

隔河岩上重下斜封拱式重力拱坝设计研究

刘 宁¹, 万学军²

(1. 水利部办公厅, 北京 100053; 2. 长江水利委员会设计院, 湖北 武汉 430010)

摘要: 为适应隔河岩坝址特殊的自然条件, 采用拱梁分载法进行平、斜封拱坝的比较计算, 并对各种斜封拱坝方案进行分析研究, 结合三维有限元计算及结构模型试验验证, 选用三心单曲、上重下斜封拱式重力拱坝体型。安全监测资料表明: 大坝受力条件优越, 运动正常。

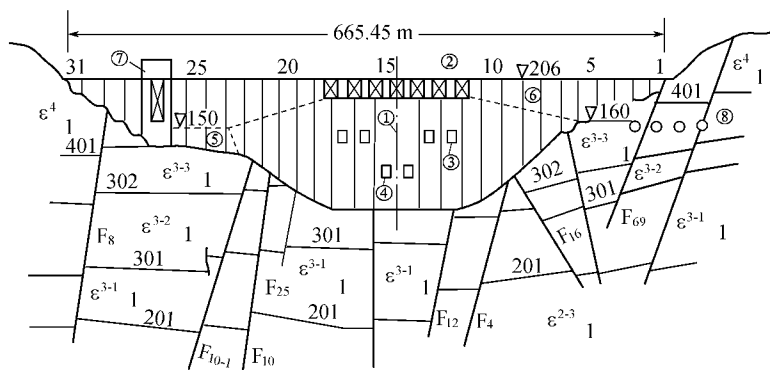
关键词: 隔河岩, 重力拱坝, 拱梁分载法, 设计

中图分类号: TV642.4+4

文献标识码: A

文章编号: 1000-1980(2003)02-0166-05

隔河岩重力拱坝, 正常蓄水位 200 m, 坝顶高程 206 m, 坝高 150 m, 最大底宽 80 m。大坝全长 665.45 m, 共分 31 个坝段, 右岸 1~5 及左岸 28~31 为重力坝段, 23~26 为左岸重力墩, 27 为通过 300 t 级船舶的垂直升船机坝段, 河床部位 6~22 为上重下拱式重力拱坝段。溢洪道设在 11~18 坝段。右岸设置总装机容量为 1200 MW 的引水式电站。大坝上游立视图见图 1。



①拱坝中心线 ②泄洪表孔 ③泄水深孔 ④放空底孔;
⑤重力墩 ⑥斜封拱坝线 ⑦升船机坝段 ⑧引水隧洞

图 1 隔河岩重力拱坝上游立视图

Fig.1 Upstream elevation of Geheyan arch gravity dam

1 地形地质条件

坝址处在近南北向河谷的末端, 两岸高山连绵无天然垭口, 山顶高程在 500 m 左右, 高程 200 m 处, 河谷宽约 630 m。两岸高程 110~120 m 以下为陡坡, 以上右岸陡左岸缓, 为不对称河谷。右岸地形完整雄厚, 左岸沟谷切割, 地形相对平坦。岩层倾向上游, 倾角 $25^{\circ} \sim 30^{\circ}$ 。坝基为石灰岩, 湿抗压强度一般为 60~80 MPa。坝址处石灰岩岩层厚度 150~185 m, 顺水流向可供利用的水平出露宽度仅 200~280 m。右岸陡峻, 基岩新鲜完整, 左岸在 120 m 以上为岩性相对较弱的灰岩互层, 岩面也较平缓。岩体内有强度较低的层间剪切带和陡倾角断层。

2 拱坝体型及优化

根据坝址地形地质条件, 两岸宜建重力坝。河床及近河床部位曾比较过重力坝和拱坝两种坝型, 从设计简单考虑, 选择重力坝较为有利, 但因坝址处石灰岩顺流向水平出露宽度较窄, 而重力坝底宽较大, 使坝趾距下部岩性较弱的页岩较近, 其应力条件较差; 同时由于坝上设置泄洪建筑物, 下游大部分消能建筑物只能置于岩性较弱的页岩上, 对其稳定不利; 工程量也较大。因此经技术经济比较后, 确定采用重力拱坝, 左岸地形平坦处设置重力墩补足。

根据坝址具体条件, 拱坝体型经分析比较, 选择上游面为定圆心、定半径的单曲率圆弧直立立面, 其半径为 312 m; 下游面为变厚度、变曲率的三圆心变截面, 拱圈在平面上呈三心单曲形式。这种体型的主要优点是, 中间采用大半径等截面, 两侧采用小半径变截面, 使平面拱圈中间曲率较小, 呈扁平状, 有利于泄洪消能及减少

水流的向心集中。

由于左岸地形地质条件的限制,选择左岸高程 150 m 以下设置重力墩,并以高程 150 m 为界,上部为重力坝、下部为拱坝(以下简称为 150 平拱坝)的坝型。拱梁分载法比较计算表明,150 平拱坝,由于上部重力坝坝高占整个坝高的 1/3,拱顶荷载较大,使得较大主拉应力发生在上重下拱接触面的两岸拱端部位,并且超过了规范要求。为解决这一难题,从增加拱坝承担外荷,使整个坝体的拱作用增强考虑,研究提高横缝灌浆高程。由于大坝中心部位高程 181.8 m 处布置了 7 个泄洪表孔,前缘长 188.0 m,因此,其上部无法形成拱圈,而左岸重力墩的稳定及变形不应过大,以免影响其左侧升船机闸室的正常运行,其设置的高程不宜超过 150 m。因此,横缝灌浆高程只能在 150 ~ 181.8 m 之间选择,即河床中间部位灌浆高程 181.3 m,两侧灌浆高程逐渐下降,左岸至重力墩顶部高程 150 m,右岸至所选定的高程,形成不同灌浆高程的拱坝(以下简称斜封拱坝)。

上重下拱坝的设计在国内外尚属首例,因体型比较复杂,除着重采用拱梁分载法对平、斜封拱坝的各种方案进行了大量的分析比较外,还结合三维有限元法计算及三维静力结构模型试验进行了验证。

3 拱梁分载法应力计算与分析

3.1 上重下斜拱坝应力计算的理论基础

拱梁分载法的基本原理是将拱坝视为拱、梁两套独立的系统,采用杆件结构计算两者变位,按变位协调条件来确定荷载分配,进而求得拱坝应力。对于隔河岩上重下斜拱坝,应力分析不同于一般的拱坝,由于上部重力坝的高度较大(为 26 ~ 56 m),为坝高的 0.17 ~ 0.37 倍,因此拱顶以上的荷载所产生的内力在拱坝的内力中占了相当大的比重,不能采用近似由悬臂梁来承受的方法计算,应作为拱坝的主要荷载之一,参与拱梁的荷载分配。

将拱坝上部每一个重力坝段均作为静定梁结构,重力坝自重及其上游水压力可化为三个已知内力作用在拱顶上。取封拱高程以下的拱坝作为计算对象,对上部重力坝只需求基础内力作用在拱坝顶部的外荷载即可。按试荷载法原理,自上而下求得梁上各截面的内力后,即可求得梁上任一截面 k 相对于它邻近的下一截面的变位增值 U_k ,进而由下式求得梁上截面 j 的变位^[1]。

$$U_j = \sum_{k=j}^n [LCC]_{k,j} U_k$$

式中: $\sum [LCC]_{k,j}$ ——梁的 j 截面中心内力传递到 k 截面中心的内力的传递矩阵 $\sum [LCC]_{k,j}$ 的转置矩阵; U_k —— k 截面的变位增量; n ——该梁的基础截面。

对于基础无水平拱的梁,由基础截面的内力求得基础变位后,即可利用上式自下而上地求得梁的变位。对于基础有水平拱的梁来说,则需考虑基础水平拱对梁基础变位的约束作用。将求出的这组变位作为初始变位计入变位协调方程,求得荷载分配后,进而求得拱梁内力、应力及变位。

斜封拱坝与平拱坝在计算方法上的区别在于,180 m 高程水平线与两侧斜封拱线之间的坝体是重力坝而不是拱坝,即这两个部位的混凝土只有梁的作用,而没有水平拱的作用。为模拟这种物理模型,在拱变位计算所用的物理矩阵中,用降低拱弧段的弹性模量的办法来达到削弱拱的作用,这两个部位主要内力分量为梁向内力,而拱向内力分量已降得很小,但不为零。计算实践表明,这两个部位的拱弧段的弹性模量只需降低到原来值的百分之一即可。

以上对平、斜封拱坝应力计算的模型,虽不甚严格,但计算误差仅限于局部范围,对整体影响不大。因此,以拱梁分载法计算成果作为衡量强度安全的主要标准是适宜的。

3.2 平拱坝与斜封拱坝的比较

3.2.1 径向变位

拱坝切向变位和扭转变位均较小,以向下游方向的径向变位较大。无论是平拱坝还是斜封拱坝,拱、梁径向变位的规律性都是一致的,均为上部大于下部,拱冠大于拱端,最大径向变位发生在拱冠梁顶部。拱冠梁的径向变位见表 1。由表 1 可知,斜封拱坝比平拱坝的变位要小,高程 150 m 以上减少 11% ~ 14%,以下逐渐接近。

3.2.2 拱座内力及合力方向

本文仅列出高程 112 m 以上受力较大部位的计算结果,见表 2。

表 1 拱冠梁径向变位

Table 1 Radial displacement of the crown cantilever

高程/m	180	170	160	150	131	112	93	70	55
平拱坝	75.0	71.2	67.4	63.6	55.5	47.8	40.3	31.2	25.1
斜封拱坝	64.5	62.1	59.5	56.7	50.9	44.8	38.2	29.7	24.0

注:向下游变位为正.

表 2 拱座内力及合力方向角比较

Table 2 Comparison of azimuths of the internal and resultant forces on dam abutment

高程/m	封拱形式	左岸拱座			右岸拱座		
		轴向力 N/kN	径向力 V/kN	方向角 $\alpha/(\circ)$	轴向力 N/kN	径向力 V/kN	方向角 $\alpha/(\circ)$
150	平拱	15 976	34 299	25.0	22 073	31 990	34.6
	斜封拱	34 388	33 647	45.6	42 243	32 450	52.5
131	平拱	35 120	47 984	43.2	66 331	61 728	47.1
	斜封拱	68 802	47 101	55.36	86 411	58 357	56.0
112	平拱	118 909	83 010	55.1	62 698	73 216	40.6
	斜封拱	138 622	78 177	60.6	76 654	67 642	48.6

注:拱座轴向力指向山里为正,径向力指向下游为正,合力方向角为径向力与合力间的夹角.

由表 2 可知 (a)与平拱坝相比,斜封拱坝拱座轴向力普遍增加,高程 150 m 处增加 1 倍以上,高程 131 m 处增加 40%~50%,高程 112 m 处增加 20%~30%,高程 120 m 以下增加 5%~20%.由此可见,斜封拱坝能将坝体上部荷载以轴向力的方式作用于两岸基岩上.(b)与平拱坝相比,斜封拱坝拱座径向力,除高程 150 m 处右岸拱座外,一般减少 3%~10%.(c)与平拱坝相比,斜封拱坝的拱座合力方向偏向山里,高程 150 m 处偏 23°以上,高程 131 m 处偏约 14°,一般偏 4°~10°.

总之,与平拱坝相比,斜封拱坝的拱座轴向力较大,径向力较小,而合力方向偏向山里.

3.2.3 主应力

拱坝应力主要由主压应力来控制,但它较易达到安全要求,而作为控制坝体开裂的主拉应力,往往难以满足限定值.本文列出平拱坝与斜封拱坝控制部位(高程 150~112 m)上游面拱端的主拉应力进行比较,如表 3 所示.

计算结果表明:控制部位的主拉应力,斜封拱坝比平拱坝减少 30%~40%.

最大主压应力发生在左岸高程 112 m 拱端下游面,平拱坝为 4.33 MPa,斜封拱坝为 3.22 MPa,后者比前者减少约 25%.

综上所述,由于高程 150 m 平拱坝上面有高度较大的重力坝,各坝段之间没有灌浆,未能形成整体,上部荷载只能自上而下地单向传递到拱坝顶部,而斜封拱坝在高程 150 m 处与斜封拱线之间的坝体灌浆形成整体.由于水平曲梁的作用,其荷载是双向传递,即除了自上而下由梁传递以外,还通过水平曲梁向左右方向传递,这样,就有相当一部分荷载向斜方向传递到两岸,从而改善了拱坝应力和拱座安全度.

3.3 各种斜封拱坝比较

右岸基岩出露高程较高,而且上部厚层灰岩强度高,从筑坝条件来看,右岸应多承担一部分荷载,因此灌浆高程除 150 m 以外,增加了 160 m、170 m 及 180 m.左岸及中间灌浆高程分别为 150 m、181.3 m.对 150—180—150(左岸—中间—右岸封拱高程,下同),150—180—160,150—180—170 及 150—180—180 共 4 种斜封拱坝方案的比较表明,各种斜封拱坝的变位及拱座受力条件差别不大,影响仅限于局部范围,它们之间的比较,仅在坝体应力方面进行.计算结果表明 (a)右岸灌浆高程适当抬高有利,150—180—160 及 150—180—170 两种斜封拱坝的拱端主拉应力减小,且上、下部位应力趋于均匀.(b)150—180—180 斜封拱坝的应力状态最差,高程 170 m 右拱端处出现 0.82 MPa 的主拉应力,主要是因为右岸灌浆高程抬高过大,引起拱坝形态不对称所致.

表 3 上游面主拉应力比较

Table 3 Comparison of principal tensile stress(positive value)on the upstream dam face

封拱形式	高程 150 m 拱端		高程 131 m 拱端		高程 112 m 拱端	
	左岸	右岸	左岸	右岸	左岸	右岸
平拱	1.34	1.18	0.86	0.94	0.54	0.65
斜封拱	0.79	0.80	0.42	0.49	0.29	0.41

注:拉为正.

综上所述,斜封拱坝比平拱坝优越,各种斜封拱坝以右岸灌浆高程适当抬高(高程 150~170 m 范围)较好。综合地质条件,确定以 150—180—160 斜封拱坝作为选定坝型。

4 三维有限元法应力计算与分析

因各种斜封拱坝的计算结果差别不大,因此仅对 150 平拱坝与 150—180—150 斜封拱坝进行比较分析^①。分析结果表明:(a)径向变位的规律与拱梁分载法的计算结果相同。斜封拱坝比平拱坝坝顶变位减少约 20%,高程 150 m 处减少约 17%,以下逐渐接近。(b)斜封拱坝比平拱坝的主拉应力普遍减少,控制部位(高程 150~112 m 拱端)减少 20%~30%,其他部位也减少 10%~15%。最大主压应力发生在右岸高程 112 m 坝趾处,平拱坝为 6.71 MPa,斜封拱坝为 6.16 MPa,后者比前者减少约 8%。斜封拱坝的主应力分布见图 2。由图 2 可见,斜封拱使坝体拱的效应增强,主应力沿斜拱作用的趋势明显。

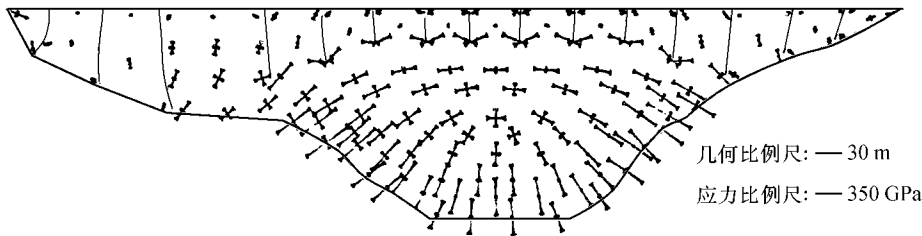


图 2 斜封拱坝下游面主应力分布

Fig.2 Principal stress distribution in the oblique arch on the downstream dam face

5 三维静力结构模型试验应力分析

三维静力结构模型试验^②着重研究右岸不同封拱高程对坝体应力的影响。150—180—180,150—180—160 及 150—180—150 三种斜封拱坝方案,在自重+正常蓄水位水压力条件下的试验结果表明:(a)右岸灌浆高程抬高,对右岸拱端上游面的拉应力有较大改善,对拱坝压应力影响不大;(b)拱坝主应力安全系数均满足应力控制指标的要求,并有较大的抗压安全储备。

三维有限元法和三维静力结构模型试验验证表明,150—180—150 斜封拱坝比 150 平拱坝优越,前者适当抬高则右岸灌浆高程更优越。因此,选定 150—180—160 斜封拱坝是合理的。

6 拱坝安全监测结果分析

为了解上重下斜封拱式重力拱坝应力情况,在弧形拱顶面附近设置 4 个观测点。1996 年 7 月 4 日上游水位达到 199.24 m,其实测结果表明^③:(a)坝体基本处于拱向受压的状态,拱向压应力一般是拱端下游面大于上游面,中部大于两侧,左岸大于右岸。最大拱向应力在上游面高程 143 m 拱冠附近,其值为 4.31 MPa。(b)拱向拉应力的范围较小,在右岸高程 112 m 上游面拱端附近的观测值为 0.78 MPa。(c)弧形拱顶面附近 4 个观测点的拱向应力均为压应力,在左岸拱端下游面拱向压应力为 3.47 MPa,并且梁向均为压应力。监测成果既符合拱坝受力的一般规律,又体现了隔河岩上重下斜封拱式特殊坝型的受力特点。斜封拱坝增加了拱坝的受力范围,并利用斜拱将上部荷载传至两岸基岩。

1998 年特大洪水期间,为与长江洪水错峰,水库处于控泄状态,8 月 8 日库水位达到高程 203.94 m,超过正常蓄水位(200 m)近 4 m。坝顶径向位移监测资料^④以 1998 年 2 月 17 日测值为基准,从坝顶 PL1580(15 坝段)、PL1080(10 坝段)及 PL2180(21 坝段)3 个测点来看,8 月 15~17 日,当库水位在 203.68~202.73 m 之间时,上述三测点向下游方向相对变位 11.86 mm、7.11 mm 和 6.59 mm。拱冠变位大于两岸拱座变位,且基本呈对称状态,符合拱坝变形规律,工作状态正常,经受了特大洪水的考验。

① 葛修润,等.清江隔河岩重力拱坝考虑复杂地基主要断层不抗拉的三维有限元非线性分析.1988.
② 长江科学院.清江隔河岩重力拱坝三维静力模型补充试验研究报告.1989.
③ 长江水利委员会.清江隔河岩水利枢纽工程安全监测分析研究报告.1997.
④ 武汉水利电力大学(宜昌).清江隔河岩水利枢纽安全监测分析报告(1998 年度).1999.

7 结 语

a. 上重下斜封拱式拱坝无论是结构形式还是受力状态方面,与一般的拱坝有较大的不同,若应用于高坝大库,应采用各种计算、试验方法进行较全面的论证.

b. 在地形地质条件允许的情况下,采用封拱至坝顶的平拱坝,当然比两侧封拱线向下倾斜的斜封拱坝好,但当两岸上部地质条件不理想需要降低拱坝高度时,采用提高坝体中部的封拱高程的斜封拱坝,增加拱坝受力范围,并利用水平曲梁的作用将上部荷载传入两岸坝肩的上重下斜封拱坝,其坝体应力、拱座稳定及安全性等方面,比上重下平拱坝优越.

c. 隔河岩大坝采用三心单曲、上重下斜封拱式重力拱坝坝型,是在特殊自然条件下的选择.安全监测结果均在安全范围之内,大坝运行正常,说明设计是成功的.这一新颖坝型填补了我国坝工设计的空白,对在不对称河谷上修建高拱坝的设计具有较大的参考价值.

致谢:本文得到徐麟祥教授、燕盛德教授、姜军凯教授的指正,在此谨表谢意!

参考文献:

[1] 姜军凯.上重下拱式拱坝的试荷载法应力分析[J].水利发电,1991(6):5—7.

Design of Geheyan arch gravity dam featured by upper gravity dam and lower oblique arch

LIU Ning¹, WAN Xue-jun²

(1. General Department, Ministry of Water Resources, Beijing 100053, China;

2. Design Institute, Yangtze River Water Resources Commission, Wuhan 430010, China)

Abstract: In consideration of the natural condition at the Geheyan dam site, the arch cantilever load-distribution method was applied to comparison of the flat arch dam with the oblique arch dam, and various schemes of oblique arch dam were studied. In combination with 3-D FEM computation and structural model tests, a three-center single-curvature and upper gravity lower oblique arch dam was finally determined. It has been in normal operation for 8 years since it begun to retain water in April 1994. Safety monitoring data show that the stressing condition of the dam is favorable, testifying its successful design.

Key words: Geheyan; arch gravity dam; arch cantilever load-distribution method; design