5\sim 7\text{ d}$ 。

(2)检修盘车方便,自更换金属弹性氟塑料推力瓦以来,盘车时均未涂抹猪油而只是在瓦面喷一层洁净的透平油,便于清扫,省时省料。由于金属弹性氟塑料推力瓦摩擦系数很小($f=0.05$)仅为钨金瓦的 $1/3$,因而盘车时拖动牵引力较小,经测试仅为 $19\ 600\text{ N}$ 。克服了巴氏钨金推力瓦盘车拖动牵引力大,钢丝绳积聚张力突放的缺点,使盘车测点到位准

确率高,确保机组的安装、检修质量。

(3)由于金属弹性氟塑料推力瓦面具有一定的弹性,因而在推力瓦受力调整时变的较为简单,3台机推力瓦受力调整后瓦温差均在 4 C 内。

(4)运行一段时间后,停机抽瓦检查,金属弹性氟塑料推力瓦四周环氧有局部脱落现象,脱落的环氧渣有部分随油循环进入到瓦面与镜板之间,使瓦面拉伤,经过简单的修刮处理后,瓦面再未发生损伤现象。

5 结束语

使用金属弹性氟塑料推力瓦,不仅能简便运行人员操作,检修时减轻工人劳动强度,方便检修工作,提高检修质量。更重要的是提高了水轮发电机组的运行可靠性,值得在水电厂推广使用。

作者简介

林云海 男 陕西石泉水力发电厂 工程师

(收稿日期:1997-05-23)