

弧形閘門支承閘墩的光彈性研究

成都科技大学 王宗年

一、前 言

閘墩是水利水电工程中常见的结构物。随着工作水头和閘門跨度的增大,弧形閘門应用得愈加广泛。弧形閘門与平板閘門相比,其支承閘墩的工况是比较复杂的。巨大的門腿推力,集中作用在位于墩牆面以外的牛腿上,不仅在墩牆上造成大面积的拉应力区,而且还产生明显的应力分布的局部效应,以致不适宜将支承閘墩作为二维问题处理。

过去,设计中为了应力分析方便,在閘墩计算中,都不可避免地要作相当大的简化假定,致使计算成果与实际情况差异较大。例如,按照材料力学法分析时,不得不将实际上的三维结构假定为平面问题,以便按单宽悬臂梁计算;又如采用弹性力学方法求解时,则视閘墩为一边固结的弹性悬臂平板,而将力作用点从牛腿移至下游角点处,显然这与实际情况也是有出入的。毋庸置疑,简化假定的程度越高,计算精度也相应越低。因此,工程设计中对于重要的、大型的弧形閘門的支承閘墩,一般都要运用三维光弹性实验应力分析法,来决定閘墩的选形及钢筋的配置。

近年来,有限元技术及电子计算机的广泛应用,使閘墩的三维有限元应力计算已不困难,无疑地,它为閘墩的应力分析提供了又一个有效的途径。然而,由于有限元计算将连续介质体离散化,外力按静力等效原则转化到单元节点上,因而对于应力梯度陡峭的地方一应力集中区域,则解题误差难以避免。为了提高计算精度,虽然可以使有限元网格细密化,但往往又受到电子计算机存储量的限制。有人曾经结合工程实际,采用光弹性与电算对比分析,结果发现对于应力集中现象,光弹性比有限元反映更为明显,而前者试验结果比较合理可靠⁽¹⁾。所以,三维光弹性研究,在閘墩应力分析中仍不失为一种有效的重要手段。可以认为,将光弹性与电算结合使用,将是一种值得重视和推荐的方法。

目前,在閘墩应力分析中,光弹性应用得愈来愈普遍,笔者也曾参与过龙羊峡工程及升钟工程的有关閘墩的光弹性研究,现在结合工作实践和学习体会,就閘墩光弹性研究中的某些带共性的问题予以探讨,这对于设计人员从事工程设计和实验人员进行实验规划,可能是有益的。

二、实验方法

閘墩的光弹性实验,多采用常规的三维模型应力冻结切片法。模型制作及加荷方式,基本上大同小异,故不赘言。但在切片上,却有三种方式:

第一种是切柱法⁽²⁾(又称小柱法⁽³⁾)。就是利用空心铣钻垂直于墩牆纵向表面截取

一个个的园柱芯体, 然后将其置于偏光场中沿园柱体对称轴旋转, 分别测得两端的最大与最小条纹级数, 并记录相应的正射方向 (显然地, 任一端最大与最小条纹级数的正射方向应该正交)。因为墩墙面为无荷面, 园柱端面也就是无荷边界 (即 $\sigma_3 = 0$), 故按应力光学定律的基本方程式, 便可轻易地获得边界上的两个主应力 (σ_1 及 σ_2) 及主应力方向 θ 。

切柱法的基本思想是颇为巧妙的, 因为当光线沿径向入射时, 无论园柱体旋转角度如何, 都相当于透射一块厚度为园柱直径 d 的切片, 但它在确定切柱端面中心测点的主应力大小及方向时, 却较一般切片法方便得多, 而且避免了采用剪应力差法计算时可能带来的累积误差, 这无疑是很宝贵的。不过切柱法采用逐点切柱与观测, 工作量较大, 尤其是目前截取的园柱芯体的直径较一般切片厚度为大 (一般 $7 \sim 8$ 毫米), 这就难免产生一种厚度效应。因为应力光学定律可表示为:

$$\sigma_1 - \sigma_2 = mfd^{-1} \quad (1)$$

式中 σ_1 及 σ_2 ——第一及第二主应力;

m ——条纹级数;

f ——材料条纹值;

d ——园柱芯体的直径。

也可写成

$$d = f(\sigma_1 - \sigma_2)^{-1}m \quad (2)$$

对于模型特性或有关边界条件确定后, 应力场中任一计算点的应力状态也就相应确定了, 这时, 各计算点的 $f(\sigma_1 - \sigma_2)^{-1}$ 值都是常量, 由 (2) 式可知, m 与 d 呈线性函数关系。显然, d 值增大可以相应增大 m 值, 这有助于减小读数误差。然而, 从 (1) 式可知,

随着 d 的增加却伴生着计算点真值应力的均化, 从而导致计算点的试验应力值与真值有差异, 在应力梯度变化急剧的区域尤为突出。所以应该力争减小园柱体的直径 (例如国外采用过 $d = 1/8$ 吋)。不过, 这时相应的 m 值却降低了, 对于单点测值来说, 增加了测试中补偿工作的困难程度, 致使所测得的数据的误差有可能增加。笔者曾采用过 $d = 8$ 毫米的切柱体, 就遇到过如此的麻烦 (切片方式参见图 1)。

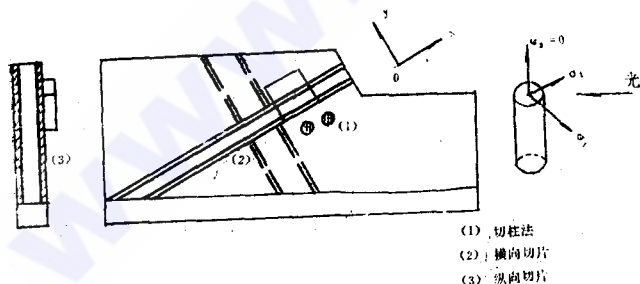


图 1 切片方式

第二种是纵向切片法⁽⁴⁾。即沿墩墙纵向两侧表面切片, 观测时, 偏光入射方向与切柱法不同, 恰好正交。因此, 对切片的观测就无法利用已知的无荷边界的有利特性, 主应力的分离必须采用剪应力差法沿积分路线求解。即:

$$|\tau_{xy}| = \frac{1}{2}(\sigma_1 - \sigma_2)\sin 2\theta \quad (3)$$

$$(\sigma_x)_i = (\sigma_x)_{i-1} - (\Delta\tau_{xy})_{cp} \left| \frac{\Delta x}{\Delta y} \right|_{i-1} \quad (4)$$

$$\sigma_y = \sigma_x \pm [(\sigma_1 - \sigma_2)^2 - 4\tau_{xy}^2]^{\frac{1}{2}} \quad (5)$$

式中 τ_{xy} ——计算点的剪应力；
 θ ——计算点第一主应力方向对水平线的倾角；
 σ_x 及 σ_y ——计算点的正应力；
 Δx ——两计算点的间距；
 Δy ——上、下辅助截面的间距。

众所周知，主应力倾角是根据等倾线来确定的，而从等倾线的绘制中知道，其精度是不高的，也就是说 θ 值是一个不甚准确的量。式 (3) 说明， τ_{xy} 受一个 θ 值的影响；而从式 (4) 知道， σ_x 与两个 θ 值有关；式 (5) 表明有三个 θ 值影响着 σ_y 值。如果采用下式换算主应力；

$$\sigma_{1,2} = \frac{(\sigma_x + \sigma_y)}{2} \pm \left[\left(\frac{\sigma_x - \sigma_y}{2} \right)^2 + \tau_{xy}^2 \right]^{\frac{1}{2}} \quad (6)$$

则 θ 值对主应力的影响将更为突出。从 (4) 式还知道，沿积分路线运算，各计算量并不是孤立的，必然还带有相当程度的累积误差。此外，纵向切片是一种大面积切片，其几何精度是不易控制的，特别是为了减小切片厚度效应的影响而希望截取较薄的切片时。

第三种是横向切片法，系根据闸墩受力特性，沿门腿纵向推力及其正交方向，垂直于墩墙表面切片。其优点是采取与切柱法相似的偏光入射方向，以资利用无荷边界的有利特性。当然，切片总是会有一定厚度的，但因为切片面积小，可以不需高挡的切片机械而获得较薄的（如 $d = 2$ 毫米）、几何精度较高的切片，也便于利用逐步磨薄法。此外，由于不是单点测试，当知道边界上的各向同性点及某些整数级和半数级的条纹点以后，便可按趋势容易地绘制出条纹级数曲线和应力曲线，从而在一定程度上避免了切柱法的不足之处，这样既有利于降低切片厚度效应影响，也可避免剪应力差法可能引起的计算误差。因此，我们在实验中较多地采用横向切片法。当然它并非完美无缺，当需要换算主应力及绘制主应力迹线时，仍需从另一个应力模型中按其它两种方法来处理。

值得指出的是，三维光弹性的精度估计不如二维者那样方便，采用静力平衡法有时还比较困难，通常在实验中采用多个模型重复试验，以资比较。因此，建议不妨在这种重复试验中，采用不同切片法，或许可以相互检验和按误差理论估计其相对误差。

三、成果分析

光弹性研究的成果，在以下四个方面对我们将有所启示。

1. 控制条件

从闸墩的工况来看，当其双侧闸门挡水时，属于对称受力情况，而当单侧闸门挡水时，则牛腿受力属于非对称受力情况。研究表明，后者的应力状态较为不利，因为闸墩和牛腿不仅受有巨大的门腿推力，而且尚有较显著的扭矩的作用，致使牛腿前墩墙面上的较大主拉应

力区域范围较大,同时,牛腿与墩墙联结的交界面上的最大主拉应力值及最大剪应力值均大于对称受力情况。

另外,从荷载情况看,闸门挡水时,闸墩除了承受自重及上部建筑物重量外,还受到墩前及门前的侧向水压力及经牛腿传递的门腿推力。实验证明,其中以门腿推力具有决定性的作用(特别要注意当横向推力很大的情况^[5]),自重及侧向水压力的强度相对较低,所占比重极小^[6]。一般情况下,闸墩最大主拉应力点的自重应力与门腿推力引起的应力相比,所占比重不足5%。

所以,在闸墩结构计算和光弹性分析中,没有必要对每种工况及每种荷载都进行研究,而以单侧承受闸门推力作为正常情况下的控制条件,看来是适宜的。这不仅减少了设计工作量,而且也大大简化了实验工作,这是颇有意义的。因为三维光弹性的周期是比较长的,而进行自重研究时,尚需用大型的离心机械。

2. 应力状态

光弹性应力分析指出,在上述控制条件下,闸墩的应力状态有如下特点:

(1) 对于整个闸墩来说,两侧墩墙面上的应力属于二向应力状态。在受力侧(即牛腿一侧)基本上为二向受拉,在另一侧基本上为二向受压,且压应力数值一般不大。图2是一种典型的主应力迹线图,它表明第一主应力 σ_1 的方向并非幅射状分布,而大致与门腿推力方向相近,然后在靠近闸墩下部迅速转向底板。这种特性不仅可供布筋设计参考,也为光弹性研究中采用横向切片法提供了切片依据。

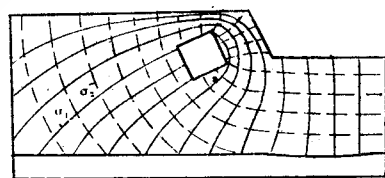


图2 墩墙主应力迹线

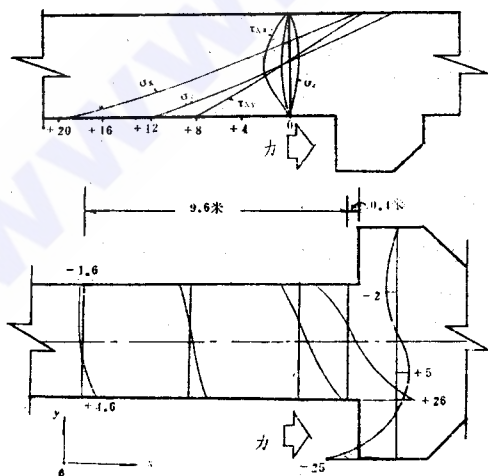


图3 闸墩内部应力分布

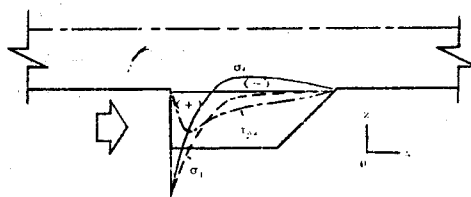


图4 牛腿界面上应力分布

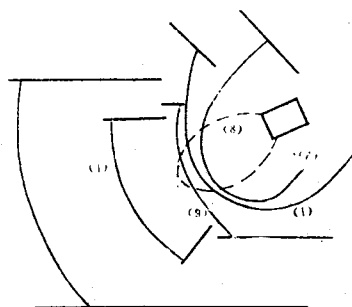


图5 距拉应力区

(2) 关于闸墩内部沿墩墙厚度的应力分布情况, 试验证实, σ_z 、 τ_{yz} 及 τ_{yz} 的数值相对较小, 而主要应力 σ_x 、 σ_y 及 τ_{xy} 则基本上呈线性分布, 图 3 是一种典型的例证(5)、(7)。它意味着墩墙面上的应力最大, 中性轴因偏心受拉性质而偏向非受力侧, 与墩的厚度或刚度有关。这不仅值得布筋时注意, 而且也为光弹性研究中采用切片法提供了基础。

(3) 由于墩墙表面未受荷载, 实属于无荷边界情况, 面上的次主应力也就是主应力。从光弹性分析中知道, 其中第一主应力较大, 起控制作用。如上所述, σ_1 的方向大致平行于门腿推力方向, 尤其是对于包含推力作用线在内的切片平面, 其 σ_x 与 σ_1 的方向更趋一致。因此, 在某些特定情况下, 为减少工作量, 可以通过这种切片只进行一次正射得到 σ_x , 以作为配筋参考, 也未尝不可。

(4) 牛腿由于传递巨大推力, 因此应力分布的局部效应甚为突出。实验显示出, 在牛腿与墩墙联结的交界面上, 不仅出现拉应力集中现象, 也产生较大的剪应力及正应力(σ_z)集中(剪应力集中系数为 2.0~2.5(4))。牛腿内部应力状态的这种局部效应, 要求在布筋时必须考虑足够的斜拉钢筋, 以防混凝土开裂(参见图 4)。

3. 强拉应力区

牛腿应力分布的局部效应, 实验证实还波及墩墙。首先在牛腿受力面与墩墙面交界处, 应力集中程度极高, 集中应力与交界处前(迎水面)墩墙上最大主拉应力之比值, 约为 3~6 倍。其次是在牛腿迎水面前的墩墙上产生一个强拉应力区, 其中主拉应力值均大于混凝土的许可拉应力(以 300[#] 混凝土考虑, 许可拉应力为 6 公斤/厘米²)。

文献〔8〕曾对强拉应力区的范围和形状作过建议, 但研究表明, 出入是比较大的(见图 5)。其形状除椭圆外, 还呈扇形。因此, 对于每个具体工程, 其强拉应力区应进行具体研究。造成这种差异的原因, 可以对照图 5 与表 1 进行分析。不难看出: 其一是纵向推力的大小, 推力大, 则强拉应力区的长轴半径系数 β 也大, 影响范围也大; 其二是横推力的作用, 都江堰闸墩模型所承受的横推力为纵向推力的 11.1%, 其影响程度是颇为明显的; 其三是墩的厚度, 墩墙增厚, 影响范围也相应缩小。

表 1 强 拉 应 力 差 异 表

文献 编号	墩 厚 (米)	推 力			切片厚度 (毫米)	β ($R = \beta h$)
		纵 向 (吨)	横 向 (吨)	比 值		
〔5〕	2.25	1000	111.0	11.1%	7	6.2
〔9〕	3.0	1470	12.0		3~4	2.3
〔7〕	4.0	1100			2—4	1.8
〔4〕	3.0	750			3	3.5~4.0
〔1〕		1300			4	2.0
〔8〕						1.5~2.5

4. 破坏

诚然,从光弹性理论及光弹性材料特性来看,都是不适宜于进行结构破坏试验的。因为其相似准则难以满足。但是在实验过程中,由于加荷、控温等因素,却偶有模型破坏者〔4〕

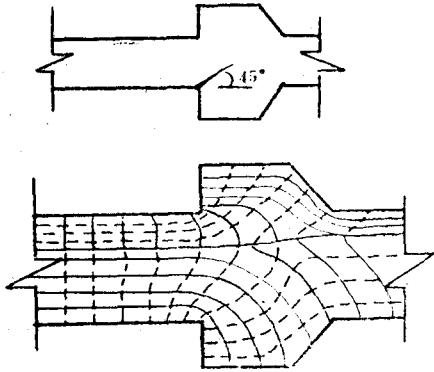


图6 牛腿内部齿缝

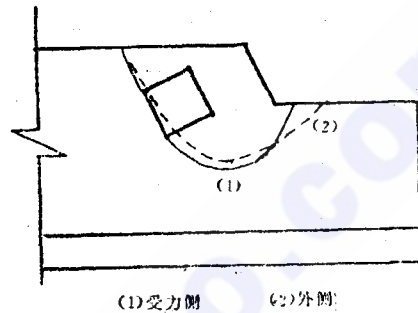


图7 墩墙破坏裂缝

〔10〕。对破坏情况作具体分析后,笔者认为:它虽不能更深刻地在量上显示其特性,但却可以定性地揭示出其破坏的内在因素。如图6〔4〕和图7〔9〕中所示的裂缝,可从相应主应力迹线中找出其破坏的主要原因,即集中主拉应力仍对结构的破坏起主导作用。

参 考 文 献

- 〔1〕苏先基等:水坝泄洪弧形闸门支承结构的三维光弹性试验应力分析,1979。
- 〔2〕Post, D. The Core Method 《Exp Mech》, 1962, 3。
- 〔3〕李光宗、赵华松:三维光弹性的几种新方法,人民长江,1980,增刊。
- 〔4〕周鸿钧等:溢流坝闸墩三维光弹试验研究,郑州工学院学报,1982,1。
- 〔5〕水电部成都勘测设计院科试所等:闸墩三向光弹试验,实验力学,第二期,1975。
- 〔6〕大连工学院水利系抗震研究室:某水电站三号泄洪洞三维光弹性整体模型试验报告,1978。
- 〔7〕长江水利水电科研院:万安水利枢纽溢流坝段闸墩三向光弹试验,1982。
- 〔8〕《水工钢筋混凝土结构》,下册,水利电力出版社。
- 〔9〕成都科技大学水科所:升钟水库放空隧洞弧形门闸室三维光弹性研究,1980。
- 〔10〕成都科技大学水科所:龙羊峡枢纽工程深孔泄水道弧形门闸室三维光弹性研究,1981

(上接第47页)

参 考 文 献

- 〔1〕王志良,坝体抗滑稳定的三倾斜面算法。水利学报,1982第5期。
- 〔2〕刘双桐等,岩体滑动稳定分析和实验研究。清华大学学报,1974年第二期。
- 〔3〕水利电力部科学研究所,科学院地质研究所,水利水电工程地质。科学出版社,1974年。
- 〔4〕建在软弱岩基上三座大坝的抗滑稳定,长办摘译自《第九届国际大坝会议文件》1967年第I卷专题33报告29。
- 〔5〕张怡霞,坝基深度抗滑稳定分析及破裂角的计算公式。四川水力发电,1982年第2期。