



2019.11.28-12.01

江苏 · 常州

水利水电工程钢闸门设计 理论和方法

研讨会论文集

主办单位： 水利部水利水电规划设计总院
中国水利学会水工金属结构专业委员会

承办单位： 河海大学机电工程学院
西北农林科技大学水利与建筑工程学院
南京高精齿轮集团有限公司



目 录

1. 金属结构有关设计问题研讨-----	姚宇坚 (1)
3. 水工金属结构标准化现状与发展-----	刘旭辉, 郑寓, 顾晓伟 (10)
4. 大型水工钢闸门结构设计中几个问题的探讨-----	王正中 (17)
5. 浅议事故闸门持住力的计算-----	刘细龙 (35)
6. 关于潜孔式弧形闸门启闭力计算的探讨-----	李胜, 胡霜天 (40)
7. 国外闸门可靠度设计方法介绍与应用-----	丁正忠 (44)
8. 关于 LRFD 方法在闸门设计中的应用-----	郑向晖 (57)
9. 水工钢闸门结构承载能力计算方法的思考-----	刘良, 舒刘海, 王长江 (61)
10. 水工钢闸门概率与非概率方法-----	周建方, 高冉 (65)
11. 基于有限元的铸铁闸门计算与传统理论计算的分析和比较-----	谭超, 吴舒海, 王 煦 (83)
12. 大跨度双拱曲面钢闸门技术研究与应用-----	杜培文, 许志刚 (92)
13. 不同体型平面钢闸门流固耦合自振特性分析-----	刘丰, 王正中, 徐 超 (96)
14. 智能拦藻装置在输水工程中的设计运用研究-----	宋杰, 尚力阳, 朱健聪, 张智勇 (105)
15. 考虑面板参与主梁的整体弯曲的弧门主框架单位刚度比计算 -----	张欢龙, 王正中, 张雪才, 孙丹霞 (114)
16. 向家坝水电站左岸冲沙孔出口高压滑动工作闸门研究-----	徐永新, 樊文珊, 郭熙宏 (122)
17. 桃源水电站泄洪闸下游检修设施方案研究-----	徐永新, 阿庆宇 (125)

金属结构有关设计问题研讨

姚宇坚

(水利部水利水电规划设计总院 北京 100120)

摘要: 本文结合设计审查工作实践,提出了需要注重的若干金属结构设计问题,对排沙系统闸门设计、防止气爆措施、阀门选型及布置设计、低水头弧形闸门支铰布置要求及高水头闸门抗蚀设计进行了阐述,提出了设计中需要重点考虑的问题及解决措施。

关键词: 设计;质量;泥沙;气爆;阀门;弧形闸门

1. 引言

近 20 年来,我国水利水电事业发展迅速,除了建设众多高坝大库和高水头大孔口闸门启闭机外,长距离引调水工程、大型泵站工程、高水头大直径压力钢管工程及大型河口挡潮闸工程等也越来越多,金属结构设计取得了丰硕成果,同时也提出了新的挑战 and 更高的要求。前一段时间行政主管部门对已建和在建工程设计质量进行了督察,提出了一些存在问题。为加强勘测设计质量,正在研究制定设计质量问责管理办法,应引起我们金属结构设计人员的高度重视。在近些年前期设计审查和工作中,遇到一些具有共性的问题,本文对这些问题进行探讨,以期起到抛砖引玉的作用。

2. 关于进一步提高金属结构设计质量问题

在设计过程中,随着设计阶段深入,设计人员应充分了解水工布置情况和运行要求,以便于配合相关专业提出合理的金属结构设计方案,更好的满足工程运用要求。例如需要了解水库泥沙淤积情况,研究闸门排沙运用、防止淤堵措施及设置合理的充水设施等;了解坝址地震烈度情况,对闸门启闭机考虑必要的抗震措施;了解流道及管路布置情况,合理布置闸门、阀门等设备,防止产生水力学问题及气爆问题;了解水闸和拦河坝上、下游水位情况,合理确定弧形支铰高程等等。在设计审查中遇到的这些问题,希望引起设计人员的重视,加强对设计条件的了解。随着社会发展、人口增加,出现事故可能造成较大的损失,而金属结构设备的安全运用,直接关系到大坝和人民生命财产的安澜。因此对于不合理的设计方案,应配合相关主导专业修改完善,对于存在工程安全风险的设计方案,要有底线意识和自我保护意识,明确提出修改完善意见。在具体设计中应注重总结、吸收以往的工程经验教训,严格按照相关规范的要求进行设计,并加强严格的校审制度,防止出现设计失误,进一步提高设计质量。对于某些超规范的设计,应进行充分论证,必要时进行模型试验和有限元分析计算。

作者简介:姚宇坚(1957-),男,山西垣曲人,教授级高级工程师,主要从事水工金属结构设计工作。

E-mail:yaoyujian@giwp.org.cn。

3. 关于泥沙淤积金属结构设计问题

根据相关专业提供的泥沙淤积资料,若 50 年闸前泥沙淤积高程(或坝前深槽高程)超过相关泄洪排沙孔底槛高程时,相应的闸门和启闭机应按排沙运用设计。此时若工作闸门布置在隧洞或孔口进口,采用工作闸门挡沙,若工作闸门布置在出口,平时则应采用进口事故闸门挡沙,防止泥沙进入孔口淤堵。事故闸门宜布置在隧洞的进口处,并采用上游止水,防止门槽被泥沙淤塞。事故闸门充水应考虑 2 种方式:1 种方式为门顶设置充水阀或小开度提门充水,另 1 种方式为进口布置在泥沙淤积高程以上的充水管路,采用阀门控制,以备水库后期运用充水。根据相关工程运用经验,当排沙运用结束、工作闸门关闭,进口冲沙漏斗即使在清水期也会剧烈淤积^{[1][2]},金属结构设计从偏安全计按漏斗淤平考虑,即为闸门挡沙设计高度,闸门强度和启闭力应按该淤沙高度进行计算,启闭力还需考虑进口泥沙固结情况下对面板的摩擦阻力。根据钢闸门设计规范要求,在进口处尚需设置高压冲淤喷头及管路等^[3],需要考虑防止管路锈蚀失效措施。在闸门闸室段,应设置保护门槽及底槛的钢衬,由于钢板比高强混凝土强度强度高较多,因此闸室段设置钢衬较合理。排沙调度一般在较低水位排沙运用,但闸门设计应考虑在较高水位(正常蓄水位)短时开启闸门冲沙防淤的要求。由于泥沙淤积情况的不确定性,闸门、启闭机等金属结构设备应考虑一定的安全裕量。

4. 关于防止气爆问题

介绍气爆的文献和相关资料比较少,其机理尚不是很清楚。但气爆产生的危害是很大的,主要破坏对象是相对薄弱的环节,因此对金属结构设备破坏作用尤为严重。例如 2009 年东北某项目导流洞内发生气爆,将 6×12m 封堵闸门爆至库内,临时生态供水管被截断^[4],进水竖井顶部进水塔垮塌。又如南方某项目在开启电站进口事故闸门时,操作人员误操作加大了提门充水开度,在充水过程中引发流道内气爆,水流气流从门井喷涌而出,气爆时充水水头并不很高。再有南方某项目在导流洞进口设置了通气孔,通气孔出口设置在蓄水位以上,导流洞封堵完成后发生气爆,据介绍从通气孔出口飚水达一周左右时间。通常已设置通气孔不应发生气爆,分析认为可能通气孔位置靠后,仍有少量气体未能排除,说明气爆产生与聚集气体量多少无关。今年在黄河某项目高水头闸门气、磨蚀问题咨询会上,有关专家指出气蚀引起的气泡爆炸力是水压力的 100 倍,从而解释了该项目高水头闸门面板出现多处穿透孔的原因。因此气爆产生的能量和破坏力极大,应引起足够的重视。由于气爆一般发生在开始运用或检修完成充水平压阶段,合理设置通气、排气设施和采取合理的充水方式是重要的,例如在下游止水事故闸门和工作闸门之间设置排气孔、在检修阀门和工作阀门之间设置排气阀,检修阀门设置旁通充水管等;又如在设计时应检查流道内是否存在突起的气体聚集部位,研究设置排气措施,防止充水时气体不能顺畅排除,对竖井式流道充水方式应认真研究,防止充水时水流将顶部孔口闷住,造成气体无法排除。由于相关专业设计人员对通气孔设置、充水方式不甚了解,因此配合相关专业进行合理的通气、排气及充水设施布置,以保证金属结构设备的安全运用,是非常必要的。

5. 关于阀门型式选择与布置问题

近年来引调水工程、供水及灌溉工程的建设越来越多,采用压力管道是常见的输水方式,阀门的应用也越来越普遍,另外水库枢纽生态供水系统和部分工程放空设施控制设备也采用阀门。在设计审

查中常遇到阀门选型设计及布置比较混淆情况。一般而言,可调节流量的工作阀门有流量调节阀(或称活塞式调流阀)和锥形阀,前者自身具有消能功能,出口流速较低、无须设置消能设施,目前国内最大直径为 2.0m,重量约 65 吨,用于在建的引汉济渭三河口水库电站旁通管;后者自身不具备消能功能,采用自由出流出口流速较大,通常采用喷入大气消能,需要较大的消能空间,也可采用水下淹没出流消能或呈一定角度喷入消力池消能等,其直径可达 3.0m[5],据检索国内实际应用直径已达 4.0m。检修阀门型式可采用蝶阀、偏心半球阀,也有个别工程采用球阀,但后两种阀门直径不宜太大,直径过大则重量较大、运输安装不便,且价格增加较多。对于水库枢纽放空工作阀门,一般采用锥形阀,布置于出口,水流喷入大气摩擦消能,若采用流量调节阀则数量会增加,加大投资。生态供水管工作阀门可采用流量调节阀或锥形阀,布置于出口,如果进口污物较多,由于流量调节阀对污物较敏感容易堵塞,宜采用锥形阀。压力管道工作阀门宜采用流量调节阀,宜布置在压力管道末端,以保证管路压力稳定、运行平稳。国内某工程为降低后段管道压力,在主管道中部布置阀门减压,实际运行中出现振动、噪声较大等不利情况,且管道中设置阀门减压由于静压不会减小,对减小管道压力帮助有限。对于压力管道分水口宜设置检修蝶阀及旁通充水管,在分水管末端设置工作阀门。如果管径较大可多阀布置,以满足流量要求。在工程实例中,也有采用偏心半球阀作为工作阀门,用于调节流量较小、水头小于 15m 的灌渠工程分水口。

6. 关于低水头弧形闸门支铰布置问题

上世纪 80 年代,受当时水电部水工钢闸门设计规范修订组的委托,原陕西机械学院水利系对国内低水头弧形闸门失事情况进行了专项调研[6],调研报告指出,低水头弧形闸门失事尽管原因很多,但主要是由于支臂失稳、弯扭变形造成的,而支臂失稳又是由于动力作用产生的振动所致,因此支臂动力失稳是低水头弧形闸门破坏的主要原因,设计时应尽可能避免引发支臂发生振动的因素。水工钢闸门设计规范规定,弧形闸门支铰宜布置在过流时不受水流和漂浮物冲击的高程上[2]。若支铰高程布置过低,启门过程中或局部开启时由于水流对支臂形成扰动冲击,增大了支臂动力失稳的可能性。近年来,我国建设了许多低水头水闸、拦河闸和闸坝工程,工作闸门大都采用弧形闸门和平面闸门。由于某些水闸下游水位较高,弧形闸门支铰高程完全布置在洪水位之上较为困难,因此通常设计时将支铰高程布置在设计洪水位以上,而允许校核洪水位时支铰受水流冲击,例如大藤峡等水利枢纽工程。这是因为校核洪水位发生几率较低,且届时弧形闸门已全部开启、支臂不受力。也有许多工程采用平面工作闸门,如长洲水利枢纽工程等。近些年设计审查中,部分工程弧形闸门支铰布置不大合理,有的局部开启运用的潜孔闸门在发生 5 年一遇洪水位支铰即受冲击,如果该方案成立,则规范条文就可修改为支铰可布置在任意高程,这自然是不可行的,增大了运行的风险。因此对于支铰布置确实困难的低水头闸门,建议采用平面闸门。去年水工钢闸门设计规范修编时,对相关条文进行了修改完善。

7. 关于高水头闸门抗气蚀磨蚀问题

黄河上某水利枢纽工程投运约 20 年,其高水头偏心铰弧形闸门底缘呈不规则锯齿状破坏,面板下部出现多处大小不一、形状各异穿透孔,闸室 36mm 钢衬钢板也出现多处穿透孔。咨询会专家讨论认为,产生上述情况的原因,是多泥沙河流磨蚀与气蚀交替并加速作用所致,穿孔原因前面已提及,是由于空蚀产生的气泡爆破瞬时力造成。相关设计院采取割除下部面板,用抗磨蚀气蚀性能较好的铸钢

材料替换的设计方案，目前正在实施，并正在研究采用高抗蚀材料更换钢衬。对于高水头弧形闸门，气、磨蚀破坏是困扰多年的难题，其他工程也程度不同出现了这些问题，需要在设计时予以足够重视，开展调研和相关模型试验研究，采用性能更好的抗蚀材料。

8. 结论

随着我国水利水电事业的高速发展，在相关科研单位和高校鼎力协助下，金属结构设计取得了丰硕的成果，成绩是有目共睹的，但同时金属结构设计提出了更高的要求和挑战，需要进一步提高设计工作质量，以保证工程的安全运用。本文针对设计审查工作中遇到的一些共性问题，提出粗浅的认识和看法，以期得到同行们的指正。

参考文献：

- [1] 张黎明 水电站泄流排沙建筑物的布置和规模的探讨[J], 水利水电工程设计, 1995(05):40-44
- [2] 张春英 多泥沙河流泄水建筑物进口防淤堵措施[J], 人民黄河, 1996(11):46-47.
- [3] 水利水电工程钢闸门设计规范:SL74-2013[S]. 北京:中国水利水电出版社, 2013.
- [4] 张殿双 付欣等 双沟导流洞引水钢管泄漏封堵研究[J], 东北水利水电, 2013(1):12-14.
- [5] 锥形阀参数、型式与技术条件: SL489-2010[S]. 北京:中国水利水电出版社, 2010.
- [6] 章继光等 我国低水头弧形闸门失事初探[J], 陕西水利发电, 1987(1).

水工金属结构标准化现状与发展

刘旭辉 郑寓 顾晓伟

(水利部产品质量标准研究所 浙江 杭州 310012)

摘要: 本文对国家标准工作的改革进行了描述;介绍了水利水电工程金属结构标准的评估工作,包括各项标准的评估结合和下一步建议,并分析了评估数据,得出评估结论;最后对金属结构标准的发展提出了建议。

关键词: 标准化改革;水利;水工金属结构;标准评估

国家高度重视标准化工作,2001年成立国家标准化委员会,强化标准化工作的统一管理。在各部门、各地方共同努力下,我国标准化事业得到快速发展。截至目前,国家标准、行业标准和地方标准总数达到10万项,覆盖一二三产业和社会事业各领域的标准体系基本形成。随着社会主义市场经济的快速发展,对标准体系和标准化管理体制等内容有了新的需要和更高的要求。

2015年3月11日,国务院发布了《深化标准化工作改革方案》,确立了标准化改革的基本原则:一是坚持简政放权、放管结合。把该放的放开放到位,培育发展团体标准,放开搞活企业标准,激发市场主体活力;把该管的管住管好,强化强制性标准管理,保证公益类推荐性标准的基本供给。二是坚持国际接轨、适合国情。借鉴发达国家标准化管理的先进经验和做法,结合我国发展实际,建立完善具有中国特色的标准体系和标准化管理体制。三是坚持统一管理、分工负责。既发挥好国务院标准化主管部门的综合协调职责,又充分发挥国务院各部门在相关领域内标准制定、实施及监督的作用。四是坚持依法行政、统筹推进。加快标准化法治建设,做好标准化重大改革与标准化法律法规修改完善的有机衔接;合理统筹改革优先领域、关键环节和实施步骤,通过市场自主制定标准的增量带动现行标准的存量改革。同时提出了改革的总体目标是建立政府主导制定的标准与市场自主制定的标准协同发展、协调配套的新型标准体系,健全统一协调、运行高效、政府与市场共治的标准化管理体制,形成政府引导、市场驱动、社会参与、协同推进的标准化工作格局,有效支撑统一市场体系建设,让标准成为对质量的“硬约束”,推动中国经济迈向中高端水平。

2017年11月份,实施20多年的标准化法修订后发布,确立了团体标准的法律地位,形成了国家标准、行业标准、地方标准和团体标准、企业标准等五大标准分类体系,同时提出要根据标准实施信息反馈、评估、复审情况,对标准之间重复交叉或者不衔接配套进行处理。2019年水利部修订发布了新的《水利标准化工作管理办法》,按照标准化法将水利技术标准分成国家、行业、地方、团体和企业等五类标准,并提出“建立标准实施信息反馈和跟踪评估机制,根据反馈和跟踪评估情况对标准进行复审”的规定。

1 水工金属结构标准化现状

围绕破解水问题和落实总基调的要求,全面摸清现行有效水利标准“谁在用、用在哪、效果怎么样、存在什么问题”等实施效果情况,为水利技术标准体系表修订提供参考,同时也为水利部全面推动标准实施信息反馈和跟踪评估机制的建立,大力提升标准的实施水平和效果,补齐水利标准的短板,形成有效的标准监管提供抓手,水利部产品

质量标准研究所进行了水利技术标准评估工作。

水利水电工程的金属结构的类型主要有闸门、拦污栅、压力钢管、升船机、启闭机和清污机等，经梳理，目前现行有效的相关技术标准有29项，其中2014版体系内22项，体系外7项，包含国家标准1项，行业标准28项。

2 标准评估

对水利行业现行有效的29项水工金属结构标准的实施效果进行调研评估，评估结论分为实施效果好、较好、一般、较差等4项，并对不同的标准提出下一步的工作建议。

2.1 评估过程

首先进行自评确定，对29项标准组织内部人员和专家，结合现有相关材料进行评价，经自评，共确定部分标准评价结论；其次通过电话咨询、问卷调查、实地调研等方式，进行标准实施效果的全面调研评估；最后进行专家咨询讨论会，确定最终的评估结论。

2.2 评估结果确立依据

结合电话咨询、问卷调查、实地调研和专家咨询等评估成果，进行科学合理的分析评判，形成最终结果，分为继续有效、需要修订、并入其他标准、废止（直接废止、转为规范性文件、转为团体标准），其中继续有效主要为实施效果为“好、较好”的标准，且评价过程中无异议的；需要修订的标准为实施效果“好、较好、一般”的标准，若初步评价结论为“继续有效”，但其他专家提出明确修订意见，且修订意见合理，最终评价结论也为“需要修订”；并入其他的标准为专家提出明确的并入意见，包括并入的理由和并入对象；废止结论包括三种，“直接废止、转为规范性文件 and 转化为团体标准”，其中标准实施效果为“一般、差”，且明确提出“直接废止”的标准，最终评价结论为“直接废止”，具有政策性的标准建议转为规范性文件，市场性较强的标准建议转为团体标准。

2.3 评估结论

通过大量的调研、专家评审等，对这29项技术标准实施情况进行评估，提出明确评估结论和下一步建议，具体清单见表1，评估结论为2014版《水利技术标准体系表》修订提供基础论据。

表 1：标准评估结论及建议清单

序号	体系号	标准名称	标准编号	评估结论	相关建议
1	664	水工金属结构声发射检测技术规程	SL751-2017	好	需要修订
2	665	水工金属结构残余应力测试方法——X 射线衍射法	SL547-2011	好	并入其他标准
3	666	水工金属结构振动时效基本技术要求和效果评定方法	SL749-2017	好	并入其他标准
4	667	水工金属结构 T 形接头角焊缝和组合焊缝超声检测方法和质量分级	SL581-2012	好	并入其他标准
5	668	水工金属结构制造安装质量检验通则	SL582-2012	好	需要修订
6	672	水力自控翻板闸门技术规范	SL753-2017	好	并入其他标准
7	673	铸铁闸门技术条件	SL545-2011	好	需要修订

序号	体系号	标准名称	标准编号	评估结论	相关建议
8	674	水利工程压力钢管制造安装及验收规范	SL432-2008	好	需要修订
9	678	水利水电工程钢闸门设计规范	SL74-2013	好	继续有效
10	679	水利水电工程启闭机设计规范	SL 41-2018	好	继续有效
11	680	水电站压力钢管设计规范	SL281-2003	好	需要修订
12	693	闸门水力模型试验规程	SL159-2012	好	继续有效
13	701	水利水电工程钢闸门制造、安装及验收规范	GB/T14173-2008	好	需要修订
14	702	水利水电工程启闭机制造安装及验收规范	SL381-2007	好	需要修订
15	704	水工金属结构防腐蚀规范	SL105-2007	好	需要修订
16	705	水工金属结构焊接通用技术条件	SL36-2016	好	需要修订
17	707	水工金属结构铸锻件通用技术条件	SL576-2012	较差	直接废止
18	708	锥形阀参数、型式与技术条件	SL498-2010	一般	转为团体标准
19	723	水利水电工程清污机型式基本参数技术条件	SL382-2007	一般	转为团体标准
20	725	水利水电工程单元工程施工质量验收评定标准——水工金属结构安装工程	SL635-2012	较好	转为规范性文件
21	730	水工钢闸门和启闭机安全运行规程	SL722-2015	较好	需要修订
22	736	水工钢闸门和启闭机安全检测技术规程	SL101-2014	好	需要修订
23	体系外	水工金属结构三维坐标测量技术规程	SL580-2012	好	继续有效
24	体系外	水利水电工程金属结构报废标准	SL226-98	一般	需要修订
25	体系外	水工钢闸门系列标准——充水阀	SL/T248-1999	好	并入其他标准
26	体系外	水工金属结构残余应力测试方法——磁弹法	SL565-2012	好	并入其他标准
27	体系外	水利水电工程闸门及启闭机、升船机设备管理等级评定标准	SL240-1999	较好	需要修订
28	体系外	水工金属结构术语	SL543-2011	一般	直接废止
29	体系外	水工金属结构焊工考试规则	SL35-2011	一般	转为团体标准

对调研评估结果进行统计，具体情况分别见表2、图1和表3、图2。

表 2：评价结论与标准数量分析

序号	总体结论	相应的标准数量	所占比例
1	实施效果好	20	70%
2	实施效果较好	3	10%
3	实施效果一般	5	17%
4	实施效果较差	1	3%
5	总计	29	100%

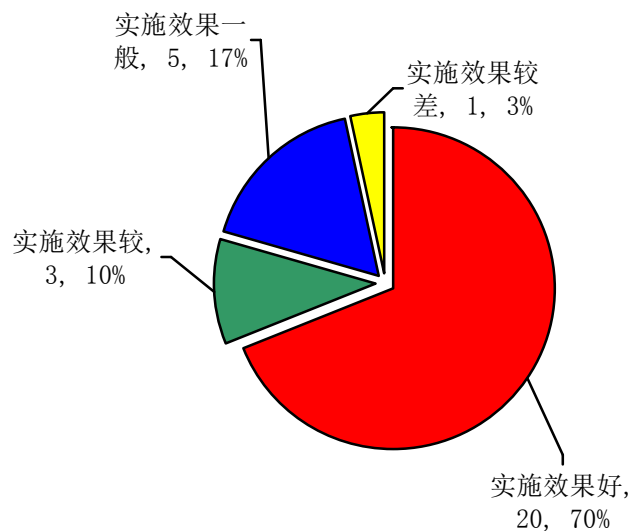


图1：评价结论与标准数量分析

表 3：相关建议与标准数量分析

序号	相关建议	相应的标准数量	所占比例
1	继续有效	4	14%
2	需要修订	13	45%
3	并入其他	6	21%
4	直接废止	2	20%
	转为规范性文件	1	
	转化为团体标准	3	
总计		29	100

注：多项标准合并成一本的，选取其中一本建议修订，其他标准结论为“并入其他”，并入选取的标准中。

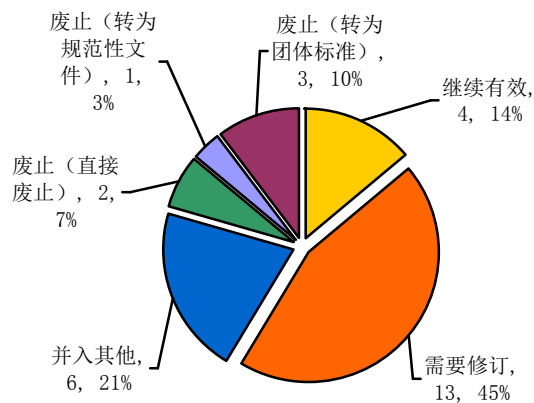


图2：相关建议与标准数量分析

3 评估结果分析

3.1 总体分析

通过此次全面深入的实施效果调研评估可知，目前水利行业金属结构标准整体实施效果较好，大部分标准应用效果较好，具有一定的使用对象，人们普遍对行业标准、国家标准的认可度高。主要是水利行业金属结构标准的编制质量和技术，为水利行业相关单位的工作提供了权威、有力的技术支撑，但由于标准化改革以及政府简政放权的因素导致部分标准不适于继续用“政府标准”发布，需转换为团体标准。

3.2 标准应用广泛

水工金属结构标准在相关单位广泛应用，如《水工金属结构制造安装质量检验通则》（SL 582-2012）主要运用于设计院在做工程设计时会引用做产品的质量要求、工厂制造时作为验收标准、安装验收时作为质量验收标准、在机构检测时作为参考等，应用范围广泛。《水工金属结构焊接通用技术条件》（SL36-2016）标准在水工金属结构的焊接中具有引领支撑作用，指导性强，是生产企业、设计单位、施工企业、施工管理部门等应用较广泛的标准之一。

3.3 标准的实施效益

根据评估结果可知，大部分标准有利于提高经济效益、社会效益和环境效益，如《水利水电工程钢闸门设计规范》《SL74-2013》标准有关内容参考了国际工程的最新成果，通过对闸门主要结构材料的选择、主要构件强度和刚度的规定，降低了设备成本，对设计参数和零部件标准化设计的要求，提高生产效率，增加了经济效益；标准实施后对于保证工程质量和结构安全、安全生产、技术进步、人身健康、公众利益及提升水利技术国际地位等产生有利的影响，提高了社会效益；标准充分利用了材料的力学性能指标，减少了材料用量。从设计角度规定了设备选择标准，降低使用和维护费用，增加了环境效益。

3.4 存在的问题

评估过程中，也发现部分标准存在的问题，对标准存在的重点问题进行梳理，主要包括以下几个方面：

（1）部分标准存在术语不规范问题

评估中发现存在同一术语出现在多本标准中，而术语的定义不一致的情况，如《水工金属结构术语》（SL543-2011）标准规定的平面闸门：“具有平面挡水面板的闸门。按行走支撑方式和运行轨迹不同可分为平面定轮闸门……”，在后来发布的《水利水电工程钢闸门设计规范》（SL74-2013）中规定“平面闸门：一般能沿直线升降启闭、具有平面挡水面板的闸门”，术语定义完全不同，存在矛盾现象。

（2）部分标准存在适用范围不合理问题

部分标准的适用范围存在过大或过窄等问题，标准化对象和标准化用途不匹配，界限不明晰，标准颗粒度不均匀。如《水工金属结构术语》规定适用于水利水电工程闸门、阀门、拦污栅、压力钢管、启闭机和清污机等水工金属结构的设计、制作、安装及检验

等，表述不够准确完整，并非术语类标准的适用范围。

(3) 标准内容重叠

由于发布的标准数量较多，标准之间存在内容重叠现象，如《水利水电工程单元工程施工质量验收评定标准——水工金属结构安装工程》（SL635-2012）标准中单元工程划分对工程管理部门及施工单位应用效果较好，但具体技术条件内容与“验收规范”和“检验通则”有重叠。

4 水工金属结构标准发展建议

根据评价总体情况，提出以下工作建议，包括标准化工作的建议、标准实施效果好可开展翻译清单、需要废止的标准清单、对标准实施机制体制建立的建议等。

4.1 加强标准化顶层设计

行业标准作为一个系统性，建议加强顶层设计，各个环节的信息要相互连通，避免出现标准之间不合理的交叉重复、以及某本标准合并到其他标准中，结果其他标准未及时修订或被废止等不同步的现象。

4.2 畅通标准实施情况反馈渠道

积极畅通标准使用者与标准管理单位、编制单位的沟通渠道，建立标准缺陷反馈机制，让使用者能够也愿意及时反馈标准存在的问题，或对标准修订完善提出建议；可通过委托固定第三方机构，长期收集标准使用情况，接受标准使用者反馈，并进行整理分析。

4.3 提高标准使用者参与力度

建议在今后标准修订申报后，增加标准用户意见，通过标准编制者来寻找标准用户，包括联系方式等；同时将标准用户与标准制修订过程中的专家审查会深度结合，要求专家审查会，不仅包括科研工作者，也要包括用户，现在的规定已经是要求用户，但在选择方面，还是偏重于科研工作者。

4.4 充分利用“互联网+”手段

利用大数据等信息化手段，加强表信息化基础设施建设，建立公共平台建立评估系统，实现网上调研工作办公，提高工作效率。同时建立长期有效的可用于查询的标准库，分类建立标准库。建立有效的相关标准和技术要素数据库，厘清标准之间的关系。

此外利用网络平台、微信公众号等工具，加大对水利标准的宣传和宣贯力度，同时进一步推动标准全文免费共享，畅通标准获取渠道。

4.5 加强标准化相关研究

当前，标准化工作已不再是简单的管理工作，基础理论已跟不上水利及经济发展，在标准范围依然存在界定不清等问题，急需开展标准体系和标准基础理论研究，解决水利标准化发展过程中的关键技术问题，如行业标准与团体标准定位等，为今后标准化发展奠定基础。

4.6 建立标准评估长效机制

水利技术标准对国民经济的影响作用是一个动态变化的过程，在未来水利标准化工作中，考虑到水利技术标准作为推广先进水利科技成果和实践经验的重要工具和桥梁，需要伴随水利科技发展而不断修订发展、伴随水利工程发展遇到的新问题而不断深化发展，是一项长期性任务，应该将水利技术标准实施效果评估纳入常规化的标准化工作任务，通过动态评估，全面提高标准化工作成效。

建议应该将水利工程标准化工作经费纳入政府常规型公共开支预算范畴，为水利技术标准工作提供长期、稳定的资金保障。

参考文献

- [1] 中华人民共和国全国人民代表大会. 中华人民共和国标准化法[Z]. 2017-11-04.
- [2] 中华人民共和国国务院. 国务院关于印发深化标准化工作改革方案的通知[Z]. 2015-03-11.
- [3] 中华人民共和国水利部. 水利部关于修订印发水利标准化工作管理办法的通知[Z]. 2019-04-03.
- [4] 中华人民共和国水利部. 水利技术标准体系表[Z]. 北京: 中国水利水电出版社, 2014: 12.

大型水工钢闸门结构设计中几个问题的探讨

王正中

(西北农林科技大学 水利与建筑工程学院 陕西 杨凌 712100)

摘要: 随着高坝大库的建设与发展,作为水利水电工程泄水建筑物调节咽喉的水工钢闸门正向着高水头、大孔口、大泄量的大型化和轻型化方向发展,其安全灵活地运行决定着整个枢纽工程和下游人民生命财产的安全。但现行的设计理论与方法在某些方面已经不能满足大型水工钢闸门发展的需求,就目前研究成果看对高水头钢闸门的面板和主梁宜采用非线性设计理论和方法,面板弹塑性设计应考虑其参与主梁整体弯曲和高水头对弹塑性调整系数的影响,主梁强度刚度计算应按深梁理论考虑跨高比及翼沿与腹板面积比的影响;对大型弧门空间框架结构合理布置应考虑最大限度减少支臂端弯矩以提高支臂的稳定性,其框架结构形式选择不仅与孔口高宽比有关而且与总水压力有关,纵向框架 Y 型支臂的稳定性高与 V 型支臂,可供大型水工钢闸门的结构设计与选型参考。

关键词: 大型水工钢闸门; 面板弹塑性设计; 深主梁横力弯曲; Y 型框架稳定; 结构优化布置

前言

随着水利水电事业的快速发展,到 2016 年年底,中国已建成各类水库大坝 98460 座,总库容达 8967 亿 m^3 ,其中大中型水库 4610 座,总库容 8260 亿 m^3 ,大坝数量居世界首位^[1]。作为水利水电工程泄水建筑物调节咽喉的水工钢闸门正向着高水头、大孔口、大泄量的大型化和轻型化方向发展,闸门承受的荷载及自重越来越大,如:世界最大孔口尺寸 $63 \times 17.5 (\text{m}^2)$ 的 Bureya 水电站弧门^[2],最大自重 715t 的大藤峡底孔弧形闸门,最高水头 181 m 的 Inguri 弧形闸门,最大跨度 360 m 的鹿特丹新水道挡潮闸门。一般规定水工钢闸门门叶面积与水头乘积在 $1000 \sim 5000 (\text{m}^3)$ 之间的闸门称为大型水工钢闸门,超过 $5000 (\text{m}^3)$ 的为超大型水工钢闸门^[3]。表 0-1 统计了世界大型及高水头闸门的基本情况(按闸门受到的最大水压力从大到小排序)。

表 0-1 世界大型及高水头闸门基本情况统计表

序号	工程名称	国家	闸门名称	孔口尺寸 (宽×高-水头,m)	总水压力 (kN)	闸门型式
1	鹿特丹新水道	荷兰	挡潮闸	360.0×22.0-17.0	700000	弧形闸门
2	依泰普	巴西、巴拉圭	工作闸门	6.7×22.0-140.0	190150	平面定轮
3	小湾	中国	工作闸门	5.0×7.0-163.0	110000	弧形闸门
4	水布垭	中国	工作闸门	6.0×7.0-154.0	102200	弧形闸门
5	天生桥一级	中国	工作闸门	6.4×7.5-117.0	87350	弧形闸门
6	锦屏一级	中国	事故闸门	5.0×12.0-133.0	87200	平面滑动
7	谢尔邦松	法国	事故闸门	6.2×11.0-124.0	84300	平面链轮
8	塔贝拉	巴基斯坦	工作闸门	4.1×13.7-141.0	75350	平面定轮
9	拉西瓦	中国	事故闸门	4.0×9.0-132.0	48694	平面定轮
10	英古里	格鲁吉亚	泄洪底孔	φ4.35-181.0	32560	附环闸门

1853 年坐落于巴黎塞纳河的上四扇闸门（宽 8.75m×高 1.0m）是最早应用的弧形闸门。1860 年，在埃及北部的罗塞塔坝和杜姆亚特坝上安装了若干“圆筒闸门”，随后 1910 年新型反转弧形闸门的设计也被提出。二战以后，各国政府为发展经济，开始大规模兴建水利工程。我国在黄河、长江等的干支流上兴建的一大批水利枢纽，如乌东德、白鹤滩、溪洛渡和向家坝等大型水利水电枢纽，其工作闸门和事故闸门都达到了很大的尺寸，如图 0-1 所示。随后出现了形式多样的各类闸门，如 1960 年建造于荷兰的 Hagenstein 护目镜闸门，1984 年坐落于伦敦的泰晤士水闸，采用大宽高比弧形闸门和扇形闸门组合，1997 年两扇平面转动式弧形闸门在荷兰马斯朗特成功建成，2006 年浙江曹娥江采用双拱空间管桁平面钢闸门作为河口挡潮闸，2013 年浙江奉化象山港避风锚地采用管桁式三角闸门作为通航船闸，具体如图 0-2 所示。大跨度、高水头、造型新颖的闸门结构将成为未来闸门结构的发展趋势。



(a) 溪洛渡工作闸门



(b) 溪洛渡事故闸门

图 0-1 大型工作闸门和事故闸门



(c) 奉化市象山港管桁式三角闸门



(d) 曹娥江双拱空间管桁平面钢闸门

图 0-2 闸门类型图

随着高坝大库及一带一路沿线国家高坝大库建设与发展，特别是在风光水电互补的新能源开发中闸门启闭愈加频繁，常规的闸门设计理论与分析方法已不满足这类大型水工钢闸门的设计需要，需要发展与大型水工钢闸门相适应的结构设计理论与方法；实际上，随着力学科学的发展，特别是自 20 世纪 60 年代以来，有限元及高速大容量电子计算机的快速发展与普及应用，为这些问题的解决提供了理论基础和计算手段和计算工具，促使大型水工钢闸门结构设计理论与分析方法不断完善。

1. 高水头钢闸门面板弹塑性设计方法

1.1 钢闸门面板弹塑性极限承载力

1.1.1 弹性极限承载力的确定

计算模型选取上理应逐一研究各种支承情况下钢面板的弹塑性极限承载力，但因闸门的梁格刚度与面板刚度相比非常大，加之面板一般为双向连续板，其每一区格内的面板受力状态与四边固支板的非常接近，试验研究也证明了这一结论。但为安全考虑，将分别对四边固支的矩形薄板和四边简支的矩形薄板进行分析，如图 1-1 所示(令 b 为较大边)，在笛卡尔坐标系中薄板的弯曲微分方程为：

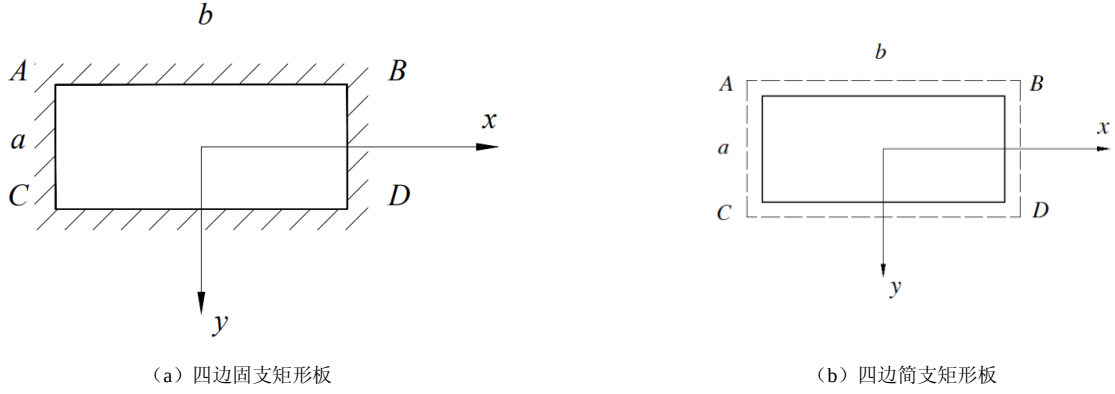


图 1-1

$$\frac{\partial^4 \omega}{\partial x^4} + 2 \frac{\partial^4 \omega}{\partial x^2 \partial y^2} + \frac{\partial^4 \omega}{\partial y^4} = \frac{q}{D} \quad (1-1)$$

式中： ω 为四边固支矩形弹性薄板的挠度； x, y 分别为四边固支矩形弹性薄板沿 x 轴和 y 轴方向的位移； $D = Et^3/12(1-\mu^2)$ 为板的弯曲刚度； q 为法向均布荷载(取 q 为单位面积上的均布荷载)。

引入一位移函数：

$$\omega = A_1 \left[x^2 - \left(\frac{a}{2} \right)^2 \right]^2 \left[y^2 - \left(\frac{b}{2} \right)^2 \right]^2 \quad (1-2)$$

显然：

$$\omega \Big|_{x=\pm \frac{a}{2}} = 0 \quad \omega \Big|_{y=\pm \frac{b}{2}} = 0 \quad \frac{\partial \omega}{\partial x} \Big|_{y=\pm \frac{b}{2}} = 0 \quad \frac{\partial \omega}{\partial y} \Big|_{x=\pm \frac{a}{2}} = 0$$

所以，该函数性状满足各边界条件，可作为位移函数。根据能量原理的伽辽金法可确定四边固支矩形弹性薄板挠度为

$$\omega = \frac{7p \left[x^2 - \left(\frac{a}{2} \right)^2 \right]^2 \left[y^2 - \left(\frac{b}{2} \right)^2 \right]^2}{8D(a^4 + b^4 + \frac{4}{7}a^2b^2)} \quad (1-3)$$

因此，取一微小单元体，根据弹性薄板理论，有以下物理关系：

$$\left. \begin{aligned} M_x &= -D \left(\frac{\partial^2 \omega}{\partial x^2} + \mu \frac{\partial^2 \omega}{\partial y^2} \right) \\ M_y &= -D \left(\frac{\partial^2 \omega}{\partial y^2} + \mu \frac{\partial^2 \omega}{\partial x^2} \right) \\ M_{xy} &= -D(1-\mu) \frac{\partial^2 \omega}{\partial x \partial y} \end{aligned} \right\} \quad (1-4)$$

如前所述，对均布荷载作用下的四边固支矩形弹性薄板，长边中点处最先达到弹性极限，关注的是该点的 M_x ，根据式(1-3)和(1-4)得：

$$M_x = \frac{7p}{2(a^4 + b^4 + \frac{4}{7}a^2b^2)} \left\{ \left[3x^2 - \left(\frac{a}{2} \right)^2 \right] \left[y^2 - \left(\frac{b}{2} \right)^2 \right]^2 + \left[3y^2 - \left(\frac{b}{2} \right)^2 \right] \left[x^2 - \left(\frac{a}{2} \right)^2 \right]^2 \right\} \quad (1-5)$$

当该点达到弹性极限时，可令 $M_x = M_p$ (M_p 为对于 M_x 的弹性极限弯矩)：

$$M_p = M_x \Big|_{x=\pm\frac{a}{2}, y=0} = \frac{7pa^2}{64[(\frac{a}{b})^4 + \frac{4}{7}(\frac{a}{b})^2 + 1]} \quad (1-6)$$

由上式即可求得弹性极限荷载：

$$P_m = \frac{64 \left[\left(\frac{a}{b} \right)^4 + \frac{4}{7} \left(\frac{a}{b} \right)^2 + 1 \right]}{7a^2} M_p \quad (1-7)$$

同理可以求得四边简支矩形薄板的弹性极限荷载为（面板区格中心为控制点）

$$P_m = \frac{8M_p}{a^2} \left[1 + 2 \left(\frac{a}{b} \right)^3 \right] \quad (1-8)$$

1.1.2 塑性极限承载力的确定

对真实的钢面板来说，面板从进入塑性的开始其塑性区逐渐扩展，由于变形和内力的连续性，因而会形成“面包”状光滑曲面的残余变形，因而实际钢面板的塑性变形比理想弹塑性材料薄板要小，亦即实际钢面板的极限承载力要比理想弹塑性面板的大。

四边固支面板塑性屈服模式若结构塑性分析理论的“屋顶形屈服模式”，如图 1-2 所示。

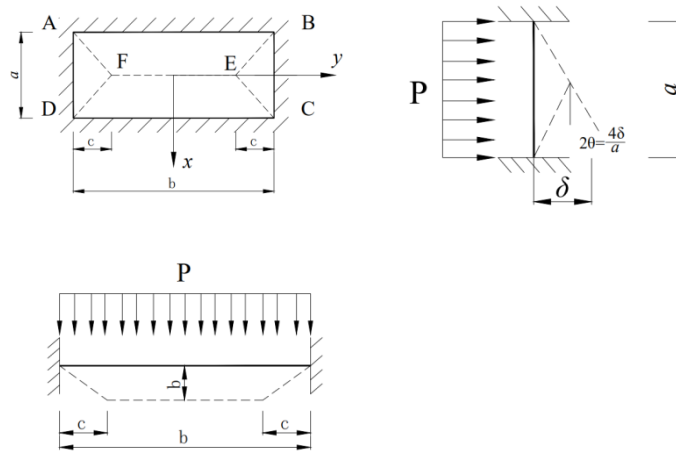


图 1-2

为了确定极限承载力的下限用最大弯矩极限条件求解，由理论分析可假设极限状态下的面板的内力场为

$$M_x = M_p^* - C_1 x^2, \quad M_y = M_p^* - C_2 y^2, \quad M_{xy} = -C_3 xy \quad (1-9)$$

式中： C_1 、 C_2 、 C_3 为待定常数， M_p^* 为塑性极限弯矩。

薄板的边界条件为 $(M_x)_{x=\pm\frac{a}{2}} = M_p^*$ ， $(M_y)_{y=\pm\frac{b}{2}} = M_p^*$ ，将边界条件代入式 (1-9)，可求得

$$C_1 = \frac{8}{a^2} M_p^*, \quad C_2 = \frac{8}{b^2} M_p^* \quad (1-10)$$

当钢面板达到塑性极限时，假设面板的四个角点也达到了塑性极限，则 $M_{xy} = -\frac{abC_3}{4} = 0.5M_p^*$ ，由上式得 $C_3 = \frac{2.32M_p^*}{ab}$ 。故内力场表达式已求得，再将它代入平衡方程，得极限荷载下限值为

$$P_m^* = \frac{16M_p^*}{a^2} \left(1 + \frac{a^2}{b^2} + \frac{0.29a}{b} \right) \quad (1-11)$$

同理可得四边简支钢面板的极限荷载下限为

$$P_m^* = \frac{8M_p^*}{a^2} \left(1 + \frac{a}{b} + \frac{a^2}{b^2} \right) \quad (1-12)$$

1.2 钢闸门面板弹塑性调整系数

按现行规范校核面板强度时考虑到面板屈服具有局部应力性质，故以钢材屈服极限为强度极限，即给容许应力乘以弹塑性调整系数 α 。钢闸门面板按薄板小挠度理论可得出其弹塑性调整系数 α 为塑性极限荷载与弹性极限荷载的比值：

$$\alpha = \frac{P_m^*}{P_m} \quad (1-13)$$

当薄板最大弯矩截面全部进入塑性屈曲时塑性极限弯矩 M_p^* 是弹性极限弯矩 M_p 的 1.5 倍，即 $M_p^* = 1.5M_p$ ，设 $b/a = \beta$ ，便可求得弹塑性调整系数 α 的值。

(1) 对于四边固支钢闸门面板的 α 值，根据式 (1-9)、(1-13) 和式 (1-7) 得

$$\alpha = \frac{2.6256\beta^2(1+0.29\beta+\beta^2)}{(1+0.57\beta^2+\beta^4)} \quad (1-14)$$

(2) 对于四边简支钢闸门面板的 α 值，根据式 (1-13)、(1-12) 和式 (1-7) 得

$$\alpha = \frac{1.5\beta^2(\beta^2+\beta+1)}{2+\beta^3} \quad (1-15)$$

为便于比较，将理想弹塑性材料钢面板的弹塑性调整系数理论值和各国的规范值随 $\beta = b/a$ 的变化如图 1-2 所示。

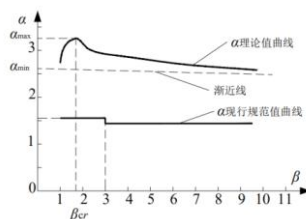


图 1-3 α - β 的关系图

由图1-3可以看出, 1) 四边固支面板的理论弹塑性调整系数比各国规范值大得多, 其最大值为3.217, 最小值为2.625, 2) 四边简支面板的理论弹塑性调整系数, 其最大值为2.10, 最小值为1.50, 具体数值与长宽比有关, 整体上还是大于我国现行规范值。故认为现行规范值是比较保守的, 也没有给出 α 与长短边比 β 的一一对应关系。

1.3 高水头闸门面板的弹塑性直接设计方法

按“屋顶形屈服模式”进行面板的弹塑性设计变形太大, 若以规范为准取面板长边中点应力达到材料屈服极限为面板失效准则是比较合理的。据此可将面板弹塑性调整系数分解成两方面的影响, 即前面提到的体现面板长宽比影响的弹塑性调整系数 α_p 与体现梁整体弯应力影响的弹塑性调整系数 α_m , 这两者是独立无关的。所以当同时考虑面板长宽比及整体弯应力的弹塑性调整系数 α 的表达式如下:

$$\alpha = \alpha_p \alpha_m \quad (1-16)$$

实际工程中为了使面板承载能力充分发挥, 常使面板长宽比 $\beta = b/a > 1.5$, 且面板长边沿主梁轴线方向布置, 于是面板内应力最大的部位常出现在梁格的长边中点, 鉴于此根据规范中 $\sigma_{zh} = \sqrt{\sigma_{my}^2 + (\sigma_{mx} - \sigma_{ox})^2} - \sigma_{my}(\sigma_{mx} - \sigma_{ox}) \leq 1.1a[\sigma]$, 给出长边中点上游面的弹塑性调整系数 α_A 。其中 α 、 β 和 m 三维关系如图1-3所示。

$$\alpha_A = \alpha_p \cdot \alpha_{mA} = \left\{ \frac{1}{6} \frac{2\beta^2 \sqrt{1+3\beta^2} + 5\beta^2 + 0.87\beta^3 + 6\beta^4}{1 + \frac{4}{7}\beta^2 + \beta^4} \right\} \times \left\{ \frac{1.5\sqrt{3.16-3m^2} - 0.6m}{1.58} \right\} \quad (1-17)$$

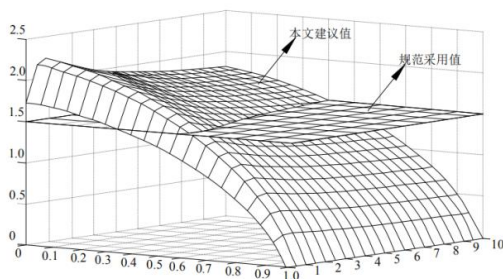


图 14 α 、 β 和 m 的三维关系

由图1-4可以看出: (1) 弹塑性调整系数 α 受面板长宽比和梁整体弯曲应力的共同影响, 呈现连续变化, 而并不是一个固定不变的值; (2) 梁整体弯曲应力对弹塑性调整系数 α 的影响显著, 梁整体弯曲应力越大, 弹塑性调整系数越小。当 $m \leq (0.4 \sim 0.6)$ 时, $\alpha \geq 1.5$, 说明此时规范值是偏于保守的; 相反当 $m > (0.4 \sim 0.6)$ 时, $\alpha < 1.5$, 说明此时规范值是偏于危险的。

在得到准确考虑了面板长宽比和梁整体弯应力影响的弹塑性调整系数 $\alpha = \alpha_p \alpha_m$ 后, 可以直接由强度条件 $\sigma_{my} \leq \alpha[\sigma]$ 设计面板厚度。笔者曾提出面板厚度计算公式:

$$t \geq a \cdot \sqrt{\frac{kp}{\alpha[\sigma]}} \quad (1-18)$$

其中：面板长宽比 β 和无量纲整体弯应力水平 m 值可依据结构布置及工程经验确定，由式（1-16）求得 α ，再由式（1-18）直接计算面板厚度。

2. 深孔钢闸门主梁横力弯曲应力及变形分析

高水头的深孔平面钢闸门及大荷载作用下的组合截面钢梁应用非常广泛，且大都是在荷载作用下发生横力弯曲的深梁，如水工结构中的深孔钢闸门的主梁，其主梁的跨高比介于 3 到 8 之间，属于均布荷载作用下横力弯曲的深梁。然而对于这类薄壁截面的深梁目前仍沿用细长梁纯弯曲理论计算弯曲正应力与挠度，忽视了剪力对弯曲正应力与挠度的影响，并且弯矩和剪力作用导致梁的横截面发生翘曲，此外又由于各横截面剪力不同，导致翘曲不同步，相邻横截面的纵向纤维发生拉伸或压缩，从而影响弯应力的分布。

2.1 横力弯曲梁挠曲微分方程

横力弯曲时梁挠曲线微分方程为：

$$f'' = -\frac{M}{EI} + \frac{Kq}{GA} \quad (2-1)$$

$$K = \frac{A}{I^2} \int_A y \left[\int_0^y \frac{S^*}{b(y_1)} dy_1 \right] dA \quad (2-2)$$

其中： K 为标志截面特征的无量纲数， q 为均布荷载集度， f 为梁的挠度， f'' 为挠度二阶导数， M 为横截面上的弯矩， E 为材料的弹性模量， G 为剪切模量， μ 为泊松比， A 为横截面积， I 为横截面对中性轴的惯性矩， $b(y_1)$ 为距中性轴 y_1 处横截面宽度， S^* 为横截面距中性轴 y_1 以外部分面积对中性轴的面积矩。横力弯曲正应力为：

$$\sigma(y) = \frac{My}{I} + \frac{2(1+\mu)q}{I} \int_0^y \frac{S^*}{b(y_1)} dy_1 - \frac{2(1+\mu)qKy}{A} \quad (2-3)$$

2.2 钢闸门工字形组合梁截面特性

钢闸门主梁典型截面为单轴对称的工字形截面，主梁截面如图 2-1 所示，设上、下翼缘面积分别为 A_2, A_1 ，宽度为 b_2, b_1 ，距中性轴距离为 h_2 和 h_1 ，腹板高度为 h_0 ，厚度为 δ ，面积为 A_f ，梁高为 h ，横截面总面积 A 。

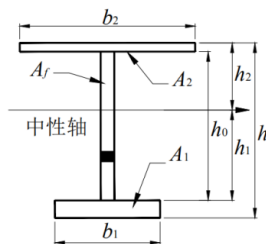


图 2-1 闸门主梁截面

为便于计算，再设：

$$\frac{A_1}{A_f} = \beta_1, \frac{A_2}{A_f} = \beta_2, \frac{h_1}{h} = \alpha_1, \frac{h_2}{h} = \alpha_2, \frac{h-h_0}{h} = 0 \quad (2-4)$$

则:

$$\alpha_1 = \frac{1+2\beta_2}{2(1+\beta_1+\beta_2)}, \alpha_2 = \frac{1+2\beta_1}{2(1+\beta_1+\beta_2)} \quad (2-5)$$

$$A = (1+\beta_1+\beta_2)A_f \quad (2-6)$$

$$A = (1+\beta_1+\beta_2)A_f I = \frac{A_f h^2}{12} \cdot \frac{1+4\beta_1+4\beta_2+12\beta_1\beta_2}{1+\beta_1+\beta_2} \quad (2-7)$$

$$S^* = \begin{cases} A_1\alpha_1 h_0 + \frac{\delta}{2}(\alpha_1^0 h_0^2 + y_1^2), b(y_1) = \delta, (0 \leq y_1 < \alpha_1 h_0), \\ \frac{b_1}{2}(\alpha_1^2 h_1^2 - y_1^2), b(y_1) = b_1, (\alpha_1 h_0 \leq y_1 < \alpha_1 h), \\ -A_2\alpha_2 h_0 - \frac{\delta}{2}(\alpha_2^2 h_0^2 - y_1^2), b(y_1) = \delta, (-\alpha_1 h_0 \leq y_1 < 0), \\ -\frac{b_2}{2}(\alpha_2^2 h^2 - y_1^2), b(y_1) = b_2, (-\alpha_2 h \leq y_1 < -\alpha_2 h_0), \end{cases} \quad (2-8)$$

$$\int_0^y \frac{S^* dy_1}{b(y_1)} = \begin{cases} \frac{A_1\alpha_1 h_0}{\delta} + \frac{1}{2}(\alpha_1^2 h_0^2 y - \frac{1}{3}y^3), (0 \leq y < \alpha_1 h_0), \\ \frac{A_1\alpha_1^2 h_0^2}{\delta} + \frac{1}{2}(\alpha_1^2 h^2 y - \frac{1}{3}y^3), (\alpha_1 h_0 \leq y < \alpha_1 h), \\ -\frac{A_2\alpha_2 h_0}{\delta} y - \frac{1}{2}(\alpha_1^2 h_0^2 y - \frac{1}{3}y^3), (-\alpha_2 h_0 \leq y < 0), \\ -\frac{A_2\alpha_2^2 h_0^2}{\delta} - \frac{1}{2}(\alpha_1^2 h^2 y - \frac{1}{3}y^3), (-\alpha_2 h \leq y \leq -\alpha_2 h_0), \end{cases} \quad (2-9)$$

$$\int_A y \left[\int_0^y \frac{S^* dy_1}{b(y_1)} \right] dA = \frac{A_f h^4}{15} [\alpha_1^4 (1+15\beta_1+30\beta_1^2)] + [\alpha_2^4 (1+15\beta_1+30\beta_2^2)] \quad (2-10)$$

$$K = \frac{A}{I^2} \int_A y \left[\int_0^y \frac{S^* dy_1}{b(y_1)} \right] dA = \frac{3[(1+2\beta_2)^4 (1+15\beta_1+30\beta_1^2) + (1+2\beta_1)^4 (1+15\beta_2+30\beta_2^2)]}{5(1+\beta_1+\beta_2)(1+4\beta_1+4\beta_2+12\beta_1\beta_2)^2} \quad (2-11)$$

$$\int_0^{\alpha_1 h} \frac{S^* dy_1}{b(y_1)} = \frac{(1+2\beta_2)^2 [6\beta_1(1+\beta_1+\beta_2) + 2\beta_2 + 1] \cdot h^3}{24(1+\beta_1+\beta_2)^3} \quad (2-12)$$

以上公式对箱形截面也完全可以适用^[4]。

2.3 深孔平面闸门简支主梁横力弯曲正应力及挠度计算公式

深孔平面钢闸门的主梁可简化为两端简支的情况加以分析,水压力可以近似按对称(平面弯曲)均布荷载处理。设梁计算跨度为 l ,单位长度上荷载为 q ,取钢材的泊松比 $\mu=0.3$,则弯曲正应力及挠度计算如下。

2.3.1 弯曲正应力

最大弯矩发生在跨中,其值为 $M_{\max} = ql^2/8$,最大弯曲正应力在该截面的下翼缘外侧 $y = \alpha_1 h$ 处,则由式(2-3)、式(2-7)和式(2-12)得:

$$\sigma_{\max} = \frac{3ql^2(1+2\beta_2)}{4\delta h^2(1+4\beta_1+4\beta_2+12\beta_1\beta_2)} \times \left\{ 1 + \frac{7[(1+4\beta_1+4\beta_2+12\beta_1\beta_2)K - (1+2\beta_2)(6\beta_1+6\beta_1^2+6\beta_1\beta_2+2\beta_2+1)]}{4(1+\beta_1+\beta_2)^2(l/h)^2} \right\} \quad (2-13)$$

对于双轴对称工字形截面,则 $\beta_1=\beta_2=\beta$,式(5-13)可写为:

$$\sigma_{\max} = \frac{3ql^2}{4\delta h^2(1+6\beta)} \left[1 + \frac{0.35(1+30\beta)}{(1+6\beta) \cdot (l/h)^2} \right] \quad (2-14)$$

显然,式(2-14)中括号内第2项代表剪力对弯曲正应力的影响,它不仅与跨高比有关,而且与各翼缘与腹板的面积比有关。为了直观地反映不同跨高比、不同截面特征的简支梁剪力对弯曲正应力的定量影响,引入无量纲系数:

$$\lambda_{\sigma} = \frac{0.35(1+30\beta)}{(1+6\beta) \cdot (h/l)^2} \quad (2-15)$$

并绘出 $\lambda_{\sigma}-\beta-l/h$ 的关系曲线,如图2-2所示。由图2-2可以看出,对矩形截面($\beta=0$)梁,当跨高比 $l/h=4$, $\lambda_{\sigma}=2.2\%$,即剪力对正应力的影响占纯弯曲正应力的2.2%,这与弹性力学结论相同。但 β 从0变到0.2时,即由矩形变为工字形时, λ_{σ} 增大很快,当 $l/h=4$ 时 $\lambda_{\sigma}=0.07$,即此时剪力对工字形梁弯曲正应力的影响占总应力的7%,已不可忽略。从整体的趋势看,随着跨高比 l/h 的减少,剪力对弯曲正应力的影响急速增大。随着工字形截面特征 β 的增大,剪力对弯曲正应力的影响也增大,但在闸门中系数 β 中介于0-1之间,在此范围内 β 对 λ 的最大影响为矩形梁的5倍。

2.3.2 挠度计算

对横力弯曲梁挠曲线微分方程连续进行两次积分,并考虑边界条件即可求出跨中最大挠度。简支梁跨中最大挠度为:

$$f_{\max} = \frac{5ql^4}{384EI} \left(1 + \frac{9.6EIK}{GA l^2} \right) = \frac{5ql^4}{384EI} \left[1 + \frac{25K(1+4\beta_1+4\beta_2+12\beta_1\beta_2)}{12(1+\beta_1+\beta_2)^2(l/h)^2} \right] \quad (2-16)$$

若为双轴对称工字形截面，则 $\beta_1 = \beta_2 = \beta$ 。

$$f_{\max} = \frac{5ql^4}{384EI} \left[1 + 2.5 \frac{(1+15\beta+30\beta^2)}{(1+6\beta)(l/h)^2} \right] \quad (2-17)$$

同理式(2-17)中括号内第2项代表剪力对挠度的影响，它不仅与跨高比有关，而且与各翼缘与腹板面积之比有关。对比式(2-13)和式(2-16)，可以看出：剪力对挠度的影响较之对弯曲正应力的影响更为明显，不仅表现在跨高比上，而且也表现在截面特征 β 上。为了直观反映剪力对不同跨高比，不同截面特征简支梁挠度的定量影响，引入无量纲系数：

$$\lambda_f = 2.5 \frac{(1+15\beta+30\beta^2)}{(1+6\beta)} \left(\frac{h}{l} \right)^2 \quad (2-18)$$

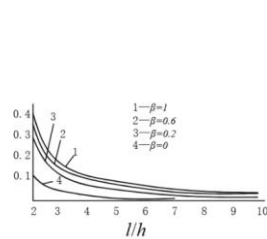


图 2-2 简支梁剪力影响系数曲线

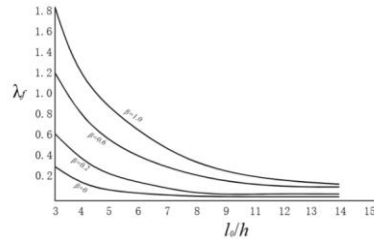


图 2-3 简支梁 λ_f - l/h - β 关系曲线

绘出 λ_f - h/l - β 关系曲线，如图2-3所示。由图2-3可以看出，对于矩形截面(即 $\beta=0$)梁，当 $l/h = 4$ 时， $\lambda_f = 0.156$ ，即剪力对挠度的影响占纯弯挠度的15.6%，已不可忽略，这也与弹性力学结果一致。当 β 从0变到0.2时， λ_f 增大的很快。从整体趋势看也基本与剪力对弯曲正应力的影响规律一致，区别正如前述，剪力对挠度的影响明显比剪力对弯曲正应力的影响要大。

2.4 深孔弧门双悬臂主梁横力弯曲正应力及挠度计算

双悬臂主梁因其内力及挠度较小，对跨度较大的深孔弧形钢闸门则更为适用^[6]。为了使主梁跨中与支座的正负弯矩数值基本相等，内力分布较为均匀，闸门规范^[7]建议其悬臂长度选用 0.2 倍的梁长。仍取均布荷载集度为 q ，主梁中间跨长为 l_0 ，深孔弧形钢闸门双悬臂主梁的计算简图如图 2-4 所示。

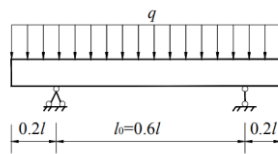


图 2-4 双悬臂主梁的计算简图

2.4.1 正应力计算

根据以上分析知，最大正负弯矩绝对值为： $M^- = ql_0^2/18$ ， $M^+ = 5ql_0^2/72$ 。最大正应力在弯矩最大的跨中截面下翼缘外侧， $y = \alpha_1 h$ ，则由式（2-3）、式(2-6)、式(2-7)和式(2-12)得：

$$\sigma_{\max} = \frac{3.3ql_0^2(1+2\beta_2)}{8\delta h^2(1+4\beta_1+4\beta_2+12\beta_1\beta_2)} \times \left\{ 1 + \frac{6.3[(1+4\beta_1+4\beta_2+12\beta_1\beta_2)K - (1+2\beta_2)(6\beta_1+6\beta_1^2+6\beta_1\beta_2+2\beta_2+1)]}{4(1+\beta_1+\beta_2)^2(l/h)^2} \right\} \quad (2-19)$$

由式(2-19)可见,第1项是弯矩产生的正应力,第2项是剪力产生的正应力,与式(2-13)比较可以看出,由于双悬臂主梁弯矩减小为简支梁弯矩的一半,因而第1项减小为简支梁的一半,但均布荷载没有变,故剪力产生的弯曲正应力没有改变,从而使剪力产生的正应力的权重增大为简支的2倍。对于双轴对称工字形截面梁 $\beta_1=\beta_2=\beta$,则上式可简化为:

$$\sigma_{\max} = \frac{3.3ql_0^2}{8\delta h^2(1+6\beta)} \left[1 + 0.63 \frac{(1+30\beta)h^2}{(1+6\beta)l_0^2} \right] \quad (2-20)$$

若引入无量纲系数 λ'_σ ,

$$\lambda'_\sigma = 0.63 \frac{(1+30\beta)h^2}{(1+6\beta)l_0^2} \quad (2-21)$$

要说明的是对双悬臂梁, l_0 是指主梁的中间跨度,关于 λ'_σ 随跨高比、各翼缘面积与腹板面积之比的变化规律与简支梁相似。

2.4.2 挠度计算

同理只要对横力弯曲的挠曲微分方程连续积分两次,并考虑边界条件,即可求出挠曲线方程,不同的仅是弯矩方程分3段,在支座处变位协调,因只求跨中最大挠度,只考虑中间段,故跨中挠度为:

$$f_{\max} = \frac{ql_0^4}{160EI} + \frac{Kql_0^2}{8GA} = \frac{ql_0^4}{160EI} \left[1 + \frac{17.5K(1+4\beta_1+4\beta_2+12\beta_1\beta_2)}{4(1+\beta_1+\beta_2)^2(l_0/h)^2} \right] \quad (2-22)$$

上式中第2项代表剪力对双悬臂主梁跨中最大挠度的影响。可见,在相同荷载条件下,双悬臂梁因弯矩减小,使剪力对挠度的影响增大到简支梁的2.1倍。对双轴对称工字梁, $\beta_1=\beta_2=\beta$,上式改写为:

$$f_{\max} = \frac{ql_0^4}{160EI} \left[1 + 5.25 \frac{(1+15\beta+30\beta^2)}{(1+6\beta)} \left(\frac{h}{l_0} \right)^2 \right] \quad (2-23)$$

同理引出无量纲系数 λ_f :

$$\lambda_f = 5.25 \frac{(1+15\beta+30\beta^2)h^2}{(1+6\beta)l_0^2} \left(\frac{h}{l_0} \right)^2 \quad (2-24)$$

为直观反映剪力的影响给出 $\lambda'_f - \beta - l_0/h$ 关系曲线, 如图 2-5 和图 2-6。

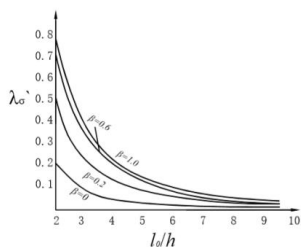


图 2-5 双悬臂梁 $\lambda'_\sigma - l_0/h - \beta$ 关系曲线

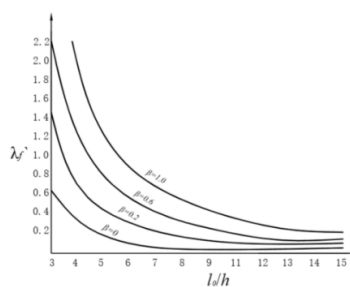


图 2-6 双悬臂梁 $\lambda'_f - l_0/h - \beta$ 关系曲线

2.5 应用实例

(1) 某深孔平面闸门, 水头 $H_s = 43.5\text{m}$, 主梁跨度 $l = 5.56\text{m}$, 高度为 $h = 1.04\text{m}$, $A_1 = 60\text{cm}^2$, $A_2 = 132\text{cm}^2$, $A_f = 200\text{cm}^2$, 最大弯曲应力 $\sigma_{\max} = 144.8\text{MPa}$, 最大挠度 $f_{\max}^0 = 3.95\text{cm}$, 允许应力 $[\sigma] = 156.9\text{MPa}$, 允许相对挠度为 $[f/l] = 1/750$ 。则按式 (2-13) 计算正应力: $\sigma_{\max} = \sigma_{\max}^0 (1 + (0.35 \times 224.4) / (28.6 \times 54.34)) = 1.051 \sigma_{\max}^0$ 即按均匀荷载作用下横力弯曲计算时, 跨中最大弯曲正应力增大了 5.1%。按式 (2-16) 得挠度, $f_{\max}^{\circ} = f_{\max}^0 (1 + 1.25 \times 394 / (28.6 \times 54.34)) = 1.317 f_{\max}^0 = 0.52\text{cm}$ $[f] = 1/750 = 556/750 = 0.741$ 所以 f_m 仍小于允许挠度, 但实际挠度要比原计算挠度大 31.7%。

(2) 深孔平面闸门, 水头 $H_s = 60\text{m}$, 双悬臂主横梁中间跨度为 $l_0 = 4.8\text{m}$, 悬臂长 0.6m , 梁高 $h = 1.335\text{m}$, $A_1 = A_2 = 80\text{cm}^2$, $A_f = 388.5\text{cm}^2$, 最大弯曲应力 $\sigma_{\max} = 192\text{MPa}$, 允许应力 $[\sigma] = 205\text{MPa}$, 因双悬臂梁挠度很小, 算例没有计算, 也无允许相对挠度, 笔者按纯弯曲理论得 $f_{\max}^0 = 6.2\text{mm}$ 。

主梁横力弯曲正应力及挠度: $\beta = A_1 / A_f = A_2 / A_f = 0.206$, 主梁跨高比 $l_0/h = 3.60$ 。

正应力计算根据式 (2-20) 得: $\sigma_{\max} = \sigma_{\max}^0 (1 + (0.63 \times 7.18) / (13.69 \times 2.236)) = 1.148 \sigma_{\max}^0 = 220\text{MPa}$

即按横力弯曲计算此梁正应力增大 14.8%, 这时 $\sigma_{\max} = 220\text{MPa} > [\sigma] = 205\text{MPa}$, 超过允许应力的 7.4%。

挠度计算, 根据式 (2-23) 得: $f_{\max} = f_{\max}^0 (1 + 5.25 \times 5.36 / (2.236 \times 13.69)) = 1.915 f_{\max}^0 = 11.9\text{mm}$

按横力弯曲计算此梁挠度增大 1 倍, 并且稍超过允许挠度, 深孔闸门的主梁多属于短梁, 剪力对其弯曲正应力及挠度的影响已不可忽略, 且剪力对挠度影响更大; 对于简支梁和双悬臂梁, 剪力对双悬臂梁的弯曲正应力及挠度影响更大。

3 弧门空间框架 Y 型支臂的稳定性

3.1 Y 型支臂的提出

弧形钢闸门框架支臂是承受水压力的主要结构, 也是该结构容易失事破坏的薄弱环节, 因此弧门支臂结构型式的创新及结构优化设计的研究一般集中在弧门支臂框架方面。立足于弧门结构创新与优化, 我们提出一种新型树状分叉支臂弧门结构型式, 其支臂为树状分叉柱型式, 树干底端支承在支铰

上, 树枝顶端支承在井字梁结构的交叉点上, 这种新型树状支臂弧门能集中二支臂和三支臂优点克服各自缺点, 可实现闸门轻型与稳定的统一^[8-11]。应用 ANSYS 拓扑优化方法证明了这种新型弧门支臂结构具有传力路径最优、刚度大、材料分布模式最优、抗振性能好等优点, 且支撑覆盖范围广(挡水面积大)、能有效地减小梁和柱的长度、起到强干丰枝作用、可用较小的杆件体积形成较大的支撑空间, 这些特性都与大型弧门理想的结构性能非常吻合, 拓扑优化结构如图 3-1 所示。

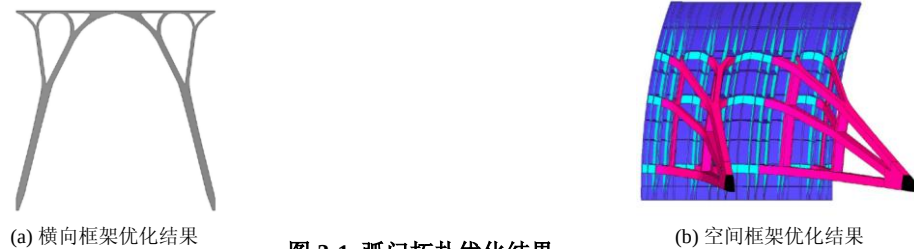


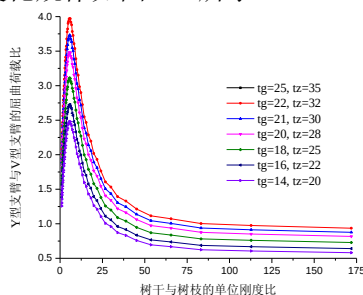
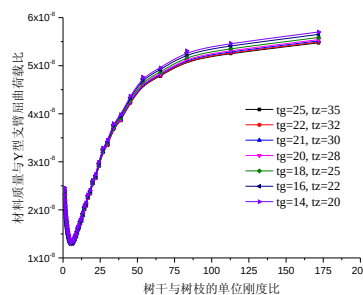
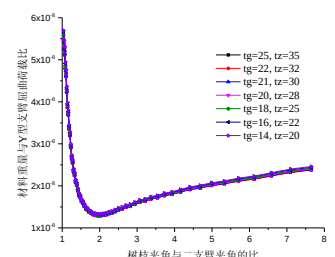
图 3-1 弧门拓扑优化结果

笔者研究团队^[12-13]对弧形钢闸门纵向框架内的树状支臂计算长度系数进行了理论推导, 并给出了计算公式, 同时结合工程实例对树状支臂弧形钢闸门进行了数值计算, 证明了树状支臂弧形钢闸门具有优良的力学性能。结合 ANSYS 有限元分析软件对主纵梁式弧门树状支臂进行了数值找型, 获得树状支臂分叉点的合理位置。

3.2 Y型支臂的稳定性分析

依据现行钢闸门设计规范进行结构布置, 以树状支臂整体结构稳定性最高、重量最轻为目标, 以树状支臂的树干和树枝同时失稳为最优树状支臂结构整体失稳的失效准则, 满足强度、刚度和稳定等约束条件, 建立二分叉树状支臂结构树型优化模型。以某水电站露顶式弧形闸门为例进行建模分析。孔口尺寸 $13 \times 24.3 \text{m}^2$ (长 $\times$ 宽), 闸门底槛高程 193.5m, 支铰高程 217.6m, 弧面半径 32m, 正常蓄水位 217.3m, 弧门设计水头 23.8m。

用特征值法和双重非线性有限元法分别计算分叉点在不同位置时二分叉树状支臂结构和二支臂结构的屈曲荷载, 为消除树干长度与横截面尺寸、树枝长度与横截面尺寸的绝对尺寸影响, 采用树干和树枝单位刚度比、两树枝间夹角与二支臂夹角之比作为无量纲参数。为比较二分叉树状支臂结构与二支臂结构的优劣性, 分别绘出了二分叉树状支臂结构与二支臂结构的屈曲荷载比值随干枝单位刚度比的变化规律如图 3-2 所示。

图 3-2 i_{gz} 与 $(p_{cr(s)}/p_{cr(e)})$ 的关系图图 3-3 $G_{(x)}/P_{cr(x)}$ 和 i_{gz} 的关系图图 3-4 $G_{(x)}/P_{cr(x)}$ 和 α/β 的关系图

注: t_g 为树干的宽厚比, t_z 为树枝的宽厚比, i_{gz} 为树干和树枝的单位刚度比, $p_{cr(s)}$ 为二分叉树状支臂结构的屈曲荷载(KN), $p_{cr(e)}$ 为二支臂结构的屈曲荷载(KN)。

由图 3-2 知：相同材料用量下，当干枝单位刚度比(i_{ge}) 在区间(0.99,5.67)内时，二分杈树状支臂结构的屈曲荷载与二支臂结构的屈曲荷载的比值($p_{cr(s)}/p_{cr(e)}$)随干枝单位刚度比(i_{ge})的增大而增大；当干枝单位刚度比(i_{ge})在区间(5.67,171.88)内时，二分杈树状支臂结构的屈曲荷载与二支臂结构的屈曲荷载的比值($p_{cr(s)}/p_{cr(e)}$)随干枝单位刚度比(i_{ge})的增大而减小；值得注意的是当干枝单位刚度比在区间(0.99,26.78)内时两者的比值均大于 1，说明在此范围内二分杈树状支臂结构的屈曲荷载大于二支臂结构的屈曲荷载；并且在干枝单位刚度比为 5.67 时二分杈树状支臂结构的屈曲荷载与二支臂结构的屈曲荷载的比值最大，其值为 2.50~4.34。

为确定最优树型，绘出优化目标 $G_{(x)}/P_{cr(x)}$ 随干支单位刚度比 i_{ge} 和 α/β 的关系图如图 3-3 和图 3-4 所示；其中： $G_{(x)}/P_{cr(x)}$ 为二分杈树状支臂的材料重量与其屈曲荷载的比值； α 为二分杈树状支臂的两树枝间的夹角， β 为二支臂夹角。

由图 3-3 知：干枝单位刚度比(i_{ge}) 在区间(0.99,5.67)内时，材料重量与二分杈树状支臂结构屈曲荷载的比值($G_{(x)}/P_{cr(x)}$)随干枝单位刚度比(i_{ge})的增大而减小；干枝单位刚度比在区间(5.67,171.88)内时，材料重量与二分杈树状支臂结构屈曲荷载的比值($G_{(x)}/P_{cr(x)}$)随干枝单位刚度比(i_{ge})的增大而增大。两区间的分界点干枝单位刚度比 i_{ge} 在[5.33,6.02]范围时，目标函数达到最小值，这就是说此时的树型是最优的。

由图 3-4 知：两树枝夹角与二支臂夹角的比(α/β) 在(1.03,1.98)内时，材料重量与二分杈树状支臂结构屈曲荷载的比值($G_{(x)}/P_{cr(x)}$)随两树枝夹角与二支臂夹角的比(α/β)的增大而减小；两树枝夹角与二支臂夹角的比(α/β)在(1.98,7.65)内时，材料重量与二分杈树状支臂结构屈曲荷载的比值($G_{(x)}/P_{cr(x)}$)随两树枝夹角与二支臂夹角的比(α/β)的增大而增大。两区间的分界点树枝夹角与二支臂夹角的比 α/β 在[1.92,2.04]范围时，目标函数达到最小值，这就是说此时的树型是最优的。

综上，弧门二分杈支臂最优树型为树干与树枝的单位刚度比为[5.33,6.02]，树枝间夹角与二支臂夹角之比为[1.92,2.04]。与此对应的树型支臂的枝干长度比为 1.02，树干与树枝的截面高度比和厚度比分别为 1.805 和 1.405。此时，二分杈树状支臂结构整体稳定性最高、重量最轻。

4. 弧形闸门的优化布置

结构合理布置是闸门整体优化与安全运行的前提。结构布置主要指闸门承载结构形式、位置、数量的构成及布置，结构布置应确保闸门在各种工况下的结构布置科学合理，特别是保障在控制工况下运行时主体承载结构的强度、刚度和稳定性布置合理，为整体结构安全奠定基础。只有建立在合理结构布置基础上的优化设计才能实现闸门结构的全局最优，确保闸门整体结构经济性和安全性的统一。我国闸门设计规范中对于弧形钢闸门的结构布置原则及计算图式，存在结构布置原则不尽合理的问题，使主要构件受力复杂化，为此提出合理的弧形钢闸门布置原则及计算图式。具体布置原则为：纵、横向主梁的悬臂长度应以其支座处截面转角为零予以确定，从而使主梁不发生扭转变形，支臂在竖向及横向平面内均不承受弯矩，只承受轴向力。

4.1 横向主梁合理悬臂长度分析

现行规范建议横向主梁悬臂长度 $C = 0.2L$ 时，主梁在支座处截面的转角不为零，支臂端截面与主梁协同转动，从而使支臂上产生弯矩。通过恰当地调整双悬臂主横梁的悬臂长度 C ，便可使其支座处横截面的转角为零，确定横向主梁合理悬臂长度的计算图式如图 4-1 所示，取斜支臂式平面主框架，

根据结构力学理论计算可得 $c=0.224L$ 。

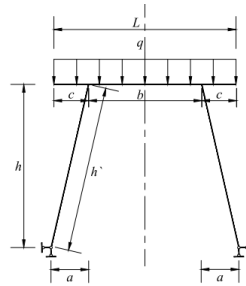


图 4-1 弧门横向平面框架计算图示

从另一方面来讲，只要 $M_h=0$ ，对于该超静定结构来说，必然是横梁支座处截面转角为零，这一点可以用单位力法简单地证明。因此，当 $c=0.224L$ 时，横向主梁、横向次梁及横向辅梁将不会使纵向主梁发生扭转变形及扭转应力。

4.2 表孔弧门纵向主梁合理布置

对于深孔弧门，面板上的水压力沿竖向可以近似认为是均匀分布，故此时纵向主梁的合理悬臂长度系数与横向主梁的合理悬臂长度系数相同，即上下悬臂段长取为 0.224 倍弧长。对于表孔弧门，面板上的水压力可以近似认为沿弧长是线性分布的，且门顶水头取为零，为了求得纵向主梁在支座处截面的转角为零，故在确定计算图式时，可直接取为两端外伸梁，而无必要取纵向平面框架作为计算图式，经求解可得双支臂弧门主纵梁上悬臂段长度为 0.389，中间段长度长度为 0.455，下悬臂段长度为 0.156。

同理，对于三支臂表孔弧门主纵梁的合理结构布置，各段长度系数分别为 $\alpha, \beta, \gamma, \eta$ ，采用 MATHEMATICA 编程进行求解可得到 $\alpha, \beta, \gamma, \eta$ 的值分别为： α 为 0.353， β 为 0.339， γ 为 0.224， η 为 0.083。

4.3 深孔弧形闸门空间框架布置优化

以较典型的直支臂深孔弧形闸门为研究对象，设弧门面板半径为 R ，孔口高度为 H ，宽度为 B ，并令： $R = x_1 H, B = x_2 H$ ，根据现行规范[8]对于深孔弧门 x_1 介于 1.2-2.2 之间。考虑到深孔弧门的水力条件，可把面板上的荷载简化为均布荷载，取面板中心点水头荷载 p_0 作为计算荷载。

4.3.1 目标函数

设弧门支臂共布置 N 根，根据实际情况， N 可取 4、6 和 9 中的一个数（如金沙江白鹤滩水电站泄洪闸门），对应于以下四种常见的弧门空间框架布置形式：

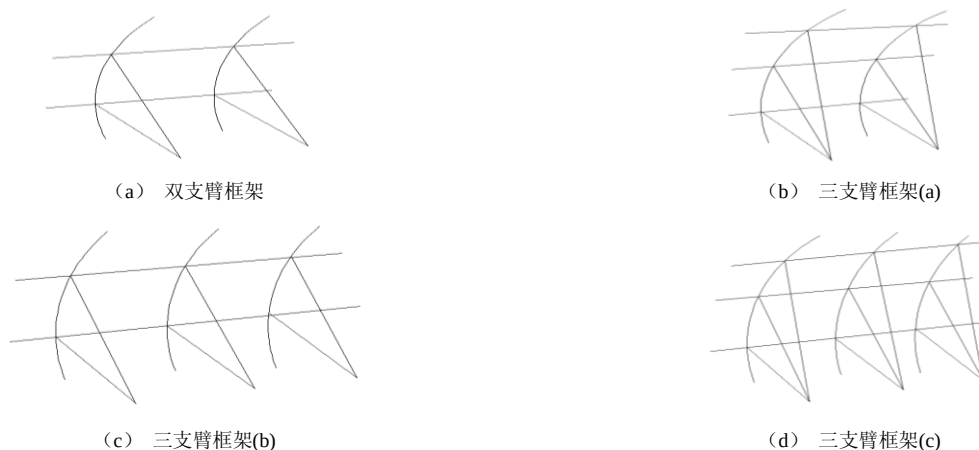


图 4-3 弧门空间框架布置形式

以上四种弧门框架各有其适用范围, 设支臂总用钢量为 V (体积), 以支臂总用钢量最小为目标, 建立目标函数如下:

$$V = N \cdot A \cdot R \rightarrow \min \quad (4-19)$$

4.3.2 约束条件

1) 稳定性约束。

支臂在支臂框架平面内和框架平面外的整体稳定按下式校核:

$$\frac{p}{\varphi_x A} + \frac{\beta_{mx} M_x}{\gamma_x W_{1x} (1 - 0.8 \frac{p}{N_{Ex}})} \leq [\sigma] \quad (4-24)$$

$$\frac{p}{\varphi_y A} + \eta \frac{\beta_{tx} M_x}{\varphi_b W_{1x}} \leq [\sigma] \quad (4-25)$$

式中符号意义: φ_x, φ_y 分别为弯矩作用平面内、外的稳定系数, φ_b 为均匀弯曲受弯构件的整体稳定系数, η 为截面影响系数, γ_x 为截面塑性发展系数, N_{Ex} 为轴心受压杆件 Euler 临界力, β_{mx} 为弯矩作用平面内等效弯矩系数, β_{tx} 为弯矩作用平面外等效弯矩系数, W_{1x} 为支臂截面抗弯模量, p, M_x 分别为截面轴力和弯矩。 $p = P/N$, P 为弧门面板所受的总水压力。 φ_x, φ_y 根据各自平面内的长细比和偏心率查表得到, 对于箱形截面 $\varphi_b = 1.0$, $\eta = 0.7$, $\gamma_x = \gamma_y = 1.05$, $\beta_{mx} = 1$, $\beta_{tx} = 1$ 。

2) 强度约束。实践表明, 弧门支臂多为中柔度压杆, 对于该类杆, 因在强度破坏之前便已丧失稳定, 故整体稳定约束为主控约束, 支臂截面的强度约束是无效的。

3) 刚度约束。为了减少支臂自重及动荷载引起的压杆振动及弯曲变形, 规范规定压杆的最大柔度 $\lambda_{\max}$ 必须小于容许值并满足中柔度压杆柔度的取值范围, 在弧形闸门规范中, 支臂的容许值 $[\lambda]$ 取 120, 即 $\lambda_{\max} \leq [\lambda] = 120$, 而对于中柔度压杆: $50 \leq \lambda \leq 100$ 。

4) 几何约束。即对各设计变量的取值范围做限制, 通过钢材规格及结构构造提供设计变量的上下限值来控制。

4.3.3 优化模型求解方法

所建立的优化模型中目标函数和约束条件均为非线性, 此类非线性模型通常可描述为下面的形式:

$$\begin{cases} \min & f(x) \\ \text{S.T.} & c_i(x) = 0, \quad i \in E = \{1, 2, \dots, m\} \\ & c_i(x) \geq 0, \quad i \in I = \{1, 2, \dots, n\} \end{cases} \quad (4-26)$$

上述非线性优化问题可用 SQP 优化算法(序列二次规划)求解。

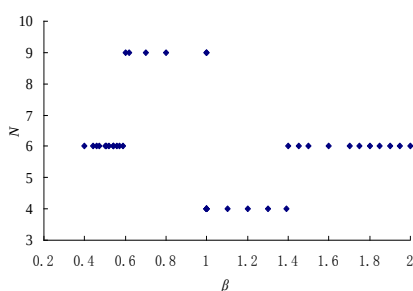
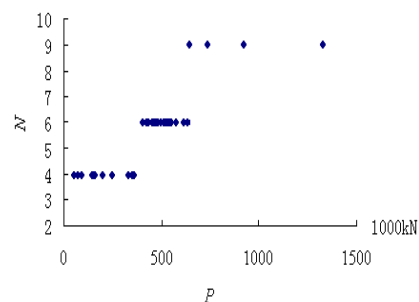
4.3.4 深孔弧门空间框架合理布置

以往对弧门支臂的布置问题已经有了一些定性的认识, 但关系不明确, 为了在定性认识的基础上, 得到一些定量的结论, 主要针对弧门支臂最优个数、最优截面及其最优布置问题进行全面研究, 以便指导工程应用, 因此对 40 个工程实例进行优化计算 (不考虑启闭力)。将弧门半径亦做为寻优变量, 其寻优范围参考规范的取值^[7]。

经过用弧门支臂个数优化程序对这 40 个工程算例进行优化计算, 所得到的弧门半径的寻优结果皆为规范所允许的下限, 亦即 $\alpha = 1.2$, 这和以往定性的认识是一致的, 因为支臂越短, 越能保证其稳定性, 故在工程条件许可的情况下, 尽可能让弧门半径取满足规范的较小的值。

为了得到孔口宽高比 β 对弧门支臂布置个数的定量影响规律, 绘出支臂布置个数关于宽高比的图形点如图 4-4 所示, 由图 4-4 可看出: 当 $\beta \leq 0.6$ 时, 布置 6 根支臂, 由于宽高比较小, 故采用主纵梁式布置方式, 如图 4-3 所示; 当 $\beta \geq 1.40$ 时, 也要布置 6 根支臂, 由于宽高比较大, 故采用主横梁式布置方式, 如图 4-3 所示; 当 $0.6 \leq \beta \leq 1.40$ 时, 布置 4 根或 9 根支臂。

图 4-4 中并没有反映出 40 个点, 这主要是由于孔口宽高比相同但水头不同、或孔口宽高比相同但孔口尺寸不同而导致了有些点重合在一起, 即支臂布置个数还与孔口绝对尺寸及水头大小有关, 考虑到孔口面积(决定于孔口绝对尺寸)和面板中心压强(决定于水头大小)的乘积为总水压力, 则支臂布置个数取决于总水压力。绘出支臂布置个数关于总水压力 P 的图形点如图 4-5 所示

图 4-4 N - β 关系图图 4-5 N - P 关系图

由图 4-5 可以看出当 $P \leq 3.6 \times 10^8 \text{N}$ 时, 布置 4 根支臂; 当 $3.6 \times 10^8 \text{N} \leq P \leq 6.5 \times 10^8 \text{N}$ 时, 布置 6 根支臂; 当 $6.5 \times 10^8 \text{N} \leq P$, 布置 9 根支臂。

5. 结论

本文主要从水工钢闸门的发展历程、研究现状及存在的关键科学问题出发, 从面板和主梁的非线性设计理论和方法, Y 型框架的稳定性以及弧形闸门的优化布置等方面等方面进行了论述。结论如下:

(1) 建立了钢闸门面板弹塑性极限承载力的非线性力学模型, 首次从理论上系统地证明了 1976 年河海大学原型试验成果的合理性及准确性, 并给出了理论解析解, 为规范修订提供理论依据。

(2) 建立了复杂截面深梁横力弯曲的力学模型, 揭示了薄壁深梁弯剪耦合变形机理, 提出了各种复杂截面、不同荷载、不同支承方式及不同跨高比时, 深梁应力、变形的解析计算方法; 并提出了梁临界跨高比的新概念, 既丰富了著名力学家 S.Timoshenko 深梁理论, 又为深孔钢闸门设计提供理论方法, 为修订规范提供了理论基础。

(3) 提出弧门树状支臂结构, 依据稳定理论证明了树状支臂闸门具有轻型稳定的优越性。

(4) 提出了弧形钢闸门空间结构最优结构布置型式, 首次将深孔弧门支臂布置优化与截面优化统一起来, 并通过大量工程实例研究给出了支臂最优布置个数 N 与孔口宽高比及总水压力的关系。

参考文献

- [1] 王正中, 张雪才, 刘计良. 大型水工钢闸门的研究进展及发展趋势[J]. 水力发电学报, 2017, 36(10): 1-18.
- [2] 何运林. 水工闸门动态[J]. 水力发电学报, 1993, 12(3): 87-97.
- [3] 刘细龙, 陈福荣. 闸门与启闭设备[M]. 北京: 中国水利水电出版社, 2002.
- [4] 王正中, 沙际德. 深孔钢闸门主梁横力弯曲正应力与挠度计算[J]. 水利学报, 1995, (9): 40-46.

- [5] 王正中,李良晨.薄壁钢梁的临界跨高比[J].力学与实践,1997(4):23-24.
- [6] 中华人民共和国水利部. 水利水电工程钢闸门设计规范[S]. 北京: 中国水利水电出版社, 2013.
- [7] 朱军祚.大型水工弧形钢闸门的拓扑优化与分析[D].杨凌: 西北农林科技大学,2007.
- [8] 屈超.弧形钢闸门拓扑优化与结构布置研究[D].杨凌:西北农林科技大学,2008.
- [9] Cai K, Zhang C. An optimal construction of a hydropower arch gate[C]. Proceedings-2010 International Conference on Computer-aided Manufacturing & Design,Nov 1-2, Hongkong, China.200, 1:57-60.
- [10] 苏立钢.考虑支臂稳定的弧形钢闸门结构拓扑优化研究[D].杨凌:西北农林科技大学, 2017.
- [11] Li Huijun,Wang Zhengzhong and Li Zhanchao. Reliability and Sensitivity Analysis of Dendriform Structure[J], INTERNATIONAL JOURNAL OF SPACE STRUCTURES, 2013,28(2):75-83
- [12] Yongkang SHEN, Computation Method on Stability Design of Dendritic Arms in Radial Gate[J]. Energy Education Science and Technology Part A: Energy Science and Research. 2014. 32(5): 3433-3440
- [13] 赵春龙,大型水工弧门树状支臂失稳机制与结构优化的研究[D].杨凌: 西北农林科技大学,2013.

浅议事故闸门持住力的计算

刘细龙

(广东省水利电力勘测设计研究院, 广东广州, 510635)

摘要: 本文分析了深孔事故闸门持住力计算公式中的几个关键系数, 探讨了规范中上托力系数取值的依据, 对决定上托力系数取值的关键因素-临界开度进行定性分析, 结合实例数据说明临界开度对确定最大持住力的重要性, 供同类工程参考。

关键词: 事故闸门; 持住力; 上托力系数; 临界开度

1. 引言

利用水柱闭门的深孔事故闸门, 一般操作要求为动水关闭、静水开启, 其启闭机的容量通常根据持住力的大小来选定。我国现行《水利水电工程钢闸门设计规范》(SL74-2013) 中关于闸门持住力计算公式为:

$$F_T = n_G' * G + G_J + W_S + P_X - P_t (T_{zd} + T_{zs}) \quad (1)$$

式中: F_T --持住力; G --闸门自重; n_G' --闸门自重修正系数, 取 1.0~1.1; G_J --配重; W_S --作用在闸门上的水柱压力; P_X --下吸力; P_t --上托力; T_{zd} --支承摩阻力; T_{zs} --止水摩阻力。

2. 几个关键系数

上述持住力计算公式中的前几个参数 G 、 n_G' 、 G_J 、 W_S 的计算比较确定, 后几个参数需要根据实际情况选定相关系数后计算, 这些参数是影响持住力大小的关键因素。下文分别就下吸力系数、上托力系数、摩擦系数等对持住力的影响一一分析探讨。

2.1 下吸力系数

下吸力为闸门底缘过流时, 水流带走门底空气产生负压, 是闸门承受一个向下的吸力, 其作用面积为门叶在底坎上的投影以底缘分界的下游部分 (即图 1 所示 D_2 与止水宽度的乘积 B_{zs}), 下吸强度即下吸力系数 p_s 一般取 20kN/m^2 。规范规定: 当流态良好、通气充分, 门叶底缘下游倾角大于 30° 时, 可适当减少或不计。

深孔闸门的孔口宽度受建筑物的限制一般不会太大, 因此下吸力作用面积有限, 下吸力对深孔闸门持住力大小的影响有限。因此, 深孔闸门门后的通气孔设置必须满足相关要求, 这也是闸门设计规范的强制性条文之一。

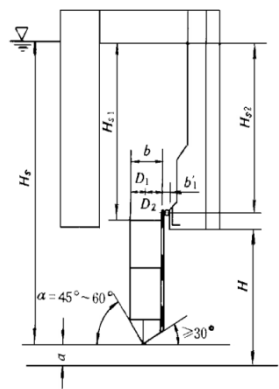


图 1 闸门底缘示意图

2.2 上托力系数

上托力的计算公式为：

$$P_t=\gamma\beta_tH_sD_1B_{zs} \tag{2}$$

式中： P_t --上托力； γ --水容重； β_t --上托力系数； D_1 --门叶上游底缘宽度； H_s --作用在闸门上的水头； B_{zs} --止水宽度。 D_1 、 H_s 等有关尺寸如图 1 所示。

上托力系数 β_t 参照上表选取。表 1 中数值适用于闸后明流流态，且对于泄水道闸门， $0<a<0.5H$ ；对于电站快速闸门， $0<a<a_k$ （ a_k 为电站快速闸门关闭时闸后明满流转换临界开度；关于临界开度的确定问题，可根据已建工程类比或按有关试验研究报告计算，必要时可通过水工模型试验确定；亦可暂按 $a_k=0.5H$ 估算）。

表 1 相关参数取值

α	a/D_1				
	2	4	8	12	16
60°	0.8	0.7	0.5	0.4	0.25
52.5°	0.7	0.5	0.3	0.15	/
45°	0.6	0.4	0.1	0.05	/

《水利水电工程钢闸门设计规范》自 1978 年的试行版（SDJ13）以来，上托力系数 β_t 的取值主要引用了西北水利科学研究所的试验成果^{[1][2]}，见图 2。近二十年来，关于上托力系数的试验和研究成果相对较少。

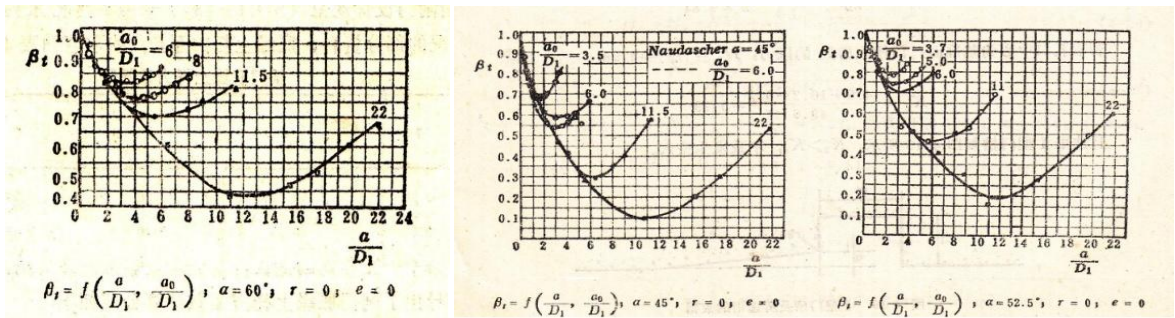


图 2 平面闸门底缘上托力系数

上述试验成果表明,影响上托力系数 β_l 的主要因素有闸门底缘上游倾角 α 和宽度 D_1 、开度 a 与 D_1 的比值 a/D_1 、孔口高度 a_0 与 D_1 的比值 a_0/D_1 等。

底缘上游倾角 α 和宽度 D_1 : 闸门设计中, 门叶厚度 b (主梁高度)根据闸门的孔口尺寸、设计水头、主梁数量及布置确定; 底缘上游宽度 D_1 一般根据闭门力计算而调整确定; 底缘上游倾角 α 由底主梁位置和 D_1 确定, 规范规定不应小于 45° , 宜取 60° 。门叶结构的设计应综合考虑这些因素, 选取相对合理梁系布置和尺寸。

孔口高度 a_0 (图1中的 H)与上游底缘宽度 D_1 的比值: 因深孔闸门孔口的宽高比一般大于1, 闸门主梁高度 b 一般大于孔口高度的 $1/8$ 倍, 而 D_1 一般取门叶厚度 D 的 $1/3$ 左右, 故 a_0/D_1 的值通常大于22, 上托力系数表的数值与图2基本相符。

闸门开度: 试验成果表明^[2], 闸后为明流流态时上托力系数在相对开度 $a/a_0=0.5$ 时附近出现最小值, 而且闸后淹没出流时上托力系数明显大于闸后为明流流态时的上托力系数取值。由此可以得出以下几点: a、事故闸门持住力计算一般只需考虑闸后为明流流态的工况; b、闸后为明流流态时上托力系数在相对开度小于0.5时随开度减小而增大, 持住力的最大值一般出现在开度 $a=0.5H$ 时; c、如果闸后明满流转换的临界开度 a_k 明显小于 $0.5H$ 时, 持住力的最大值出现在开度 $a=a_k$ 时。因此事故闸门闸后明满流转换的临界开度 a_k 是计算持住力的关键。

2.3 摩擦系数

根据持住力计算公式, 支承摩阻力和止水摩阻力与持住力的方向相同, 所以支承滑块和止水的摩擦系数应按规范SL74规定选取最小值。应该注意的是, 目前国内有些自润滑支承材料标明的最小摩擦系数小于规范规定的数值, 线压强为 $4\sim 6\text{ kN/mm}$ 时最小摩擦系数可达0.03。另外有关资料表明, 国外一些设计规范和工程实例中, 计算持住力时不考虑摩阻力, 即最小摩擦系数取0。有关支承材料的具体参数不明确的情况下, 从偏安全的角度考虑可参考类似做法。

3. 关于临界开度的简单分析

3.1 动水关闭时的闸后流态

一般情况下, 事故闸门从全开到全关的过程中, 闸后将经历满流、明流、闸下自由出流等阶段。当闸后建筑物或设备(引水隧洞、机组等)的过流能力大于闸下过流流量后, 闸后水位开始下降, 直至转为闸下自由出流, 在这之前闸下出流均为淹没出流。所以临界开度应根据特定工况下闸后各建筑物和设备过流能力的最小值来反算出的闸门开度(理论上还应考虑门叶与门楣间缝隙泄流流量, 实际计算中因该流量与闸下流量相比较小, 简化计算时一般可忽略)。

3.2 泄水道进口事故闸门

西北水利科学研究所韩立根据有关资料和试验结果得出^[2]: 对于短泄水管道出口压缩比(出口面积/进口面积)大于0.57, 或长泄水管道出口压缩比较大(0.9左右)甚至等断面的, 只要出口底坎高程低于进口的, 出口闸门全开时进口事故闸门相对开度在0.5以下, 闸后均可看作是自由出流(显然闸门设计规范的有关规定直接采用了该成果)。如果出口底坎高程高于进口底坎高程, 或长泄水管道出口断面较进口断面有相当的压缩, 或出口为水下出流, 闸后隧洞内为满流, 应另做考虑。

3.3 水电站进水口事故闸门

水电站进水口事故闸门动水关闭的工况是闸后建筑物或设备出现事故状况，事故工况主要有两种：一是水轮机导叶和进水阀同时失控；二是进水阀前面明管爆裂或连接法兰处密封失效而漏水（事实上该部位的设计标准非常高，其设计水头一般取极端工况下的最大水锤动水压力加上一定裕量，是否考虑这种工况可根据具体情况确定）。

上述事故工况一中闸后的过流能力为一台机组（一管多机的情况也只考虑一台）的最大过流能力，即机组刚开始飞逸时的流量，可近似取额定工况下的流量（因为水轮机的过流能力随转速升高而降低）^[3]；事故工况二中漏水处的流量不易确定，最不利的情况可参考泄水道事故闸门。

3.4 抽水蓄能电站尾水事故闸门

抽水蓄能电站一般在每台机组的尾水支管上设置 1 道事故闸门，用于抽水工况下事故时截断水流，并为机组单独检修提供条件，闸门的设计水头一般在 100m 以上。尾水事故闸门与机组之间的尾水管全部为深埋地下的压力管道；在尾水管上接出的管路有测压管、排水管等明管，最大直径为 600mm。因此，该尾水事故闸门需要动水关闭的情况就是假设其中一条明管完全爆裂，此时闸后形成明流的条件为闸下流量小于爆管排出的流量。把尾水管看作一个水池，爆管处排水水流的水压一般在 20m 以下，尾水事故闸门底缘下水流的水压在 80m 以上。简单分析知道，闸下水流流速远大于排水口流速，只要闸下过流面积大于排水口面积，闸后就不会形成明流，因此闸后形成明流时闸门的开度很小，可近似按全关计算。

4. 计算实例

4.1 水电站进水口事故闸门实例

某水电站引水发电系统采用 1 管 4 机的布置方式，进水口事故闸门后为长隧洞，设有调压井，厂房为地下厂房，引水隧洞支管与进水阀间设一小段明管。电站进水口事故闸门孔口尺寸为 8.5m×8.5m，事故关闭时操作水头为 37.25m，底缘上游倾角为 45°，因闸后通气充分不计算下吸力，支承和止水装置的最小摩擦系数分别为 0.06 和 0.04。

按闸后自由出流在不同开度下的持住力计算见下表 2：

表 2 进水口事故闸门不同开度下闸后自由出流时闸门持住力

相对开度	a (m)	a/D_1	上托力系数	水柱 W_s (kN)	上托力 P_t (kN)	水封摩阻 力 (kN)	支承摩阻 力 (kN)	持住力 (kN)
0.50	4.28	6.39	0.22	3179.7	407.7	27.9	445.9	3260.7
0.40	3.42	5.11	0.32	3355.1	603.1	30.9	542.5	3141.2
0.30	2.57	3.83	0.42	3530.6	821.5	29.1	641.6	3000.9
0.20	1.71	2.56	0.53	3706.0	1072.1	29.7	743.1	2823.7
0.10	0.86	1.28	0.74	3881.5	1524.3	30.3	847.1	2442.3
0.05	0.43	0.64	0.87	3969.2	1813.2	30.6	900.1	2187.9
0.00	0.00	0.00	1.00	4056.9	2108.3	30.9	953.6	1926.6

根据水轮机额定流量约为 $67\text{m}^3/\text{s}$ 时，计算出闸门对应开度约为 0.41m（相对开度约为 0.05）。上表数据表明，相对开度为 0.5 时的持住力是相对开度为 0.05 时的 1.49 倍；如果只按事故工况一选择事

故闸门启闭机，其容量可采用 $2 \times 1250 \text{ kN}$ ，否则启闭机容量须选 $2 \times 1800 \text{ kN}$ 。

4.2 抽水蓄能电站尾水事故闸门实例

某抽水蓄能电站尾水事故闸门孔口尺寸为 $3.6\text{m} \times 4.5\text{m}$ ，事故关闭时操作水头为 118.9m ，底缘上游倾角约为 45° 。有关参数及持住力计算见下表。

表 3 尾水事故闸门不同开度下闸门持住力 (力单位: kN)

相对开度	$a \text{ (m)}$	a/D_1	上托力 系数	水柱 Ws (kN)	上托力 P_t (kN)	水封摩 阻力(kN)	支承摩 阻力(kN)	下吸力 (kN)	持住力 (kN)
0.50	2.28	7.60	0.13	3387.5	164.9	43.8	381.9	23.3	3093.9
0.05	0.23	0.76	0.85	3449.2	1097.3	44.5	732.0	23.3	1872.4
0.00	0.00	0.00	1.00	3456.1	1293.4	44.6	771.3	23.3	1643.8

上表数据表明，相对开度为 0.5 时的持住力是相对开度为 0.05 时的 1.65 倍；如果不加分析直接取相对开度 0.5 时控制工况事故闸门启闭机的容量应为 3200kN ，按上文分析启闭机容量选用 2000kN 就可以了。

5. 结语

持住力计算中上托力系数影响比重较大，应根据具体情况分析确定临界开度，满足相关条件下应进行试验研究；如无法确定临界开度取值可按 0.5 倍孔口高度估算，但是数据表明偏差较大。

参考文献:

- [1]编写组，水电站机电设计手册金属结构（一），1986. 12.
- [2]韩立，高水头平面闸门底缘型式及上托力系数的研究，《金属结构网刊》1984. 4.
- [3]刘平，水电站机组进出口事故闸门东水下降的水力学问题探讨，1989. 5.

关于潜孔式弧形闸门启闭力计算的探讨

李胜 胡霜天

(1. 中国电建集团北京勘测设计研究院有限公司, 北京 100024)

摘要: 本文在以某工程弧形工作闸门关闭后出现回弹上抬, 继而造成闸门漏水的现象展开分析, 找出可能存在的原因, 并从设计计算、制造安装和规范制定等方面提出建议, 希望引起广大同行的关注和讨论, 旨在避免出现类似现象, 为今后类似工程的设计提供参考。

关键词: 潜孔; 弧形闸门; 闭门力; 回弹; 上抬

1. 引言

弧形闸门是水利水电工程中广泛应用的一种门型, 由于其启闭力较小, 且没有影响水流条件的门槽, 泄水流态较好, 因而潜孔式泄水孔工作闸门通常采用弧形闸门。关于弧形闸门启闭力的计算, 根据现行相关设计规范规定通常只需计算闸门全关瞬间的闭门力和开启瞬间的启门力。当计算闭门力大于零时, 启闭机通常选用能提供下压力的双作用液压启闭机。在实际工程中, 尤其对孔口较小、设计水头较高、门楣采用转铰式水封的潜孔式弧形闸门, 出现过在液压启闭机下压全关闭后, 闸门逐渐回弹上抬, 进而导致闸门底部出现较大漏水甚至小开度开启泄水。据了解, 出现上述现象的弧形闸门并非个例, 可能实际工程中这类小孔口较高设计水头的潜孔式弧门本身较为少见, 因而未引起行业内技术人员足够重视。本文拟通过工程实例分析其可能存在的原因, 希望引起广大同行的关注和讨论。至于如何准确且简便的计算并采取可靠的对应措施, 笔者希望本文能起到抛砖引玉的作用。

2. 事故实例

某工程为本世纪初的建设工程, 其输水洞弧形工作闸门孔口尺寸为 $3.5\text{m} \times 3\text{m}$, 闸门底坎高程 115.31m , 设计水位 157.5m , 校核水位 158.5m , 设计水头 42.19m , 闸门活动部分自重 10t 。原设计方案中采用固定卷扬式启闭机启闭, 考虑到闸门闭门需要提供额外的闭门力, 将启闭机更改为液压启闭机。但运行一段时间后发现闸门出现回弹现象。检修后发现, 液压启闭机无杆腔油管未设液控单向阀, 使得液压启闭机在保压过程中出现漏油现象。活塞杆回弹。

为解决这一问题, 该工程在 2018 年将原液压启闭机更换为 QHSY-500/300-3.7m, 并在无杆腔进油管增加液控单向阀。但运行大约 15 天后, 液压启闭机活塞杆仍发生回弹现象。

3. 原因分析

出现上述现象的根本原因在于在闸门完全关闭后液压启闭机无杆腔通常不能长时间持续保压, 即使在无杆腔进油管增设液控单向阀也不能使启闭机保持持续有效的下压力。而在这种情况下, 当闸门的上抬力矩 (M_s) 大于下沉力矩 (M_x) 与抵抗闸门上抬的摩阻力矩 (M_z) 之和时, 闸门将产生回弹上抬现象。原工程经复核计算, 得出 $M_s > M_x + M_z$ 的结果, 因而产生了闸门关闭后回弹上抬的现象。

因此, 在这类弧形闸门的启闭力计算中, 需要增加一种计算工况, 即在闸门全关状态下不考虑启闭机下压力时, 通过比较 M_s 与 $M_x + M_z$ 的大小判断闸门上抬的可能性: 当 $M_s > M_x + M_z$ 时, 弧形闸门可

能会回弹上抬,须采取防止闸门上抬的措施;当 $M_s \leq M_x + M_z$ 时,弧形闸门不会回弹上抬。

上述各力矩值的组成中,除了下沉力矩 (M_x) 与现行规范关于弧门闭门力计算中该值的组成相同外,闸门上抬力矩 (M_s) 以及抵抗闸门上抬的摩阻力矩 (M_z) 的组成和与现行规范关于弧门闭门力或启门力计算的相关规定有较大差异。

上抬力矩 (M_s) 是闸门产生回弹上抬的直接因素,主要包括门叶顶水封上托力矩、侧止水摩阻力矩和底止水回弹力矩三部分,其中门叶顶水封上托力矩占主要部分。潜孔式弧形闸门顶部通常设置两道止水,一道布置在门叶顶部,一道布置在门楣处。计算门叶顶水封上托力矩时,如果从偏安全的角度考虑,上托水压力应按该处的全水头计算。但实际该处的压力值与门楣止水的型式、门楣止水与弧门面板的配合精度有较大关系。若门楣止水封水效果较好,作用在门叶顶水封处的压力值会衰减较多,因而实际的上托力矩会较小。比如:门楣止水采用充压式止水或偏心铰预压,通常这类闸门门叶及埋件的制造安装精度要求相对较高,而且面板一般要求整体加工,因而门楣止水封水效果较好。对这类弧门是否还需要进行回弹上抬的复核计算,也有待进一步的考证。侧止水摩阻力矩则是很容易产生误区的一个因素。通常有两种观点,一种认为:弧门下压闭门到底后闸门处于静止状态,各项摩擦阻力均消失,也不会有侧止水摩阻力矩;另一种认为弧门上抬瞬间,侧止水摩阻力是抵抗闸门上抬的,方向向下,所产生的力矩与上抬力矩方向相反。实际情况应该与第二种观点恰好相反。有关文献已对这一问题进行详细论述^[1]。弧门闭门过程中,侧止水在两侧压缩和摩擦阻力的作用下会发生向上的剪切变形。弧门下压闭门到底后,侧止水的剪切变形并未消失,摩擦阻力也依然存在,且方向是向上的。下压力撤销的瞬间,侧止水有回弹的趋势,随着闸门上抬,侧止水剪切变形消失,侧止水摩擦阻力也将消失。闸门再往上抬时,才产生抵抗闸门上抬(方向向下)的侧止水摩阻力,侧止水则产生反向的剪切变形。计算侧止水摩阻力矩时,从偏安全的角度考虑,水封与止水座板的摩擦系数应取大值。计算底止水回弹力矩时,底止水与底坎的接触压强可根据现行规范要求按 1.2 倍的底坎水头计算。综上所述,上抬力矩 (M_s) 的计算公式如下:

$$M_s = P_t r_3 + T_{czs} r_1 + T_{dzs} r_4 \quad (1)$$

式中: M_s ——上抬力矩 (kN)

P_t ——门叶顶水封上托力 (kN);

T_{czs} ——侧止水摩阻力 (kN);

T_{dzs} ——底止水预压力 (kN);

r_3 ——门叶顶水封上托力对弧形闸门转动中心的力臂 (m);

r_1 ——侧止水中心弧面半径 (m);

r_4 ——底止水预压力对弧形闸门转动中心的力臂 (m)。

抵抗闸门上抬的摩阻力矩 (M_z) 主要包括转动铰摩阻力矩和门楣止水摩阻力矩两部分,如前面所

述，侧止水摩阻力矩不应该包括在内。其计算公式如下：

$$M_z = T_{zd}r_0 + T_{mzs}r_5 \quad (2)$$

式中： M_z ——抵抗闸门上抬的摩阻力矩（kN）

T_{zd} ——支承摩阻力（kN）；

T_{mzs} ——门楣止水摩阻力（kN）；

r_0 ——转动铰摩阻力对弧形闸门转动中心的力臂（m）；

r_5 ——门楣止水摩阻力对弧形闸门转动中心的力臂（m）。

下沉力矩（ M_x ）主要是闸门活动部分自重产生的力矩，可参照现行规范关于弧门闭门力计算中该值的计算方式，其公式如下：

$$M_x = Gr_2 \quad (3)$$

式中： M_x ——下沉力矩（kN）

G ——闸门活动部分自重（kN）；

r_2 ——闸门活动部分自重对支铰转动中心的力臂（m）。

另外，还有一个容易忽视的因素，即弧门面板外缘曲率中心与支铰中心的同心度偏差会导致在水压力的作用下产生额外的上抬力矩或下沉力矩。当总水压力的作用线位于支铰中心上方时，产生上抬力矩；总水压力的作用线位于支铰中心下方时，产生下沉力矩。力矩的大小等于总水压力（ P ）与偏心距（ e ）的乘积。一般设计过程中，弧门面板曲率中心默认是与支铰中心同心的，实际制造或安装过程中或多或少会出现偏差。而对于小孔口弧形闸门，本身重量较轻且弧面半径较小，因而下沉力矩较小。

当闸门设计水头较高时，总水压力相对较大，若总水压力的作用线位于支铰中心下方，即使同心度偏差较小，但由此而产生的上抬力矩相对自重产生的下沉力矩仍有一定的比重，此时同心度问题就成了导致闸门回弹上抬现象一个不容忽视的因素。关于同心度偏差的控制，现行闸门制造安装规范是通过限制铰链轴孔中心至面板外缘半径 R 的偏差值体现的。以本工程为例，不同的面板外缘半径 R 偏差值可能产生的影响如下表：

表 1 不同的面板外缘半径 R 偏差值产生参数影响值

允许最大面板外缘半径偏差值 (mm)	可能产生的总水压力最大偏心距 (mm)	可能产生的最大力矩与自重产生的下沉力矩的比值
±4.0	11.3	19%
±3.0	8.5	14%
±2.0	5.7	9%
±1.5	4.2	7%
±1.0	2.8	5%

按现行规范规定,该闸门铰链轴孔中心至面板外缘半径 R 允许偏差为 $\pm 4.0\text{mm}$,总水压力作用线与支铰中心可能产生的最大偏心距为 11.3mm ,由此产生的最大额外力矩可能达到由自重产生的下沉力矩的 19% ,其影响显然不可忽视!

需要补充说明的是,上述各力矩值的计算过程如果都从偏安全的角度考虑,实际值与计算结果会有较大的差异,比如实际摩擦系数与计算摩擦系数的差异,门叶与埋件制造安装精度的影响等。这就可能导致对实际工程中两个布置及型式相同、设计参数相近的潜孔式弧门,从计算结果来看基本一样,比如都可能产生回弹上抬,但在同样未采取防止上抬措施的情况下,其中一扇弧门在实际运行中出现了回弹上抬现象,而另一扇弧门却运行正常。因此,如何简便且准确地区分计算,仍有待商榷。

4. 防止闸门上抬措施

当 $M_s > M_x + M_z$ 时,须采取防止闸门回弹上抬的措施,具体可以从设计选型和制造安装两个角度来考虑。

从设计选型角度来看,有如下对应措施:加大闸门活动部分自重或在门叶上增设配重;液压启闭机增设机械式锁定,在闸门全关到位后限制活塞杆伸缩;若启闭机容量不大,可选用本身就具有自锁功能的螺杆式启闭机;减小门叶顶水封承载宽度,比如将顶水封由水平布置改为竖向布置(类似平面闸门顶水封的布置型式);人为设定面板曲率中心与支铰中心偏心一定距离,使之在总水压力作用下产生适量的下沉力矩。

从制造安装角度来看,严格控制门叶及埋件的制造安装精度,弧门面板表面整体加工,提高铰链轴孔中心至面板外缘半径 R 的偏差要求,这些措施都有利于控制闸门回弹上抬。

5. 结论

对采用液压式启闭机下压闭门的潜孔式弧形闸门,建议在闸门设计规范有关启闭力计算的规定中增加一种计算工况,复核全关状态下不考虑启闭机下压力时闸门上抬的可能性,并根据计算结果采取相应的措施。

参考文献

- [1]蒋德成,王小慧.带下压力液压启闭机防闸门回弹设计[J].水电站设计,2017(12): 41-45.

国外闸门可靠度设计方法介绍与应用

丁正忠

(黄河勘测规划设计研究院有限公司 工程院 450003)

摘要: 鉴于国外闸门可靠度设计方法较为成熟, 本文从德标、美标闸门设计规范, 欧标、美标钢结构设计规范以及国内相关文献出发, 结合采用可靠度设计的国际工程做出解读、归纳和总结, 为相关的设计者提供借鉴。同时, 对国内闸门的设计方法也提出一些设想和建议。

关键词: 闸门 可靠度设计 DIN19704 EN1993 AISC360

1. 前言

容许应力设计方法历史悠久, 但近几十年来, 可靠度理论的设计方法成为国内外工程的发展方向。很多领域, 只有在没有可靠度设计方法的场合下才采用容许应力的设计方法。上世纪 80 年代开始, 国内的《工程结构可靠度设计统一标准》、《钢结构设计规范》、《水利水电工程结构可靠度设计统一标准》、《水工混凝土结构设计规范》等一系列可靠度设计方法的规范和手册逐一颁布, 但迄今为止, 水工闸门的设计规范仍然采用容许应力设计方法。

习惯上, 行业标准应服从于国家标准。当前建筑结构、工程结构、钢结构等可靠度设计国家规范已经成熟, 闸门设计规范仍然采用容许应力设计方法, 在某种程度上违背了这一点。钢闸门是一个专业性强、应用场合独特的设备, 但该设备属于钢结构的领域, 在以国标身份出现的钢结构设计规范已经采用了可靠度设计方法后, 有必要展开闸门可靠度设计方法的研究, 编制相关规范和手册。在当前情况下, 也是具备条件的。

本文从德标、美标闸门可靠度设计方法以及国内相关文献出发, 结合采用可靠度设计的国际工程做出解读、归纳和总结。文中涉及的英文名称不作翻译, 以免因不一致而引起误解。

2. 可靠度设计方法在国内外的应用情况

当前, 国际上使用较多的闸门设计规范和手册有德国的 DIN 19704 系列、美国的陆军工程师兵团 (USACE) EM 系列、日本的《TECHNICAL STANDARDS FOR GATES AND PENSTOCKS》等。其中, 德国和美国的闸门设计在上世纪 90 年代已经开始采用了可靠度的设计方法。国内的主要文献有《水工钢闸门结构可靠度分析》^[1]等, 但国内闸门的设计规范普遍采用了容许应力设计方法。

2.1 闸门可靠度设计方法在国际工程的应用情况

近年来, 葛洲坝集团(CGGC)、中水电 (SINOHYDRO)、三峡集团中水对外 (CWE) 等国内公司承揽的国际水利水电总承包工程较多, 这些工程一般在招标文件中要求采用国际标准和材料。其中, 非洲、东南亚、中亚、西亚国家的一些水利水电项目, 特别是中方投资的项目, 经过争取大部分仍可以国内规范和材料替代。典型如巴基斯坦、几内亚、越南、尼泊尔等国的工程。其他国家的工程, 特别是美洲、大洋洲、欧洲等地域的工程, 一般会要求采用欧标、德标、美标等国际标准, 材料上可以采用中国标准替代 (严格的也有局部和全部采用国际标准的材料)。典型的有斐济、厄瓜多尔、

加拿大、巴西等。这些工程的闸门设计一般采用了可靠度设计方法。

2.2 国际工程采用闸门可靠度设计方法的主要原因

(1) 国际工程的招标文件中普遍要求使用国际规范，这些规范一般均采用可靠度计算方法。有些工程甚至在标书中规定采用可靠度的计算方法。

(2) 国际工程的咨询工程师大多数由国外咨询公司承担，咨询工程师对中国的闸门设计规范不够熟悉，加上国内设计规范不是可靠度设计方法、英文版不够及时、只有行业标准而不是较为知名的国标等原因，故这些工程常按照合同要求的可靠度设计方法来审查设计文件。

2.3 闸门可靠度设计方法在国内尚未开展的原因浅析

(1) 容许应力设计方法成熟可靠，占据绝对的地位，规范和手册也较为齐全。设计者更换设计方法的意愿不强。

(2) 相对于建筑、港口、道路、桥梁等专业，金属结构的体量较小。因此，在这方面开展研究的性价比低，成果和文献不多。金属结构行业在这方面的讨论和研究也较少，设计者更换设计方法的难度大。

(3) 金属结构设计尚未展开全面的设计监理工作，设计者过于安全的设计或设计浪费没有足够的监督，这也是可靠度设计方法不为采纳的原因之一。

3. 德标闸门可靠度设计方法

3.1 主要涉及规范及手册

德标闸门可靠度设计方法涉及的主要规范见表一，其中 DIN 19704 系列规范是核心的闸门设计规范，主要版本有 1958、1963、1976 版、1998 版和最新的 2014 版。1976 及之前版本采用容许应力计算方法，1998 版采用可靠度计算方法，2014 版的结构计算由德标替换成了欧标钢结构设计规范。

表 1: 德标闸门可靠度设计方法涉及的主要规范

DIN 19704-1-2014	Hydraulic Steel Structures Part 1: Criteria for Design and calculation
DIN 19704-2-2014	Hydraulic Steel Structures Part 2: Design and manufacturing
DIN 19704-3-2014	Hydraulic Steel Structures Part 3: Electrical Equipment
DIN 18800 Part 1	Structural Steelwork - Design and Construction
DIN 18800 Part 2	Structural Steelwork Analysis of Safety against Buckling of Linear Members and Frames
DIN 18800 Part 3	Structural Steelwork Analysis of Safety against Buckling of Plates
EN 1993	Eurocode 3 – Design of Steel Structures
BUICK DASON GRAHAM W.OWENS	STEEL DESIGNERS' MANUAL(欧标钢结构手册) ^[2]

3.2 表达式

欧标 BS EN 1990 (6-10)给出了各种荷载作用下的组合（不包括疲劳、地震和偶然设计条件）。与其他结构相比，钢结构设计不存在预应力，故删除该部分的内容。闸门设计涉及到的地震荷载，其组合工况见 EN 1990 6-12a 和 6-12b，此处不列出。

表达式： $E_d \leq R_d$

$$E_d = \sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} \times G_{k,j} + \gamma_{Q,1} \times Q_{k,1} + \sum_{j \geq 1} \gamma_{Q,i} \times \psi_{0,i} \times Q_i \quad (\text{EN 1990 6-10}) \quad (1)$$

式中：

- (1) E_d — 作用效应。
- (2) R_d — 设计抗力。
- (3) 确定“起控制作用的”或“主要的”可变作用 Q ，乘以分项系数 γ_Q 。
- (2) 任何其他可变作用乘以分项系数 γ_Q 并乘以组合值 ψ_0 ， ψ_0 与作用的类型有关。

$$R_d = \frac{1}{\gamma_{M,1}} \times R_K \left\{ \eta_1 X_{k,1}; \eta_i X_{k,i(i>1)} \frac{\gamma_{M,1}}{\gamma_{M,i}}; a_d \right\} \quad (\text{EN 1990 6-6d}) \quad (2)$$

式中：

- (1) R_K — 按照材料特性和尺寸确定的特定的抗力 (is the characteristic value of the particular resistance determined with characteristic or nominal values for the material properties and dimensions)。
 - (2) γ_M — 特定的抗力分项系数(is the global partial factor for the particular resistance)。
 - (3) X_k — 材料或产品的特性值 (is the characteristic value of the material or product property) 。
 - (4) η — 考虑体量和比例效应、雾和温度影响、以及任何其他相关参数的变换系数 η ,(is the mean value of the conversion factor taking into account- volume and scale effects, – effects of moisture and temperature, and any other relevant parameters)。
 - (5) a_d — 几何尺寸的设计值 (is the design values of the geometrical data) 。
- 为便于简单解释，对于单一荷载和单一材料，其设计荷载和抗力分别为：

$$\text{设计荷载: } E_d = \gamma_F \times \psi \times F_d \quad (3)$$

$$\text{设计抗力: } R_d = \frac{1}{\gamma_M} \times R_K \quad (4)$$

3.3 工况及分项系数

(1) 设计工况的确定

典型的工况组合如下表，此表也为多数外籍咨询工程师认同。在设计闸门时，水压力荷载往往占据最主要的地位，故工况组合按不同水位来设计。表中的 Normal Case 可理解为正常蓄水位对应的工况，一般为闸门的操作工况。也可采用 Special Case 为操作工况，视情况而定，相应地，参与工况的荷载也作了调整。

表 2 工况设计

LOAD 荷载	Normal Case 正常水位	Special Case 校核水位	Extraordinary Case 灾难性的洪水水位
Hydrostatic (H) 静水水压	Yes	Yes	Yes
Hydrodynamic (H _D) 动水水压	Yes	No	No
Mass of Gate (G) 门重	Yes	Yes	Yes
Sediment (P _S) 泥沙	Yes	Yes	Yes
Seismic Loads (E) 地震	Yes	No	No
Friction 摩擦力	Yes	No	No
Operating Force 操作力	Yes	No	No

表 3: 钢结构在极限状态（无疲劳）下荷载分项系数 γ_F （摘自 DIN19704-2014-表 5）

编号	作用力类型	作用力	参见章节	工况情况				
				持续的 ^a		暂时的 ^a		特殊的 ^{a b c}
				$\gamma_{F, sup}$	$\gamma_{F, inf}$	$\gamma_{F, sup}$	$\gamma_{F, inf}$	γ_{FA}
1	恒定的	永久作用力	5.1	1.35 1,35	1.35 1,35	1.35 1,35	1.35 1,35	
2	变化的	静水作用力	5.2.1	1.35 1,35	1.35 1,35	1.25 1,25	1.25 1,25	1.10 1,10
3		动水作用力	5.2.2					
4		水荷载	5.2.3					
5		支承条件变化	5.2.8					
6		冰载荷	5.2.4	1.50 1,50	1.50 1,50	1.35 1,35	1.35 1,35	
7		交通负荷	5.2.6					
8		惯性力	5.2.7					
9		冰压，冰块撞击	5.2.5					
10		温度的影响	5.2.9					
11		船舶摩擦	5.2.10					
12		运输、装配和修理	5.2.14					
13	特殊的	气室泄漏导致浮力下降	5.3.1					
14		地震力的影响	5.3.3					
15		发生故障时驱动作用力	5.3.2					
γ_{FA} 参见表 7								
a 只有变化作用力同时出现（由业主规定）时才考虑 b 在第 13 至 15 号的特殊影响中，只需要考虑其中一个 c 如有必要，客户指定的进一步操作请参见 5.4								

(2) 材料分项系数和荷载组合系数

对不同水位取用不同的荷载组合系数，通过工况设计和荷载组合系数可以确定闸门结构设计和操作的控制工况。

表 4 分项系数和荷载组合系数

Load 荷载	Normal Case 正常水位	Special Case 校核水位	Extraordinary Case 灾难性洪水位
Combination value: ψ 荷载组合系数	1.0	0.9	0.8
Resistance Partial safety factor : γ_M (for Structural) 材料分项系数 (结构)	1.1	1.1	1.1
Resistance Partial safety factor : γ_M (for Machinery) 材料分项系数 (机械)	1.5	1.5	1.5

3.4 结构及零部件计算

德标和欧标钢结构设计规范是结构设计的主要依据。随着欧盟一体化的进程，欧洲建筑行业结构设计规范的正式发行，其影响力在世界范围内逐步扩大，越来越多的国家借鉴或直接采用欧标规范。该规范从 2002 年开始逐步发布，替代欧盟各成员国原有的结构规范，与之相冲突的各成员国的结构规范在 2010 年 3 月前被废止。相应的 DIN 19704 2014 版的结构计算采用欧标替代之前的德标钢结构。欧标钢结构设计规范 EN1993 由 6 个分册组成，其 EN1993-1 最为重要，该分册又由 12 个子分册组成，其中 1、5、6、7 分册与闸门的设计较为密切。

- EN 1993-1-1 Design of Steel Structures : General rules and rules for buildings.
- EN 1993-1-2 Design of Steel Structures : Structural fire design.
- EN 1993-1-3 Design of Steel Structures : Cold-formed thin gauge members and sheeting.
- EN 1993-1-4 Design of Steel Structures : Stainless steels.
- EN 1993-1-5 Design of Steel Structures : Plated structural elements.
- EN 1993-1-6 Design of Steel Structures : Strength and stability of shell structures.
- EN 1993-1-7 Design of Steel Structures : Strength and stability of planar plated structures transversely loaded.
- EN 1993-1-8 Design of Steel Structures : Design of joints.
- EN 1993-1-9 Design of Steel Structures : Fatigue strength of steel structures.
- EN 1993-1-10 Design of Steel Structures : Selection of steel for fracture toughness and through-thickness properties.
- EN 1993-1-11 Design of Steel Structures : Design of structures with tension components made of steel.
- EN 1993-1-12 Design of Steel Structures : Supplementary rules for high strength steel.

下面按照欧标钢结构举例说明闸门设计中最常用的梁和面板计算过程。梁的结构计算内容包括截面分类、抗弯承载力、抗剪承载力、挠度计算等。对于无侧向约束的通用梁，应根据弯矩图选择屈曲曲线，计算屈曲折减系数 χ_{LT} ，计算侧向扭转屈曲承载力。

1、梁的计算

确定截面分类。按照欧标钢结构规范，截面分为 4 类。这 4 类截面采用不同的截面模量，分别为 W_{pl} （塑性截面模量）、 W_{el} （弹性截面模量）、 W_{eff} （有效截面模量），其中 1、2 类截面可用采用塑性截面模量，3 类截面采用弹性截面模量，4 类截面采用有效截面模量。故设计组合截面时，应先初选板件的尺寸，分别对腹板和受压翼缘进行验算，确保截面类型 1、2 类至少为第 3 类，避免采用第 4 类

截面（薄柔截面，需考虑局部屈曲后部分截面失效退出工作）的各种复杂计算。

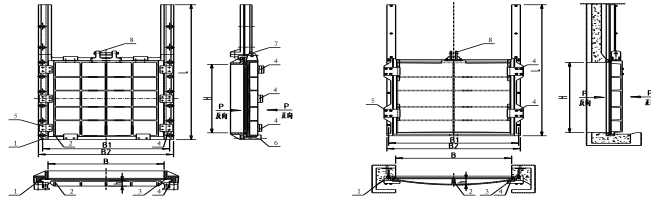


表 5 欧标钢结构截面分类

EN 1993-1-1: 2005 (E)

Table 5.2 (sheet 1 of 3): Maximum width-to-thickness ratios for compression parts

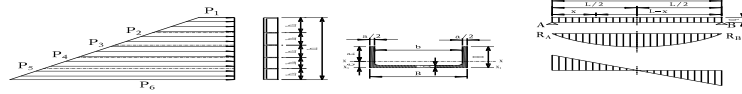
Internal compression parts						
Class	Part subject to bending	Part subject to compression	Part subject to bending and compression			
Stress distribution in parts (compression positive)						
1	$c/t \leq 72\varepsilon$	$c/t \leq 33\varepsilon$	when $\alpha > 0,5$: $c/t \leq \frac{396\varepsilon}{13\alpha - 1}$ when $\alpha \leq 0,5$: $c/t \leq \frac{36\varepsilon}{\alpha}$			
2	$c/t \leq 83\varepsilon$	$c/t \leq 38\varepsilon$	when $\alpha > 0,5$: $c/t \leq \frac{456\varepsilon}{13\alpha - 1}$ when $\alpha \leq 0,5$: $c/t \leq \frac{41,5\varepsilon}{\alpha}$			
Stress distribution in parts (compression positive)						
3	$c/t \leq 124\varepsilon$	$c/t \leq 42\varepsilon$	when $\psi > -1$: $c/t \leq \frac{42\varepsilon}{0,67 + 0,33\psi}$ when $\psi \leq -1^{*)}$: $c/t \leq 62\varepsilon(1 - \psi)\sqrt{(-\psi)}$			
$\varepsilon = \sqrt{235/f_y}$	f_y	235	275	355	420	460
	ε	1,00	0,92	0,81	0,75	0,71

*) $\psi \leq -1$ applies where either the compression stress $\sigma \leq f_y$ or the tensile strain $\varepsilon_T > f_y/E$

（此表共 3 张，此处仅摘录 1 张作为示意）

以下以 1,2 类截面的塑性设计为例介绍承载力的计算公式。

(1) 抗弯承载力



(2) 抗剪承载力

$$\text{抗剪承载力: } V_{pl,Rd} = \frac{A_v \times (f_y / \sqrt{3})}{\gamma_{M0}} \quad (7)$$

$$\text{改写成应力表达式为: } \tau = \gamma_F \times \psi \times \tau_{\max}, \quad \tau_{R,d} = \frac{1}{\gamma_M} \times f_v = \frac{1}{\gamma_M} \times f_y / \sqrt{3}, \quad \tau < \tau_{R,d} \quad (8)$$

(3) 侧向扭转屈曲承载力

$$\text{长细比: } \lambda_{LT} = \frac{1}{\sqrt{C1}} \times U \times V \times \lambda \times \sqrt{\beta_w} \quad (9)$$

根据 λ_{LT} 选择屈曲曲线。

$$\text{屈曲折减系数参数: } \phi_{LT} = 0.5[1 + \alpha_{LT}(\lambda_{LT} - \lambda_{LT,0}) + \beta \times \lambda_{LT}^2] \quad (10)$$

式中 α_{LT} 为缺陷系数, β 为反映两轴弯曲效应的参数, “LT” 代表了侧向扭转屈曲。

$$\text{屈曲折减系数: } \chi_{LT} = \frac{1}{\phi_{LT} + \sqrt{\phi_{LT}^2 - \beta \times \lambda_{LT}^2}} \quad (11)$$

$$\text{侧向扭转屈曲承载力: } M_{b,Rd} = \chi_{LT} \times \frac{W \times f_y}{\gamma_{M0}} \quad (12)$$

2、面板计算

$$\sigma_{eq,Ed} = \sqrt{\sigma_{bx,Ed}^2 + \sigma_{by,Ed}^2 - \sigma_{bx,Ed} \times \sigma_{by,Ed}} \quad \text{"EN 1993-1-7:2007 formula B.4"} \quad (13)$$

$$\sigma_{bx} = K_{\sigma bx2} \times \frac{q \times a^2}{t^2} \quad \text{"EN 1993-1-7 formula B.2"} \quad (14)$$

$$\sigma_{bx,Ed} = \gamma_F \times \psi \times \sigma_{bx}, \quad \sigma_{by,Ed} = \gamma_F \times \psi \times \sigma_{by} + \sigma_{0y} \quad (15)$$

$$\sigma_{R,d} = \alpha \times \frac{1}{\gamma_M} \times f_y \quad (16)$$

面板计算的基础为小挠度薄板理论。值得注意的是, 此处的 α 相对应的是国内闸门设计规范的弹性增强系数取值为 $1.1 \times (1.4 \sim 1.5)$, 但 DN19704, 7.3 章节, 此系数为三轴应力提高系数, 只能提高 20%, 差别较大。在设计高水头闸门时, 尤其明显, 面板厚度的计算结果差别在 20~30% 左右。

(1) 轴类的剪力计算

$$\tau_{\max} = \frac{16 \times V}{3\pi d^2} \left(1 + \frac{3}{2} \mu \right) \quad \text{DIN19704:1998 formula (37)} \quad (17)$$

(2) 定轮接触应力及接触宽度

$$Pd = \sqrt{\frac{1}{2\pi(1-\nu^2)}} \times \sqrt{\frac{Fd \times E}{L \times R}} \quad \text{DIN19704: 2014 formula (34)} \quad (18)$$

$$b = \sqrt{\frac{8}{\pi} \times (1-\nu^2)} \times \sqrt{\frac{Fd \times R}{L \times E}} \quad \text{DIN19704: 2014 formula (35)} \quad (19)$$

(3) 轴孔应力计算

$$\sigma_{\max} = \alpha_k \times \sigma_m \quad (20)$$

$$\alpha_k = 2 \times \left(1 + \frac{2c}{3d} \right) \times \left(1 + \frac{a-c}{3b} \right) \quad \text{DIN19704:1998 formula (26)} \quad (21)$$

(4) 轨道计算

轨道计算按照弹性地基梁执行，混凝土的承压按照欧标 EN 1992 执行，此处不作介绍。轨道中心距边墙的距离，西德规范建议 $15\text{cm}+B$ （轨道底面宽度）/2，日本规范建议为 $20\text{cm}+0.1P$ （定轮轮压，单位：吨），因为没有考虑到混凝土强度及其配筋，这 2 者均存在不太合理的地方。三维有限元计算是目前较为精确的方法之一。

3.5 与国内设计方法的主要区别

(1) 采用可靠度计算方法。

(2) 面板 3 轴应力提高系数为 1.2（弹塑性增强系数）。

(3) 结构部分大部分按照欧标钢结构设计规范进行。

(4) 1,2 类截面可采用塑性设计，采用塑性截面模量。国内的面板设计涉及了塑性设计，采用了相当于塑性发展系数的弹塑性增强系数。

3.6 塑性设计

与国内钢结构规范不同，欧标钢结构塑性设计较为广泛，由于构件在塑性变形后并不削弱其承载能力，可以允许一部分截面出现塑性变形，故塑性设计的承载力应大于弹性设计。超静定梁和框架使用塑性设计可以利用材料的塑性达到节省材料的目的。

塑性截面模量为截面各组成部分对中和轴的面积距，其中和轴为截面面积的平分线。弹性截面模量的中和轴为整个截面关于此轴线的截面面积距为 0，横截面在此轴线弯曲正应力为零。塑性截面模量与弹性截面模量的比值一般称为塑性发展系数，对于矩形截面为 1.5（矩形的塑性截面模量 $W_p=bh^2/4$ ，弹性截面模量 $W_e=bh^2/6$ ）。

钢结构设计规范 GB50017-2003 强条，9.1.3 按塑性设计时，钢材的力学性能应满足强屈比 $f_u/f_y \geq 1.2$ ，伸长率 $\delta_5 \geq 15\%$ ，相对于抗拉强度 f_u 的应变 ϵ_u 不小于 20 倍的屈服点应变 ϵ_y 。2017 版取消了该强条，但规定宜用在不直接承受动力荷载的结构或构件等一系列条件。可见，采用塑性设计的材料和场合还是有一定的要求。

3.7 其他参考资料

以下文献也是闸门设计中经常用的，主要是泥沙、通气孔、下吸力等方面的内容，这些计算规范中未涉及或不够具体。因篇幅有限，此处不做介绍。

表 6 其他参考资料

JIS	TECHNICAL STANDARDS FOR GATES AND PENSTOCKS
PAULO C.F. ERBISTI	DESIGN OF HYDRAULIC GATES ^[3]
Murray & Simmons	Hydraulic Downpull Forces on Large Gates

4. 美标闸门可靠度设计方法

4.1 主要涉及规范和手册

美标陆军工程师兵团编制的闸门设计规范采用可靠度设计方法，按照闸门类型分别编制了规范，涉及的规范和手册主要有以下几个。

表 7 美标闸门设计规范及手册

USACE EM 1110-2-2105	Design of Hydraulic Steel Structures
USACE EM 1110-2-2702	Design of Spillway Tainter Gates
USACE EM 1110-2-2701	Vertical Lift Gate
USACE EM 1110-2-2703	Lock Gates and Operating Equipment
ANSI/AISC 360	Specification for Structural Steel Buildings

4.2 表达式

$$\sum \gamma_i \times Q_{ni} \leq \alpha \times \phi \times R_n \quad (\text{EM1110-2-2105 3-1}) \quad (22)$$

式中：

γ_i — 不同荷载所赋予的荷载分项系数（load factors that account for variability in loads to which they are assigned）；

Q_{ni} — 名义荷载（nominal load effects）；

α — 可靠性系数（reliability factor）；

ϕ — 特定的极限状态下反映不确定性的抗力分项系数（resistance factor that reflects the uncertainty in the resistance for the particular limit state）；

R_n — 名义抗力（nominal resistance）；

4.3 工况及分项系数

现以 EM 1110-2-2701（垂直升降式闸门）规范为例，介绍闸门的工况设计。现按规范中 3-4 章节的内容列表如下：

表 8 闸门设计工况

工 况 荷 载	1	2	3	4	5
静水压力 H_s			1.4	1.2	1.2
门重 D	1.2	1.0	1.2	1.2	1.2
冰重 C	1.6	1.0			
泥沙重 M	1.6	1.0			
风荷载 W	1.3/				
最大的机械力 Q	1.2/	1.2			
下吸力 R	1.0/				
门顶波浪或者超高荷载 H_d		1.0		1.6	
冰或者污物的冲击荷载 I			k		
温度引起的荷载 T			1.2		
地震荷载 E					1.0

对不含冰的污物 $k=1.0$ ，含冰 $k=1.6$ 。各工况应用和定义如下：

工况 1：检修状态设计工况，此状态下闸门处于提起状态，闸门承受最大垂直方向荷载，并组合风荷载的作用。

工况 1：操作过程卡阻工况，此状态下闸门承受最大垂直方向荷载， Q 按最大的机械力。

工况 1：挡水状态下设计工况，此工况下考虑污物和冰对闸门的撞击力以及随季节变化时温度的影响。

工况 1：排漂状态下设计工况，此工况下闸门在启闭机的操作下可潜入水中。同时，也可以用于计算存在飓风情况的海岸防护闸的波浪荷载作用。

工况 1：地震设计工况，此工况下静水压力与地震荷载组合，且不与其他偶然荷载组合（如洪水、飓风）。

值得注意的事，美标闸门设计规范在工况设计中分类较为仔细，对不同的闸门类型，其工况设计差别比较大。例如在 EM 1110-2-2702（弧形闸门）规范中，规定了 5 种工况共 8 种荷载组合，其中闸门关闭工况针对不同 3 个水位区分了 3 种荷载组合，闸门操作工况区分了 2 种荷载组合，单只启闭机操作工况、闸门卡阻工况和闸门全开工况各 1 种荷载组合。

4.4 结构及零部件计算

美标钢结构规范详细列出了各种强度计算，包括抗拉、抗压、抗弯、抗剪、组合受力、抗扭截面以及其他组合式、连接等。按照加劲肋和非加筋肋，根据翼缘和腹板的宽厚比将截面分成 compact 和 non-compact。

1、梁的计算

(1) 弯应力

抗弯截面分 12 类 (F2~F13)，截面分类成 compact (C)、non-compact (NC) 和 slender(S) 三种。根据截面类型和截面分类确定是否进行屈服 (Y)、侧向扭曲稳定 (LTB)、翼缘局部稳定 (FLB)、腹板局部稳定 (WLB)、抗拉翼缘屈服 (TFY)、肢翼局部稳定 (LLB) 和局部稳定 (LB) 计算。其中 F6, F7, F8 截面和 $L_b \leq L_p$ 的 F2, F3, F4, F5 所列截面，需要进行侧向扭转屈曲极限状态计算。

(a) 屈服弯矩: $M_n = M_n = F_y \times Z_x$, Z_x 为塑性截面模量。

(b) 侧向扭转屈曲:

(i) $L_b \leq L_p$ 时, 无需验算;

$$(ii) \quad L_p \leq L_b \leq L_r \text{ 时, } M_n = C_b \left[M_p - (M_p - 0.7F_y S_x) \left(\frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \right) \right] \leq M_p; \quad (23)$$

$$(iii) \quad L_b > L_r \text{ 时, } M_n = F_{cr} S_x \leq M_p; \quad F_{cr} = \frac{C_b \pi^2 E}{\left(\frac{L_b}{r_{ts}} \right)^2} \sqrt{1 + 0.078 \frac{J_c}{S_x h_o} \left(\frac{L_b}{r_{ts}} \right)^2} \quad (24)$$

(2) 剪应力

$$V \leq \Phi_v \times V_n \quad (25)$$

$$V_n = 0.6 \times F_y \times A_w \times C_v \quad (26)$$

(a) 对于轧制工字钢, 且 $h/t_w \leq 2.24\sqrt{E/F_y}$ 时, $C_v = 1.0$, 其他截面查表获得。

(b) 对于其他的双轴或单轴对称型腹板:

(i) $h/t_w \leq 1.1\sqrt{k_v E/F_y}$ 时, $C_v = 1.0$;

$$(ii) \quad 1.1\sqrt{k_v E/F_y} < h/t_w \leq 1.37\sqrt{k_v E/F_y} \text{ 时, } C_v = \frac{1.1\sqrt{k_v E/F_y}}{h/t_w}; \quad (27)$$

$$(iii) \quad h/t_w > 1.37\sqrt{k_v E/F_y} \text{ 时, } C_v = \frac{1.51k_v E}{(h/t_w)^2 F_y}; \quad (28)$$

2、面板计算

$$t = \sqrt{\frac{0.5Wb^2}{F_{lim}[1 + 0.623(b/a)^6]}} \quad (\text{EM1110-2-2105 B-5}) \quad (29)$$

式中: F_{lim} 为控制应力, W 为均布水压强, a, b 为区格长和宽。

其他计算可参照 DIN19704 或国内闸门设计规范进行。

4.5 与国内设计方法的主要区别

- (1) 采用可靠度计算方法
- (2) 面板均采用小挠度薄板理论, 据有关资料分析, 其计算厚度比国内规范厚 30%左右。
- (3) 结构部分按照美标钢结构设计规范进行, 可采用塑性设计(对采用塑性的材料和截面有一定的要求)。

5. 美标和德标闸门可靠度设计的主要区别

现行的美标和德标的闸门设计, 均采用可靠度设计方法, 结构计算部分按对应的钢结构设计规范执行。钢结构设计规范中均采用截面分类的做法, 且塑性设计方面应用均较为广泛。由于所采用的规范完全不同, 故在过程细节上不具备可比性。总体上而言, 两者之间主要的区别如下:

- 1、德标闸门设计规范在零部件设计上较为专业, 规范中涵盖了定轮、轨道、孔、摩擦力计算、疲劳、启闭机设计、制造和安装公差、电气设计等方面的内容, 较为完整。美标闸门设计规范则在工况设计上有所侧重, 对不同类型的闸门, 不同工况及不同的荷载组合均有较为详细的规定和描述。
- 2、在设计闸门时, 水压力荷载往往占据最主要的地位, 美标闸门设计规范在工况及荷载组合中体现了这一点, 而德标闸门设计规范在这方面不够充分。
- 3、美标闸门设计规范其荷载分项系数隐含在设计工况中, 由于每个工况又细分了荷载组合, 故不再需要规定荷载组合系数。而德标闸门设计规范则以列表的方式给出了荷载分项系数和荷载组合系数。
- 4、与欧标不同, 美标钢结构设计规范在抗力设计表达式中增加了可靠性系数 α 。
- 5、版本方面, 德标闸门设计规范更新较为活跃, 其应用范围也较美国规范广泛。

6. 国内闸门可靠度设计建议和结束语

6.1 对国内闸门设计方法的建议

- 1、尽快编制闸门可靠度设计的相关规范和手册, 闸门设计规范的主要内容可偏重于荷载分项系数、荷载工况组合及组合系数、材料分项系数等内容的确定。
- 2、结构部分按 GB50017《钢结构设计规范》进行设计计算, 螺栓连接、焊缝计算、轴类计算等按《机械设计手册》进行设计计算。
- 3、《钢结构设计规范》、《机械设计手册》中有成熟的计算方法, 闸门设计规范尽量指导设计者执行上述规范手册。若无相关的内容, 再提出本行业的计算方法。
- 4、闸门启闭机设计规范的修编应对存在的一些问题展开研究和讨论, 不应回避一些实质性问题(如闸门轨道距离门槽边的距离、泥沙的摩擦力、导流洞封堵闸门的设计水头选择、表孔闸门设计水头的选择等), 为设计者提供详尽的服务。
- 5、建议编制 GB 级别的设计规范, 同时提出中文版和英文版, 便于国际化, 为国际工程服务。

6.2 结束语

闸门可靠度设计由闸门可靠度方法和结构计算这两部分组成。结构计算主要包括钢结构设计、机械及零部件设计等。可靠度方法主要包括荷载工况、荷载分项系数、材料分项系数和工况系数方面的内容。由于闸门类型、功能和布置均比较类似，这部分的内容在全世界范围内应存在一定的共性。据了解，厄瓜多尔 CCS 项目、CANAR 拦河闸、斐济 Nadarivatu 等项目采用了美标闸门设计规范和钢结构进行了设计，喀麦隆 Lom Pangar 水电站、马来西亚 BALEH 电站、台湾的曾文水库采用了德标闸门设计规范和欧标钢结构规范进行了设计，积累了一定的经验。对美标和欧标钢结构不太了解，或者计算太麻烦的情况下，也有采用三维有限元计算来代替的。值得一提的是，当前有很多的结构分析软件可供选择，这些软件有的同时提供了美标、欧标、国标等计算模式，因此，如果解决了可靠度的方法后，结构计算这方面还是有很多选择的。

国内闸门可靠度计算方法的发展一直处于尴尬的位置，长期处于可有可无的状态。在其他很多领域已采用可靠度设计方法的情况下，容许应力的设计方法与其他规范，特别是国标规范不融合，实际上已违反了一些常规。另外，在国外闸门设计规范已经采用可靠度的设计方法后，国内闸门设计方法已成为走向国际化的障碍。宜尽快编制闸门可靠度设计的相关规范和手册，保证 2 种设计规范共存供设计者选择。

参考文献：

- [1]周建方、李典庆. 水工钢闸门结构可靠度分析[M]. 北京：水利水电出版社，2008
- [2]刘毅等译. BUICK DASON GRAHAM W. OWENS. STEEL DESIGNERS' MANUAL [M]. 北京：冶金工业出版社，2014.8
- [3]PAULO C.F. ERBISTI. DESIGN OF HYDRAULIC GATES 2nd Edition [M].. CRC Press, 2014

作者简介：丁正忠，1971，男，安徽天长人，教高，学士，从事闸门启闭机、压力钢管、火电热机专业设计、咨询及监理工作。

关于 LRFD 方法在闸门设计中的应用

郑向晖

(中水北方勘测设计研究有限责任公司, 天津 300222)

摘要: LRFD 方法是未来水利水电工程中各类闸门设计的发展方向, 简单阐述 LRFD 方法与 ASD 方法的区别和表达式的不同; 建立两个方法间的内在联系是推广 LRFD 方法的关键, 可以从荷载组合及抗力系数两个方面进行推进。

关键字: LRFD; ASD; 荷载组合

1. 概述

LRFD (Load and resistance factor design) 方法是由 ASD 允许应力法 (Allowable stress design) 发展而来的一种计算方法, 在其他行业已得到广泛的使用, 也是未来水利水电工程中各类闸门设计的发展方向。由于水利水电工程的特殊性, 设计规范、设计方法需要比较安全的情况下才会推广使用, 如何发展 LRFD 设计方法及有效的推广使用是目前闸门设计者需要考虑和研究的课题。

2. 两种方法的区别

若按照 LRFD 方法设计, 其基本表达式为:

$$R_u \leq \Phi R_n \quad (1)$$

其中, R_u 是根据 LRFD 荷载组合而计算得到的内力设计值; R_n 为承载力标准值; Φ 为抗力系数(或称强度折减系数); ΦR_n 为设计强度。

若按照 ASD 方法设计, 其基本表达式为:

$$R_a \leq R_n/n \quad (2)$$

其中, R_a 是根据 ASD 荷载组合而计算得到的内力设计值; R_n 为承载力标准值; n 为安全系数; R_n/n 为容许强度。在上述式(1)与式(2)左侧是荷载作用效应, 其右侧为抗力项, 其中的承载能力标准值 R_n 应该是唯一的, 不会因为采用 ASD 方法或 LRFD 方法而得出不同的结果。ASD 方法与 LRFD 方法的最大差别在于因采用不同的荷载组合而得出不同的荷载作用效应以及安全系数(ASD 方法)或抗力系数(LRFD 方法)。

建议在开始制定 LRFD 方法时, 应考虑到与 ASD 方法的衔接和对应, 即同一个闸门的承载能力不应由于采用不同的设计方法而有所差异。建立 ASD 方法和 LRFD 方法之间的关系十分必要。根据基本表达式关系, 方法一是直接建立 ASD 方法的安全系数 n 和 LRFD 方法的抗力系数 Φ 之间的关系; 方法二是同时建立表达式两侧荷载和抗力系数的联系; 方法之一简单易懂, 但失去了使用 LRFD 方法的意义; 方法二可以逐步开展进行工作, 分步进行。

3. 荷载组合

闸门在水利水电工程中使用, 根据功能及工况的不同, 承受多个荷载。荷载受多种因素影响, 存在很多种荷载组合。作用于闸门上的基本荷载按性质分为: 闸门自重、静水压力、启闭力、泥沙压力、冰撞击力、摩擦力(水封摩擦力、支铰、轮子、滑块摩擦力)、地震力、波浪压力、风压力等等。以上荷载均属于外部对于闸门的作用荷载。各个荷载的性质不同, 作用的工况不同, 作用于闸门的位置、方向、数量均不同, 对闸门各个构件的影响也不同, 闸门本身各个构件的受力方式不同; 只有对各个荷载的作用效应仔细分析, 并结合构件材质及受力结构分析, 才能贴近闸门最真实的工况进行闸门设计。

无论是使用 LRFD 方法还是 ASD 方法进行闸门设计, 关键在于荷载组合。荷载组合是体现一个受力结构的真实受力情况, 荷载组合的精确性、合理性直接决定了计算的准确程度。

在目前国内闸门设计规范(ASD 方法)或书籍中均列出了闸门的各种荷载及荷载组合表, 设计人员只能根据经验及工程情况自行决定全部计算或者选取最大的工况进行计算, 计算结果都是与允许应力值相比较, 导致这种荷载组合计算出的结果有时过于安全有时存在漏算的风险; 因此 ASD 方法简单的荷载组合欠缺合理性。将 ASD 方法的荷载组合简单的移植到 LRFD 方法中不可行。

使用 LRFD 方法的目的就是更安全、可靠、合理、经济的设计。设计本身就是模拟荷载的过程, R_u (内力设计值) 的准确性由荷载组合直接决定, 所以推广使用 LRFD 方法首先要保证荷载组合的合理、准确、安全。LRFD 方法抗力项基本都是以钢材屈服极限甚至塑性变形极限作为设计取值的方法, 对于不同的工况荷载更应该给予不同的效应系数, 而不是像允许应力方法中荷载统一对待。简单的累加组合虽然比较直观, 但存在一定的欠缺, 应该根据荷载的性质或者荷载对于闸门的重要性应该进行分类, 并区别对待; 比如闸门的荷载中水压力是一个决定性的因素, 也是最大的一个荷载, 这个荷载也根据工况的不同, 可以定性的分为正常、非正常、极端三种。三种荷载性质不同产生的工况和危害均不同, 应根据利害关系赋予三种工况从小到大的荷载系数。越是极端危险的工况越应该赋予比较大的荷载系数。对于其他荷载如泥沙压力、撞击力、地震力、波浪压力、风压力等对于闸门本身设计影响不大或荷载类型比较单一的荷载, 可以赋予一个定值的荷载系数, 有利于 LRFD 方法的推广使用。

4. 应用案例及分析

在某国外工程的设计中, 要求采用 LRFD 方法进行闸门设计, 国内规范由于采用的是 ASD 方法, 无法使用。通过查阅资料后发现目前只有 EM 规范推荐了 LRFD 方法设计闸门, EM 规范对于闸门的结构件推荐采用 LRFD 方法设计, 对于其他机械零件仍推荐采用 ASD 方法设计。

其基本表达式为: $\sum \gamma_i Q_{ni} \leq \alpha \Phi R_n$

γ_i = 荷载系数(相关荷载对应的荷载系数不同)

Q_{ni} = 名义荷载

α = 可靠度系数

Φ = 抗力系数(不同极限状态)

R_n = 名义抗力

以表孔弧形闸门为例, 基本荷载包含: 重力、静水压力、闸门启闭力、冰胀力、侧水封摩擦力、支铰轴摩擦力、地震力、波浪压力、风压力等 9 种, 这些荷载的各种荷载基本组合达到 7 种。基本可

以归纳为闸门的四种工况如下：闸门静水挡水（3 种基本荷载组合）、闸门开启过程（3 种基本荷载组合）、闸门卡阻（1 种基本荷载组合）、闸门全开（1 基本种荷载组合）。结合荷载的发生情况，实际的荷载组合可以达到几十种之多，基本上可以包含闸门的所有可能出现的工况。通过将一个闸门的荷载情况详细划分为多个计算工况，更能真实的体现一个闸门的荷载情况，这样计算出来的数据更能贴近闸门实际的荷载情况。

在工程的执行设计中，我们根据 EM 规范的内容进行了闸门的各个工况的计算，将 9 中基本荷载全部计算出来后，选取了 9 种荷载组合，根据荷载组合的结果进行闸门受力分析，将荷载分解到面板、主梁、次梁、纵梁、支臂、支铰等后分别计算。表达式右侧的可靠度系数 α 推荐值为 0.85 和 0.9，抗力系数 ϕ 根据不同的结构型式有不同的值，具体根据钢结构规范相关内容选取。荷载效应系数 γ_i 的值 EM 推荐：经常出现的最大静水压力和 10 年一遇最大静水压力荷载系数均为 1.4，正常运行水压力的荷载系数为 1.2；启闭力荷载系数为 1.2；闸门自重荷载系数为 1.2；冰和泥沙等自重荷载系数为 1.6；冰胀力荷载系数为 1.6；水封摩擦力系数为 1.4；支铰摩擦力系数为 1.2；地震力荷载系数为 1.0； γ_i 从 1.0~1.6 到不等，体现了各个荷载组合中荷载发挥不同的效应。上述工程闸门最终获得了批复，通过对闸门计算结果分析，希望对 LRFD 方法的推广有借鉴。

通过对闸门计算书和图纸的统计分析，在设计条件相同的情况下进行正向设计，采用 LRFD 方法计算的闸门自重略大于采用 ASD 方法设计的闸门。经分析：采用 ASD 方法设计时，计算应力值都小于允许应力值很多，所以闸门重量影响不大，若 ASD 方法设计时用到允许应力极限值，则重量会有显著差别。初略估计在 30%左右。主要原因是荷载系数的取值造成的，下面分析一下荷载系数取值的合理性。

根据荷载组合计算结果分析，可靠度系数的 α 推荐值为 0.85 和 0.9 相对合理，普通条件为 0.9；重要闸门及水质条件差时推荐为 0.85；抗力系数 ϕ 取 1 ~ 1.2 之间；对于闸门静水压力系数 1.4 和 1.2 的值，影响偏大。以闸门静水工况，水压力增大 1.4 倍，基本等同于各个梁的均布荷载增大 1.4 倍，计算到影响梁受力的弯矩时，弯矩最大弯矩增大 2.56 倍左右（简支为例）。以相同结构的闸门的某根主梁为例，相对于 ASD 方法计算对应屈服极限 1.6 倍左右的安全系数，LRFD 方法对应屈服极限 2.7 倍左右的安全系数（抗力系数取 1.05 计算），可见差异之大。以国内按 ASD 方法设计的大量闸门目前运行安全的事实，得出 EM 规范的 LRFD 方法计算更偏安全或不合理；说明了静水压力荷载系数值选取值偏大的事实，对于具体的荷载效应系数，可以根据工程的重要性、闸门大中小型、闸门工作性质、闸门破坏后的危害等多方面进行综合考虑，最大推荐值不大于 1.2，这样基本与 ASD 方法计算结果一致。启闭力荷载系数 1.2 相对合理；需要说明的是液压启闭机计算时采用的是输出启闭力，根据荷载组合不同时，液压启闭机输出的变化的力。液压启闭机和卷扬机的工作原理不同，液压启闭机是根据荷载的大小输出对应的力，卷扬机是主动输出固定的力。对于闸门自重荷载系数 1.2 取值偏大，表孔弧门围绕支铰中心旋转，受转动平衡控制，闸门重心位置不固定，闸门自重荷载比较明确，受影响的因素少，建议在闸门重心计算准确的前提下荷载系数取值不大于 1.1；对于冰和泥沙自重荷载系数 1.6 取值的研究，关键是冰和泥沙自重荷载的取值比较关键，之后再研究荷载系数的大小；若在自重明确的前提下，建议和闸门自重荷载系数取值类比或相同。对于冰胀力系数取值 1.6 的研究，冰胀力大小计算值得研究，荷载系数取值再研究。水封摩擦力系数为 1.4 的研究，摩擦力本身计算比较明确，双侧水封的摩擦力是相互制约关系，计算结果相对准确，取值 1.4 偏大，由于建议 1.2 以内。支铰摩擦力系数为 1.2 的研究，目前国内轴承技术比较成熟，计算也准确，普通计算取值 1.1 以内比较合理，若计算单

个支铰时偏载系数取 1.2 相对合理；地震力荷载系数为 1.0 的研究，地震力是借鉴大坝地震力计算取值的，取值合理。

5. 结束语

关于 LRFD 方法的使用，基本上是以完成工程批复为主要目的，对于 EM 规范的掌握仅仅处于可以使用的程度，对于其内容的研究还不深入。

水工钢闸门结构承载能力计算方法的思考

刘良 舒刘海 王长江

(中水淮河规划设计研究有限公司 合肥 214100)

63721696@qq.com

摘要: 本文介绍了目前钢闸门承载能力计算理论方法,分析了各种方法的优缺点,并采用不同标准规范对主梁进行应力计算,通过比较和分析,结合国内闸门设计规范应用心得,提出钢闸门采用概率极限状态设计法注意事项和一些合理的建议,以供同行在规范修订或设计方法转换提供参考。

关键词: 水工钢闸门 承载能力 计算方法 分项系数

1. 概述

钢闸门是水工建筑物的重要组成部分,通过控制钢闸门来实现它的功能和效益,以及维护上、下游和建筑物自身安全,因此钢闸门受力计算设计至关重要。钢闸门在设计上需要在结构安全可靠和经济合理之间选择最优的截面尺寸,而我国现行的钢闸门设计规范和即将修订出版的规范仍然采用传统的容许应力法进行钢闸门的设计,而目前我国建筑、铁路以及水工混凝土专业的结构规范均采用概率理论为基础的极限状态设计计算法,这种先进的方法是国内外设计的主流方法。随着我国水利科技的快速发展,国际竞争力和影响力大幅度得到提升,为响应水利改革发展“引进来、走出去”总基调,以容许应力法进行钢闸门设计已经阻碍国际技术交流,结构的设计计算方法调整势在必行。

2. 目前设计计算理论方法

结构设计理论方法很多,归纳起来主要有容许应力法、破坏阶段法、极限状态法、概率极限状态法四种结构设计方法,我们经常用的是容许应力法和概率极限状态设计法。

(1) 容许应力法

容许应力法是将材料视为理想弹性体,用线弹性理论方法,算出结构在标准荷载下的应力,要求任一点的应力,不超过材料的容许应力,容许应力是由材料的屈服强度或极限强度除以安全系数而得。

容许应力法的优点是简洁实用,方法简单。缺点: a.各构件可靠程度不相同,而整个结构取决于可靠度最小的构件; b.采用单一安全系数,很难有效地反应抗力和荷载特殊变异性,难以准确评价结构安全度; c.对具有塑性性质的材料,无法考虑其塑性阶段继续承载的能力,不能充分发挥材料的性能,设计偏于保守。

(2) 概率极限状态法

概率极限状态法是以概率理论为基础,视荷载效应和影响结构抗力的主要因素为随机变量,根据统计分析的方法确定可靠效率来度量结构可靠度的结构设计方法,采用分项系数的应力表达式进行计算。

概率极限状态法优点是能够比较充分考虑各有关因素的客观变异性,使结构设计更加符合预期的可靠度要求,使材料强度得到充分利用且更加安全可靠,便于结构的优化设计。缺点是方法过于复杂,

采用的是近似概率法，各系数的选取需要长期积累的实践经验。

3. 水工钢闸门承载能力计算方法思考

3.1 中美闸门规范计算对比

目前研究水工钢闸门采用概率极限状态法进行设计的文献比较多，如荷载研究、抗力研究、基于试验数据或理论分析的研究等，对水工钢闸门设计方法推进起到了较好的作用。下面通过工程实例采用中美两国钢闸门设计规范对闸门面板和主梁分别进行计算，中美钢闸门规范计算对比见表 1。

表 1 中美钢闸门规范计算对比表

规范 项目	我国钢闸门设计规范	美国钢闸门设计规范
设计方法	容许应力法	荷载和阻力系数法
自重	一般不考虑	考虑
面板计算公式	$t = a \sqrt{\frac{K_y q}{\alpha [\sigma]}}$	$t = a \sqrt{\frac{0.5W}{\alpha \phi R_n [1 + 0.623 \left(\frac{a}{b}\right)^6]}}$
主梁计算公式	$\sigma \leq K [\sigma]$	$\gamma_i Q_{ni} \leq \alpha \phi R_n$
荷载系数	K 取 0.9	自重 1.2, 水压力 1.4, α 取 0.9, ϕ 取 0.9

(1) 面板计算

闸门主要材料采用 Q345B，根据面板区格布置，按照四边固定计算，长边布置在沿主梁轴线方向，面板短边为 600mm，长边为 1190mm，面板计算成果见表 2。

表 2 面板计算成果表

规范 项目	我国钢闸门设计规范	美国钢闸门设计规范
区格中心水压 (N/mm ²)	0.147	0.147×1.4
容许应力或强度设计值 (N/mm ²)	225×0.9=203	345×0.9×0.9=279
面板计算厚度 (mm)	9.29	11.5
面板采用厚度 (mm)	14	

通过表 2 计算可得，美国规范强度设计值是国内规范容许应力的 1.37 倍；按照美国规范计算的面板厚度是国内规范计算的面板厚度 1.24 倍；说明美国规范中面板计算公式偏于保守。

(2) 主梁应力计算

闸门采用 7.0×8.3-19.80m(宽×高-水头)平面定轮钢闸门，工作闸门主支承采用 φ800mm 筒支滚轮支承，主梁计算成果见表 3。

表 3 主梁计算成果表

规范 项目	我国钢闸门设计规范 (不考虑自重)	我国钢闸门设计规范 (考虑自重)	美国钢闸门设计规范
主梁荷载 (kN/m)	183.6	183.6(水压力)+2.5(自重)	183.6×1.4(水压力)+2.5×1.2(自重)
主梁弯矩 (kN.m)	1287	1287(M _x)+16.2(M _y)	1802(M _x)+19.5(M _y)
抵抗距 W(cm ³)	8781	8781(M _x)+ 1406(M _y)	8781(M _x)+ 1406(M _y)
弯应力(N/mm ²)	146.6	146.6+11.5=158.1	205.2+13.9=219.1
容许应力或强度 设计值(N/mm ²)	225*0.9=203	225*0.9=203	345×0.9×0.9=279

以上主梁计算成果表中, 闸门主要材料采用 Q345B, 相应美国规范采用 A572Gr50, 两者屈服强度基本一致, 相当于 Q345C, 为了计算成果具有可比性, 均采用国内 Q345B 钢。

通过表 3 计算可得, 在强度考虑各自系数情况下, 美国规范强度设计值是国内规范容许应力的 1.37 倍; 美国规范在荷载考虑系数情况下, 计算的弯应力值是国内规范计算弯应力值的 1.5 倍。

3.2 水工钢闸门承载能力计算方法注意事项

(1) 荷载的影响分析

设计闸门时, 应将可能出现的各种荷载进行组合, 主要包括自重、静水压力、动水压力、波浪压力、泥沙压力、风压力、启闭力、地震荷载等。

从表 2 计算成果可知, 考虑自重作用, 不考虑两个方向的截面塑性发展系数情况下, 按照容许应力法计算自重应力占水压力应力 7.84%, 按照概率极限状态法计算自重应力占水压力应力 6.77%, 建议在闸门结构可靠度分析时考虑闸门自重的影响。

由于理论研究不完善, 闸门可靠度研究的文献中多数只考虑静水压力作用, 而忽略其它荷载的作用, 这样计算得到的可靠度不能准确地反应闸门受力实际情况, 建议在国外规范成果基础上, 对各种荷载的影响进行研究分析。

(2) 荷载和结构抗力系数确定

在进行结构可靠度的研究中, 各种作用都是随机变量, 其参数是根据大量的实际统计与分析得到的。建筑结构设计标准在中国建筑科学研究院主持下, 相关的科研、设计和高等院校共 30 多个单位参加, 经过 5 年时间才完成。

由于水工钢闸门研究起步晚, 建议在前期研究成果的基础、国外相关规范和现有结构设计规范安全基础上, 通过多种方法, 采用事故类比法、经济优化法和经验校准法综合开展研究工作, 建立基于概率极限状态设计法的标准体系。

标准体系确定的各种荷载和抗力系数要综合考虑, 兼顾理论和工程结构的现实情况, 保证新老规范的衔接, 循序渐进地推动标准向前发展。

(3) 复杂环境和使用年限影响

水工钢闸门所处环境较建筑钢结构更为复杂, 它们长期处于大气、海水、淡水、污染水、干湿交替及水流冲刷等不同环境中, 受到不同水质、光照、温度等环境影响和泥沙、漂浮物的撞击等物理、化学和电化学反应, 不可避免地遭受不同程度的腐蚀、磨损、空蚀等问题。以上问题有的可通过防腐

措施和日常维护来解决,但仍然存在很多不确定因素。

按照《水利水电工程合理使用年限及耐久性设计规范》(SL654-2014)规定 1 级、2 级永久性水工建筑物中闸门的合理使用年限应为 50 年,其它级别应为 30 年。

按照相关规范要求,首次安全鉴定应在竣工验收后 5 年内进行,以后应每隔 10 年进行一次全面安全鉴定,钢闸门安全复核通常采用实测钢板厚度和《水利水电工程金属结构报废标准》(SL226-98)对强度进行折减来计算。

目前对复杂环境和使用年限影响的研究不是很多,随着时间的推移,结构性能受到所处环境的影响很大,建议通过大量试验来分析可靠度随时间变化的规律,确定各影响系数,便于设计者进行闸门结构设计和安全复核计算,用以弥补各种无法预测的情况,保证工程安全可靠度。

(4) 受力体系计算方法影响

水工钢闸门通常是将空间结构计算简化成若干个平面结构来计算,这种计算方法没有考虑结构的整体性,其结果不能准确反映结构的实际工作性能,不能充分合理地使用材料。水工钢闸门属超静定结构体系,闸门失效模式为主梁失效、面板失效和边梁失效等,一般不会出现疲劳和脆性破坏。

水工钢闸门整体可靠度的研究是比较复杂的,现对于闸门构件的研究主要集中与主梁,对面板、边梁、纵梁等其他构件研究偏少,因此在以后进行闸门可靠度分析时,选取的统计参数和安全系数一定要准确,以便获得合理的计算成果。

按照实际空间结构系统对水工钢闸门采用有限元空间结构计算,可以更好的对闸门的边界条件、约束条件和整体体系各构件影响等进行模拟,提高分析结果的准确性。

4 . 结语

长期以来,水工钢闸门一直采用容许应力进行结构设计,设计方法不仅落后国内其它行业,而且与国际上普遍采用的概率极限状态设计方法不相符。为了提高结构设计规范的先进性、合理性和统一性,并同国际的发展趋势相适应,应明确牵头部门,相关单位紧密配合,制定水工钢闸门向概率极限状态设计法转变总体进度计划,在前期研究成果的基础和现有结构设计规范安全基础上,采用事故类比法、经济优化法和经验校准法综合开展研究工作,建立基于概率极限状态设计法的标准体系,对于提高我国水利科技水平和国际竞争力具有十分重要意义。

水工钢闸门概率与非概率可靠性方法

周建方^{1,2} 高冉²

(1 河海大学机电工程学院 213022 常州; 2 河海大学力学与材料学院 211100 南京)

摘要: 本文简要介绍了概率可靠度的基本理论, 重点介绍了概率极限状态分项系数设计表达式的来源和设计表达式中各分项系数的意义与取值, 并与美国和德国相关规范进行比较分析。最后简要介绍了非概率可靠度的基本理论、可靠指标和可靠度, 并通过算例进行了具体说明。

关键词: 概率可靠度; 极限状态; 分项系数; 非概率可靠度

1. 可靠度设计公式来源

1.1 结构可靠度分析中的基本概念

1.1.1 结构可靠度

根据工程结构可靠性设计统一标准(GB 50153-2008), 工程结构在分析与设计时, 力求所设计的结构在其设计使用年限内经济合理的满足下列功能:

- (1) 能承受在施工和使用期间可能出现的各种作用;
- (2) 保持良好的使用性能;
- (3) 具有足够的耐久性能;
- (4) 当发生火灾时, 在规定的时间内可保持足够的承载力;

(5) 当发生爆炸、撞击、人为错误等偶然事件时, 结构能保持必须的整体稳定性, 不出现于起因不相符的破坏后果, 防止出现结构的连续倒塌。

上述要求中, 第(1)、(4)和(5)项指结构的安全性, 第(2)项指结构的适用性, 第(3)项指结构的耐久性。结构的安全性、适用性和耐久性总称为结构的可靠性, 通过可靠度来度量。

结构可靠度是指结构在规定的时间内和规定的条件下完成预定功能的概率。规定的时间是指设计使用年限; 规定的条件是指预先确定的设计、施工和使用条件, 通常指正常设计、正常施工和正常使用; 预定功能是指上述五项功能要求。

1.1.2 极限状态与功能函数

整个结构或结构的一部分超过某一特定状态时, 就不能满足设计规定的某一功能要求, 这种特定的状态称为该功能的极限状态。极限状态一般可分为承载能力极限状态和正常使用极限状态两类: 承载能力极限状态是指结构或构件达到最大承载力或不适于继续承载的变形状态; 正常使用极限状态是指结构或构件达到正常使用或耐久性的某项规定限值的状态。

极限状态是区分结构工作状态可靠或不可靠的标志, 在结构可靠度分析中, 结构的极限状态通过功能函数来描述。设结构在外荷载作用下的作用效应为 S , 构件的抗力为 R , 则结构的功能函数定义为:

$$Z = g(R, S) = R - S \quad (1)$$

显然: 当 $Z > 0$ 时, 结构具有规定的功能, 处于可靠状态; 当 $Z < 0$ 时, 结构丧失规定的功能, 处于失效状态; 当 $Z = 0$ 时, 结构处于临界状态, 即处于极限状态。此时结构的极限状态方程为

$$Z = g(R, S) = 0 \quad (2)$$

一般情况下, 结构的功能函数可表示为

$$Z = g(X_1, X_2, L, X_n) \quad (3)$$

相应地, 极限状态方程为

$$Z = g(X_1, X_2, L, X_n) = 0 \quad (4)$$

其中, $X_i (i=1, 2, \dots, n)$ 为基本变量, 指结构上的各种作用和环境影响、材料和岩土的性能及几何参数等; 在进行可靠度分析时, 基本变量应作为随机变量。

1.1.3 失效概率

结构不能完成预定功能的概率, 称为失效概率, 用 p_f 来表示。设结构的可靠度为 P_r , 失效概率为 P_f , 则有

$$P_r = P(Z > 0) = \int_L \int_{Z>0} f(x_1, x_2, L, x_n) dx_1 dx_2 L dx_n \quad (5)$$

$$P_f = P(Z < 0) = \int_L \int_{Z<0} f(x_1, x_2, L, x_n) dx_1 dx_2 L dx_n \quad (6)$$

其中, $f(x_1, x_2, L, x_n)$ 是随机变量 X_1, X_2, L, X_n 的联合概率密度函数。

由于影响结构可靠度的各因素存在不确定性, 所以, 从概率的观点分析而言, 绝对可靠的结构是不可能存在的, 但只要结构的失效概率小到工程上可以接受的程度, 则认为该结构是可靠的。

1.1.4 可靠指标

在实际工程上, 结构的功能函数往往比较复杂, 影响结构功能的各随机变量的联合概率密度函数又难以得到, 多重积分难以计算, 所以直接计算结构的可靠度或失效概率十分困难。因此, 通常采用简便的近似方法进行计算。为此, 引入度量结构可靠度的数值指标 β , 称为可靠指标, 先求得结构的可靠指标, 再计算得出相应的失效概率。

有两个服从正态分布且相互独立随机变量, 其极限状态方程如下

$$Z = R - S = 0 \quad (7)$$

其中, R 为结构抗力; S 为结构的作用效应。

抗力 R 和作用效应 S 分别服从正态分布 $N(m_R, \sigma_R)$ 、 $N(m_S, \sigma_S)$, 由概率论的知识可知, 随机变量 Z 服从 $N(m_Z, \sigma_Z)$, 计算可得结构的可靠度为

$$P_r = P(Z > 0) = \int_0^\infty \frac{1}{\sqrt{2\pi}\sigma_Z} \exp\left[-\frac{1}{2}\left(\frac{Z-m_Z}{\sigma_Z}\right)^2\right] dz = \Phi\left(\frac{m_Z}{\sigma_Z}\right) \quad (8)$$

$$m_Z = m_R - m_S$$

$$\sigma_Z = \sqrt{\sigma_R^2 + \sigma_S^2}$$

引入可靠指标 β , 令

$$\beta = \frac{m_z}{\sigma_z} = \frac{m_R - m_S}{\sqrt{\sigma_R^2 + \sigma_S^2}} \quad (9)$$

可得

$$P_r = \Phi(\beta) \quad (10)$$

相应地, 结构失效概率与可靠指标的关系为

$$P_f = 1 - P_r = 1 - \Phi(\beta) = \Phi(-\beta) \quad (11)$$

1.2 结构可靠度设计公式的来源

容许应力法设计原则是结构抗力不小于荷载效应, 其安全度用安全系数来表示。例如, 用均值表达的单一平均安全系数 K 可定义为

$$K = \frac{m_R}{m_S} = \frac{\text{抗力平均值}}{\text{荷载效应平均值}} \quad (12)$$

其相应的设计表达式为

$$Km_S \leq m_R \quad (13)$$

概率极限状态设计法中, 通过可靠指标的定义和式 (9) 可得

$$m_R - m_S = \beta \sqrt{\sigma_R^2 + \sigma_S^2} \quad (14)$$

式 (19) 中含有非线性项 $\sqrt{\sigma_R^2 + \sigma_S^2}$, 不能像式 (13) 中直观的表达 m_R 、 m_S 之间的关系。考虑到容许应力法的概率极限状态法的过渡, 试图使极限状态设计表达式与容许应力法设计表达式形式类似。因此, 可以通过 0.75 线性分离法或一般分离法, 首先将非线性项 $\sqrt{\sigma_R^2 + \sigma_S^2}$ 线性化, 再做处理。

1.2.1 0.75 线性分离法

加拿大的 Lind 提出了 0.75 线性分离法, 引入分离函数 φ_1 。设 X_1 、 X_2 为任意两个变量, 令

$$V_1 = \frac{X_1}{X_2}, \varphi_1 = \frac{\sqrt{X_1^2 + X_2^2}}{X_1 + X_2} = \frac{\sqrt{1 + V_1^2}}{1 + V_1} \quad (15)$$

Lind 指出, 当 $\frac{1}{3} \leq V_1 \leq 3$ 时, 取 $\varphi_1 = 0.75$, 相对误差不超过 6%, 因此有

$$\sqrt{X_1^2 + X_2^2} = \varphi_1 (X_1 + X_2) \approx 0.75 (X_1 + X_2) \quad (16)$$

设两个变量情况时, 抗力 R 和荷载效应 S 均为正态分布, 且满足 $\frac{1}{3} \leq \frac{\sigma_R}{\sigma_S} \leq 3$ 时, 通过式 (14) 可

得

$$m_R - m_S = \beta \sqrt{\sigma_R^2 + \sigma_S^2} \approx 0.75 (\sigma_R + \sigma_S) \beta \quad (17)$$

将式 (17) 中的标准差用变异系数表示, 并移项整理可得

$$(1 - 0.75V_R\beta)m_R = (1 + 0.75V_S\beta)m_S \quad (18)$$

令

$$\begin{cases} \gamma_R = 1 - 0.75V_R\beta \\ \gamma_S = 1 + 0.75V_S\beta \end{cases} \quad (19)$$

最终可得, 两个变量时结构的概率极限状态设计表达式为

$$\gamma_S m_S \leq \gamma_R m_R \quad (20)$$

式中, γ_R ——荷载分项系数;

γ_S ——抗力分项系数。

设三个变量情况时, 荷载效应 S 由恒载 G 和活载 Q 的效应线性组成, 即 $S = G + Q$, 且

$$\frac{1}{3} \leq \frac{\sigma_G}{\sigma_Q} \leq 3, \text{ 进行一次分离可得}$$

$$m_R - (m_G + m_Q) \approx 0.75 \left(\sigma_R + \sqrt{\sigma_G^2 + \sigma_Q^2} \right) \beta \quad (21)$$

$$m_S = m_G + m_Q$$

$$\sigma_S = \sqrt{\sigma_G^2 + \sigma_Q^2}$$

进行二次分离可得

$$m_R - (m_G + m_Q) \approx 0.75 \left[\sigma_R + 0.75(\sigma_G + \sigma_Q) \right] \beta \quad (22)$$

将式 (22) 中的标准差用变异系数表示, 并移项整理可得

$$(1 - 0.75V_R\beta)m_R = (1 + 0.5625V_G\beta)m_G + (1 + 0.5625V_Q\beta)m_Q \quad (23)$$

令

$$\begin{cases} \gamma_R = 1 - 0.75V_R\beta \\ \gamma_G = 1 + 0.5625V_G\beta \\ \gamma_Q = 1 + 0.5625V_Q\beta \end{cases} \quad (24)$$

最终可得, 三个变量时结构的概率极限状态设计表达式为

$$\gamma_G m_G + \gamma_Q m_Q \leq \gamma_R m_R \quad (25)$$

式中, γ_G ——恒载分项系数;

γ_Q ——活载分项系数。

1.2.2 一般分离法

一般分离法是通过数学变换定义分离系数 φ_i , 然后进行分离。该方法适用范围广泛, 且容易推广

到多个非正态变量的情况。

设 X_i 、 X_j 为任意两个变量，令

$$\varphi_i = \frac{X_i}{\sqrt{X_i^2 + X_j^2}} = \frac{X_i}{X}, \quad \varphi_j = \frac{X_j}{X} \quad (26)$$

其中， φ_i 、 φ_j 为分离系数，且其值小于 1。因此有

$$\sqrt{X_i^2 + X_j^2} = \frac{X_i^2 + X_j^2}{\sqrt{X_i^2 + X_j^2}} = \varphi_i X_i + \varphi_j X_j \quad (27)$$

对于 n 个变量 $X_i (i=1, 2, \dots, n)$ 的情况，分离系数为

$$\varphi_i = \frac{X_i}{\sqrt{\sum_{i=1}^n X_i^2}} \quad (28)$$

同时有

$$\sqrt{\sum_{i=1}^n X_i^2} = \frac{\sum_{i=1}^n X_i^2}{\sqrt{\sum_{i=1}^n X_i^2}} = \sum_{i=1}^n \varphi_i X_i \quad (29)$$

对于两个变量情况时，抗力 R 和荷载效应 S 均为正态分布，通过式 (7) 和式 (27) 可得

$$m_R - m_S = \beta \sqrt{\sigma_R^2 + \sigma_S^2} = (\varphi_R \sigma_R + \varphi_S \sigma_S) \beta \quad (30)$$

将式 (31) 中的标准差用变异系数表示，并移项整理可得

$$(1 - \varphi_R V_R \beta) m_R = (1 + \varphi_S V_S \beta) m_S \quad (31)$$

令

$$\begin{cases} \gamma_R = 1 - \varphi_R V_R \beta \\ \gamma_S = 1 + \varphi_S V_S \beta \end{cases} \quad (32)$$

相应的设计表达式为式 (20)。

同理，设三个变量情况时，荷载效应 S 由恒载 G 和活载 Q 的效应线性组成，即 $S = G + Q$ ，进行两次分离可得

$$(1 - \varphi_R V_R \beta) m_R = (1 + \varphi_G V_G \beta) m_G + (1 + \varphi_Q V_Q \beta) m_Q \quad (33)$$

令

$$\begin{cases} \gamma_R = 1 - \varphi_R V_R \beta \\ \gamma_G = 1 + \varphi_G V_G \beta \\ \gamma_Q = 1 + \varphi_Q V_Q \beta \end{cases} \quad (34)$$

相应的设计表达式为式 (25)。

结构功能函数为一般情况时, 见式 (3), 设结构变量相互独立, 将 Z 在均值处按泰勒级数展开并取一阶近似式, 可得均值和标准差的近似值为

$$m_Z \approx g(m_{X_1}, m_{X_2}, \dots, m_{X_n}) \quad (35)$$

$$\sigma_Z \approx \sqrt{\sum_{i=1}^n \left[\left(\frac{\partial g}{\partial X_i} \right)_{X=m_X}^2 \sigma_{X_i}^2 \right]} \quad (36)$$

其中, $\left(\frac{\partial g}{\partial X_i} \right)_{X=m_X}^2$ 为各偏导数在 m_{X_i} ($i=1, 2, \dots, n$) 处取值。进而可得

$$\varphi_i = \frac{\left(\frac{\partial g}{\partial X_i} \right)_{X=m_X} \sigma_{X_i}}{\sqrt{\sum_{i=1}^n \left[\left(\frac{\partial g}{\partial X_i} \right)_{X=m_X}^2 \sigma_{X_i}^2 \right]}} \quad (37)$$

将式 (38) 分离并线性化, 可得到

$$\sqrt{\sum_{i=1}^n \left[\left(\frac{\partial g}{\partial X_i} \right)_{X=m_X}^2 \sigma_{X_i}^2 \right]} = \sum_{i=1}^n \varphi_i \sigma_{X_i} \quad (38)$$

根据可靠指标定义可得

$$g(m_{X_1}, m_{X_2}, \dots, m_{X_n}) \approx \sum_{i=1}^n \varphi_i \sigma_{X_i} \beta \quad (39)$$

当 $g(m_{X_1}, m_{X_2}, \dots, m_{X_n})$ 为线性函数时, 将式 (41) 中的标准差用变异系数表示, 并移项整理可得到相应的分析系数设计表达式。

对比式 (13)、式 (20) 和式 (25) 可知, 分项系数是通过分离函数将安全系数加以分离得到的, 使安全系数表达为分项系数的形式, 这样做既与现行的设计方法相配合, 又与过去的设计方法有本质法不同, 摒弃了按经验取值的方法, 给设计赋予了概率的含义。

2. 设计表达式和分项系数的确定

2.1 我国规范 GB 50199-2013 中的设计表达式

2.1.1 设计原则和设计表达式

进行工程结构设计时, 应区分持久设计状况、短暂设计状况、偶然设计状况, 工程结构按极限状态设计法进行设计时, 对上述三种设计状况, 均应进行承载能力极限状态设计。对持久设计状况还应进行正常使用极限状态设计; 对短暂设计状态可根据需要进行正常使用极限状态设计; 对偶然设计状况, 可不进行正常使用极限状态设计。

目前, GB 50199-2013 《水利水电工程结构可靠性设计统一标准》中对结构或结构构件的破坏或

过度变形的承载力极限状态设计表达式中, 考虑作用与作用效应呈线性关系, 采用作用的基本组合时, 有

$$\gamma_0 \psi \left(\sum_{i \geq 1} \gamma_{G_i} S_{G_{ik}} + \gamma_P S_P + \sum_{j \geq 1} \gamma_{Q_j} S_{Q_{jk}} \right) \leq \frac{1}{\gamma_{dn}} R \left(\frac{f_k}{\gamma_m}, a_k \right) \quad (40)$$

其中, γ_0 ——结构的重要性系数;

ψ ——设计状况系数;

γ_{G_i} ——第 i 个永久作用分项系数;

γ_P ——预应力作用分项系数;

γ_{Q_j} ——第 j 个可变作用分项系数;

γ_{dn} ——相应第 n 种作用组合的结构系数;

f_k ——材料性能的标准值;

γ_m ——材料性能分项系数;

a_k ——几何参数的标准值;

$S_{G_{ik}}$ ——第 i 个永久作用标准值效应;

S_P ——预应力作用代表值效应;

$S_{Q_{jk}}$ ——第 j 个可变作用标准值效应;

$R_d(\square)$ ——结构或结构构件的抗力设计值函数。

2.1.2 GB 50068-2018 和 GB 50199-2013 中设计表达式的比较

GB 50068-2018 《建筑结构可靠度设计统一标准》中对结构或结构构件的破坏或过度变形的承载力极限状态设计表达式中, 考虑作用与作用效应呈线性关系, 采用作用的基本组合时, 有

$$\gamma_0 \left(\sum_{i \geq 1} \gamma_{G_i} S_{G_{ik}} + \gamma_P S_P + \gamma_{Q_1} \gamma_{L_1} S_{Q_{1k}} + \sum_{j > 1} \gamma_{Q_j} \varphi_{qj} \gamma_{L_j} S_{Q_{jk}} \right) \leq R \left(\frac{f_k}{\gamma_m}, a_d \right) \quad (41)$$

其中, γ_0 ——结构的重要性系数;

γ_{G_i} ——第 i 个永久作用分项系数;

γ_P ——预应力作用分项系数;

γ_{Q_1} ——第 1 个可变作用分项系数;

γ_{Q_j} ——第 j 个可变作用分项系数；

γ_{L_1} 、 γ_{L_j} ——第 1 个和第 j 个考虑结构设计使用年限的荷载调整系数；

φ_{cj} ——第 j 个可变作用的组合值系数；

f_k ——材料性能的标准值；

γ_m ——材料性能分项系数；

a_d ——几何参数的设计值， $a_d = a_k \pm \Delta_a$ ， a_k 为几何参数的标准值， Δ_a 为几何参数的附加量；

S_{G_k} ——第 i 个永久作用标准值效应；

S_P ——预应力作用代表值效应；

$S_{Q_{1k}}$ ——第 1 个可变作用标准值效应；

$S_{Q_{jk}}$ ——第 j 个可变作用标准值效应；

$R_d(\square)$ ——结构或结构构件的抗力设计值函数。

表 1 GB 50068-2018 和 GB 50199-2013 中分项系数对比

分项系数	作用	GB 50199-2013	GB 50068-2018
结构重要性系数 γ_0	反映结构安全等级	√	√
设计状况系数 ψ	反映结构在不同设计状况下的 目标可靠指标	√	×
作用分项系数 γ_f	反映作用对其标准值的不利变异	√	√
材料性能分项系数 γ_m	反映材料性能对其标准值的不利变异	√	√
结构系数 γ_d	反映 GB 50199-2013 中其他分项系数未能反映的不定性	√	×
组合值系数 φ_c	反映可变作用的组合效应	×	√
荷载调整系数 γ_L	反映结构设计使用年限	×	√

通过表 1 和个分项系数的意义可知：

GB 50068-2018 中有 5 种分项系数：结构重要性系数 γ_0 ，作用分项系数 γ_{G_i} 、 γ_P 、 γ_{Q_i} 、 γ_{Q_j} ，材料性能分项系数 γ_m ，组合值系数 φ_{cj} 以及荷载调整系数 γ_{L_1} 、 γ_{L_j} 。GB 50199-2013 中有 5 种分项系数：

结构重要性系数 γ_0 ，设计状况系数 ψ ，作用分项系数 γ_{G_i} 、 γ_P 、 γ_Q ，材料性能分项系数 γ_m 和结构系数 γ_d 。

两个规范中均有结构重要性系数、材料性能分项系数和作用分项系数，其中结构重要性系数和材料性能分项系数取值方法相同，作用分项系数取值不同。GB 50068-2018 中作用分项系数分为永久、预应力和可变作用分项系数三类，不同的作用属于同一类型，则取相同的作用分项系数，若具体到某一个作用，则还需要通过荷载调整系数来反映。而 GB50199-2013 中明确规定了不同作用的分项系数取值方法，并且《水工建筑物荷载设计规范》（DL 5077-1997）对各作用的分项系数取值作出了明确规定，因此 GB50199-2013 中仅通过作用分项系数就能够反映作用对其标准值的不利变异。

GB 50068-2018 中计算模式的不定性和作用效应计算以及其它各种不定性由作用分项系数、组合值系数和荷载调整系数来反映，而 GB 50199-2013 通过结构系数和设计状况系数来反映。

2.2 各分项系数的确定

结构极限状态设计表达式中所包含的分项系数，宜根据有关基本变量的概率分布类型和统计参数及规定的可靠指标，结合工程经验进行计算分析，最终优化确定。对于相关规范中作出明确规定的分项系数，须遵循规范取值。

2.2.1 结构重要性系数 γ_0

结构重要性系数主要用来反映结构安全等级。GB 50199-2013 中对其取值已作出明确的规定，具体取值见表 2。

表 2 结构重要性系数 γ_0 取值表

水工建筑物的 结构安全级别	水工建筑物级别	结构重要性系数
I	1	1.1
II	2、3	1.0
III	4、5	0.9

2.2.2 设计状况系数 ψ

设计状况系数用来反映结构在不同设计状况下不同的目标可靠指标。GB 50199-2013 将设计状况分为持久状况、短暂状况和偶然状况三种情况，但并未对三种设计状况的具体取值作出说明。建议参考《水工混凝土结构设计规范》（DL/T 5057-2009）中的取值（见表 3）。

表 3 设计状况系数 ψ 取值表

设计状况	持久状况	短暂状况	偶然状况
ψ	1.00	0.95	0.85

2.2.3 作用分项系数 γ_f

作用分项系数主要用来考虑作用对其标准值的不利变异，按下式计算：

$$\gamma_f = \frac{F_d}{F_k} \quad (42)$$

式中， F_k 为作用的标准值； F_d 为作用的设计值。

由于 SL 744-2016《水工建筑物荷载设计规范》中考虑与现有水利水电勘测设计标准的协调性,水工建筑物结构设计原则上采用单一安全系数法,因此,并未对作用分项系数的取值作出说明。而 DL 5077-1997《水工建筑物荷载设计规范》中采用概率极限状态的设计表达式,并且对作用分项系数作出了明确规定,具体取值如表 4 所示。

表 4 作用分项系数 γ_f 取值表

荷载种类	分项系数	荷载种类	分项系数
自重	1.05、0.95[a]	静水压力	1.0
动水压力	1.05、1.1、1.3[b]	波浪压力	1.2
地震动水压力	1.0	水锤压力	1.1
泥沙压力	1.2	风压力	1.3

注: [a] 当自重对闸门不利时采用 1.05, 有利时采用 0.95; [b] 渐变流时均压力的作用分项系数采用 1.05, 反弧段水流离心力和水流冲击力的作用分项系数采用 1.1, 脉动压力的作用分项系数采用 1.3。

2.2.4 材料性能分项系数 γ_m

材料性能分项系数用来考虑材料性能对其标准值的不利变异, 可按下式进行计算:

$$\gamma_m = \frac{f_k}{f_d} \quad (43)$$

式中, f_k 为材料性能的标准值, f_d 为材料性能的设计值。

GB 50199-2013 中 8.4.4 说明了材料性能分项系数的计算方法, 并且在条文说明中指出: 计算材料性能分项系数值时, 若在设计验算点附近选用有困难时, 可参考以往经验选定其概率分布的某一分位值。例如, 钢筋强度的设计值可采用 $\mu_m - 2\sigma_m$ 。本文认为材料性能服从正态分布, 分别计算 Q235、Q345 所对应的材料性能分项系数, 并且将材料强度设计值取为 $f_d = \mu_m - 2\sigma_m$, 对应的概率分位值为 97.73%, 最终计算可得 Q235、Q345 所对应的材料性能分项系数和强度设计值, 见表 5。

表 5 材料性能分项系数 γ_m 和强度设计值 f_d 的取值

钢材种类	Q235	Q345
材料性能分项系数	1.044	1.030
材料性能设计值	225	335

2.2.5 结构系数 γ_d

结构系数主要用来反映上述分项系数未能反映的不定性。

结构系数确定的基本原则是, 各构件在不同材料、不同荷载组合及不同荷载效应下, 采用最小二乘法优化得到最佳逼近目标可靠指标的结构系数, 然后对各构件在每种作用效应下的结构系数进行算术平均, 最终可得各构件的结构系数。

同时，为保证按概率极限状态设计法设计的结构或构件的用钢量与原规范相比相当，对优化所得的结构系数进行适当的合并与调整。

通过计算、优化调整和用钢量比较，本文建议将结构系数取定为 $\gamma_d = 1.45$ 。

3. 与国际相关规范中设计表达式的对比

3.1 与美国规范对比

3.1.1 美国规范中的设计表达式

美国陆军工程师兵团（USACE）编制的水工钢闸门设计规范中采用 LRFD 方法。USACE EM1110-2-2105 《Design of Hydraulic Steel Structures》中规定结构的基本设计表达式为

$$\sum \gamma_i Q_{ni} \leq \alpha \phi R_n \quad (44)$$

其中，
 γ_i ——荷载分项系数（load factors that account for variability in loads to which they are assigned）；
 Q_{ni} ——荷载名义值（nominal load effects）；
 α ——可靠性系数（reliability factor）；

ϕ ——阻力系数（resistance factor that reflects the uncertainty in the resistance for the particular limit state and, in a relative sense, the consequence of attaining the limit state）；
 R_n ——抗力名义值（nominal resistance）。

3.1.2 分项系数的取值与比较

根据 EM1110-2-2105 中 3.4 条的规定，阻力系数 ϕ 按 AISC360-10 中的规定取值，例如，对于受拉构件，净截面的强度计算时，取 $\phi = 0.75$ （见 D2.）；对于受压和弯曲构件的设计，取 $\phi = 0.9$ （见 E1. 和 F1.）。

可靠性系数 α 的取值见表 6。

表 6 可靠性系数 α 的取值

可靠性系数 α	取值说明
0.85	a. 位于水下，检查与维修困难，以及拆除结构会引起工程中断的水工钢结构，如水下的弧形闸门和直升闸门； b. 在碱化水或海水中的水工钢结构。
0.9	上述两种情况外的其他情况。

在 USACE EM 系列规范中水工钢闸门荷载种类和工况组合以及荷载分项系数的取值，是根据闸门类型和实际运行中的情况具体制定的，不同的闸门对应不同的荷载组合工况和荷载分项系数。为方便与 GB 50199-2013 中荷载分项系数对比，在此仅列出 USACE EM 中荷载的种类和荷载分项系数的可能取值，具体内容参见 USACE EM 系列。

表 7 USACE EM 系列中荷载种类和荷载分项系数的取值

荷载种类	分项系数取值
自重 (dead load)	1.0、1.2
静水压力 (hydrostatic load)	1.2、1.4
动水压力 (hydrodynamic load)	1.0、1.6
冰荷载 (ice load)	1.0、1.6
泥沙荷载 (mud load)	1.0、1.6
驳船冲击荷载 (barge impact load)	1.0、1.6
泥沙荷载 (mud load)	1.0、1.6
工作荷载 (maximum operating equipment load)	1.2
风荷载 (wind load)	1.3
地震荷载 (earthquake load)	1.0

对比式 (40) 和式 (44) 以及表 7 可知:

GB 50199-2013 的设计表达式中有 5 种分项系数, EM 1110-2-2105 的设计表达式中有 3 种分项系数: 荷载分项系数 γ_i , 可靠性系数 α 和阻力系数 ϕ 。

两个规范中均有作用 (荷载) 分项系数, 但两者取值不同。GB50199-2013 中作用分项系数仅反映了作用对其标准值的不利变异, 其他各种不确定性通过结构重要性系数、设计状况系数、材料性能分项系数和结构系数反映。而 EM 1110-2-2105 中荷载作用分项系数则反映了作用对其名义值的不利变异、工况组合以及作用效应模型的不确定性, 其他的不确定性则通过可靠性系数 α 和阻力系数 ϕ 综合反映。

3.2 与德国规范对比

3.2.1 德国规范中的设计表达式

德标编制的水工钢闸门设计规范融合了欧洲钢结构设计标准, 以 DIN 19704 系列为主, 采用概率极限状态设计法。ENV 1993 《Eurocode 3: Design of steel structures》中对结构或结构构件的破坏或过度变形的承载能力极限状态设计表达式中, 考虑作用与作用效应呈线性关系, 采用作用的基本组合时, 有

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_P P + \gamma_{Q,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i} \leq \frac{1}{\gamma_{M,1}} \times R_K \left\{ \eta_1 X_{k,1}; \eta_i X_{k,i(i>1)} \frac{\gamma_{M,1}}{\gamma_{M,i}}; a_d \right\} \quad (45)$$

其中, $\gamma_{G,i}$ ——第 i 个永久作用荷载分项系数;

γ_P ——预应力作用分项系数;

γ_{Q_1} ——主要可变作用分项系数;

γ_{Q_j} ——其他可变作用分项系数;

$\psi_{0,i}$ ——其他可变作用的组合系数;

$\gamma_{M,1}$ ——特定的抗力分项系数;

- η_i ——变换系数；
 $X_{k,i}$ ——第 i 个材料的特性值；
 $G_{k,j}$ ——永久作用的标准值效应；
 P ——预应力作用的代表值效应；
 $Q_{k,1}$ ——主要可变作用的标准值效应；
 $Q_{k,i}$ ——其他可变作用的标准值效应；

3.2.2 分项系数的取值与比较

根据 DIN19704-1-2014 《Hydraulic Steel Structures Part 1: Criteria for Design and calculation》中的规定，荷载分项系数 γ_F 的取值见表 8。

表 8 荷载分项系数 γ_F 的取值

作用力 类型	作用 名称	设计工况				
		持久		短暂		偶然
		$\gamma_{F,\text{sup}}$	$\gamma_{F,\text{inf}}$	$\gamma_{F,\text{sup}}$	$\gamma_{F,\text{inf}}$	$\gamma_{F,A}$
恒定的	永久作用力	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35
可变的	静水压力	1.35	1.35	1.25	1.25	1.10
	动水压力					
	水荷载					
	支承条件变化					
	冰载荷	1.50	1.50	1.35	1.35	
	交通负荷					
	惯性力					
	冰压，冰块撞击					
	温度的影响					
	船舶摩擦					
	运输、装配和修理					
气室泄漏导致浮力下降						
地震力的影响						
发生故障时驱动作用力		参见表 7				

对比式 (40) 和式 (45) 可知：

GB 50199-2013 的设计表达式中有 5 种分项系数，ENV 1993 的设计表达式中有 3 种分项系数：荷载分项系数 γ_F ，抗力分项系数 γ_M 和可变作用组合系数。

不同于 GB 50199-2013 的是，ENV 1993 中通过荷载组合系数反映不同的设计状况，而且荷载分项系数和抗力分项系数明确规定为

$$\gamma_F = \gamma_{S_d} \times \gamma_f \quad (46)$$

$$\gamma_M = \gamma_{R_d} \times \gamma_m \quad (47)$$

其中, γ_{S_d} ——考虑作用效应建模及某些情况下作用建模的不确定性分项系数;

γ_{R_d} ——抗力模型中包含不确定性的分项系数同时考虑几何偏差。

3.3 分项系数与安全系数的关系

为便于理解,以两变量的情况为例,极限状态方程见式(3)。对于单一荷载和单一材料,GB 50199-2013、EM 1110-2-2105 以及 ENV 1993 中设计表达式可简化为

$$\begin{cases} \gamma_0 \psi \gamma_f S_k \leq \frac{1}{\gamma_d} R_d \Rightarrow \gamma_d \gamma_0 \psi \gamma_f S_k \leq R_d \\ \gamma_i Q_{ni} \leq \alpha \phi R_n \Rightarrow \frac{\gamma_i}{\alpha \phi} Q_{ni} \leq R_n \\ \gamma_G \psi G_k \leq \frac{1}{\gamma_{M_1}} R_d \Rightarrow \gamma_G \gamma_{M_1} \psi G_k \leq R_n \end{cases} \quad (48)$$

以静水压力为例,GB 50199-2013 中分别考虑 I 级和 II 级结构的持久和短暂设计状况;EM 1110-2-2105 中考虑静水压力下的受弯构件;ENV 1993 中考虑正常水位和校核水位设计状况。三种规范中分项系数的取值和计算结果与安全系数比较见表 9。

表 9 分项系数与安全系数的比较

	γ_f	γ_d	γ_0	ψ	$\gamma_d\gamma_0\psi\gamma_f$	安全系数 K
GB 50199-2013	1.0	1.45	1.1	1.0	1.5950	1.48
					1.5150	
			1.0	0.95	1.450	
					1.3775	
EM 1110-2-2105	γ_i	α	ϕ		$\frac{\gamma_i}{\alpha\phi}$	安全系数 Ω
	1.2	0.9	0.9		1.4815	1.60
					1.5686	1.67
	1.4	0.85			1.7284	2.00
					1.5686	
ENV 1993	γ_G	γ_{M_1}	ψ		$\gamma_G\gamma_{M_1}\psi$	
	1.35	1.1	1.0		1.4850	1.48
			0.9		1.3365	

4. 非概率可靠性

4.1 非概率可靠性简介

以概率论和数理统计为基础的极限状态设计法,采用概率模型,将结构变量作为随机变量处理,在已知变量的概率密度函数时,概率模型非常有效,能够给出较好的结果。但是,靠性分析法需要大量的数据,用以描述参数的概率分布,而实际工程中各参数的信息往往是缺乏的,不能详细描述出参数的概率分布。非概率可靠度模型正是针对概率可靠度方法的局限性而提出的,在数据信息较少的情况下,非概率可靠度用区间或凸集模型来描述与结构相关的有界但不确定变量将结构变量处理为区间

变量或椭圆变量，在已知结构变量取值范围的情况下，就能够有效的衡量结构的可靠程度，为结构的可靠性计算提供了一种较好的选择。

凸集合模型由 Y. Ben-Haim 和 I. Elishakoff 在 20 世纪 90 年代首先提出，采用凸集合来描述力学分析中遇到的未知而有界参数，凸集的形状反映事件的已知程度，大小则反映事件的不确定程度。随后 Y. Ben-Haim 于 1994 年，首次提出对凸集不确定性进行稳健性度量的非概率可靠度定义，并以系统能够承受的最大不确定程度作为衡量。之后 I. Elishakoff、Y. Ben-Haim 以及我国学者郭书祥和吕震宙、乔心洲、邱志平等针对非概率可靠度的概念、理论、计算方法以及工程应用进行了一系列的研究并取得了一定的研究成果。

4.2 非概率可靠指标

设结构的功能函数为：

$$M = g(\mathbf{x}) = g(x_1, \dots, x_n) \quad (49)$$

其中， $\mathbf{x} = (x_1, \dots, x_n)$ 为与结构相关的有界但不确定性变量。根据区间运算法则：当 $g(\square)$ 为

$x_i (i=1, 2, \dots, n)$ 的连续函数时，则 M 也为区间变量， $M = [\underline{M}, \bar{M}]$ 。记区间变量 M 的均值和离差分别

为 M^c 和 M^r ，有

$$M^c = \frac{\bar{M} + \underline{M}}{2}, \quad M^r = \frac{\bar{M} - \underline{M}}{2}$$

其中， $\bar{M}$ 、 $\underline{M}$ 分别为区间变量 M 的上、下限值。

基于 Ben-Haim 提出的非概率可靠性概念，郭书祥提出用区间变量的均值与离差之比来反映结构的可靠程度，将非概率可靠指标定义为

$$\eta = \frac{M^c}{M^r} \quad (50)$$

按照一般的结构可靠性理论，超曲面 $g(\mathbf{x})=0$ 称为失效面，它将结构的基本变量空间分为失效域和安全域两部分。其中， $g(\mathbf{x})<0$ 时，结构失效； $g(\mathbf{x})>0$ 时，结构安全。根据式 (52) 可知，当 $\eta>1$ 时，对 $\forall x_i \in X_i^I (i=1, 2, \dots, n)$ ，均有 $g(\mathbf{x})>0$ ，结构可靠；当 $\eta<-1$ 时，对 $\forall x_i \in X_i^I (i=1, 2, \dots, n)$ ，均有 $g(\mathbf{x})<0$ ，结构失效；而当 $-1 \leq \eta \leq 1$ 时，对 $x_i \in X_i^I (i=1, 2, \dots, n)$ ， $g(\mathbf{x})<0$ 和 $g(\mathbf{x})>0$ 均有可能发生，从严格意义上讲，此时不能认为结构是可靠的。由式 (51) 知， η 的值越大，结构的安全程度越高。因而，可用 η 作为结构安全可靠程度的度量。

4.2.1 两个变量的功能函数

结构功能函数只含有两个区间变量时，结构功能函数的极限状态方程

$$M = R - S = 0 \quad (51)$$

式中， $R \in R^I = [\underline{R}, \bar{R}]$ 、 $S \in S^I = [\underline{S}, \bar{S}]$ 分别表示结构的抗力和应力的区间变量。对 R 和 S 作标准变换，

令

$$r = R^c + R^r \delta_R, \quad s = S^c + S^r \delta_S \quad (52)$$

式中, R^c 、 R^r 和 S^c 、 S^r 分别为结构抗力区间和应力区间的均值、离差, $\delta_R \in [-1,1]$ 、 $\delta_S \in [-1,1]$ 为标准化区间变量。代入式 (52) 整理可得:

$$M = R^r \delta_R - S^r \delta_S + (R^c - S^c) = 0 \quad (53)$$

显然, 有

$$M^c = R^c - S^c, \quad M^r = R^r + S^r$$

从而, 区间可靠性指标可定义为

$$\eta = \begin{cases} \frac{R^c - S^c}{R^r + S^r}, & R^c > S^c \\ 0 & , \text{ other} \end{cases} \quad (54)$$

由于 $\eta < 0$ 时无实际意义, 在此将 η 的最小值定义为 0。

4.2.2 多变量的功能函数

结构功能函数为多变量时, 结构功能函数的极限状态方程为

$$M = \sum_{i=1}^m a_i R_i - \sum_{j=1}^n b_j S_j = 0 \quad (55)$$

式中, $R_i \in R_i^I$, $S_j \in S_j^I$ 为不相关区间变量, a_i 、 b_j 为常数。作如下标准变换

$$\begin{cases} r_i = R_i^c + R_i^r \delta_{R_i} & (i=1, 2, \dots, m) \\ s_j = S_j^c + S_j^r \delta_{S_j} & (j=1, 2, \dots, n) \end{cases} \quad (56)$$

代入功能方程 (52) 可得

$$M = \sum_{i=1}^m a_i R_i^r \delta_{R_i} - \sum_{j=1}^n b_j S_j^r \delta_{S_j} + \left(\sum_{i=1}^m a_i R_i^c - \sum_{j=1}^n b_j S_j^c \right) = 0 \quad (57)$$

此时, M 的均值和离差分别为:

$$M^c = \sum_{i=1}^m a_i R_i^c - \sum_{j=1}^n b_j S_j^c, \quad M^r = \sum_{i=1}^m |a_i| R_i^r + \sum_{j=1}^n |b_j| S_j^r$$

从而, 多变量功能函数的区间可靠指标可定义为

$$\eta = \begin{cases} \frac{\sum_{i=1}^m a_i R_i^c - \sum_{j=1}^n b_j S_j^c}{\sum_{i=1}^m |a_i| R_i^r + \sum_{j=1}^n |b_j| S_j^r}, & \sum_{i=1}^m a_i R_i^c - \sum_{j=1}^n b_j S_j^c > 0 \\ 0 & , \text{ other} \end{cases} \quad (58)$$

4.3 非概率可靠度

针对非概率可靠度的研究, 乔心洲提出了基于面积之比法的非概率可靠度, 用结构安全域的面积与基本变量域的总面积之比作为结构非概率可靠性的度量。

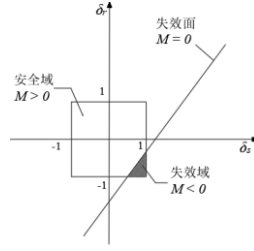


图 1 标准变量空间

两个变量的结构功能函数，在标准变量扩展空间中，失效面将标准空间分为安全域和失效域两部分（见图 1）。分别将失效域的面积与标准变量空间总面积之比定义为非概率失效度，将安全域的面积与标准变量空间总面积之比定义为非概率可靠度：

$$F = \frac{S_{\text{失效域}}}{S_{\text{总}}} , \quad R = \frac{S_{\text{安全域}}}{S_{\text{总}}} \quad (59)$$

当功能函数为多维变量时，在标准变量组成的多维扩展空间中，分别将失效域的体积与超长方体的总体积之比定义为非概率失效度，将安全域的体积与超长方体的总体积之比定义为非概率可靠度：

$$F = \frac{V_{\text{失效域}}}{V_{\text{总}}} , \quad R = \frac{V_{\text{安全域}}}{V_{\text{总}}} \quad (60)$$

4.4 算例

如图 2 所示的悬臂梁，在距固定端为 $b_1 = 2.0\text{m}$ 、 $b_2 = 5.0\text{m}$ 处分别作用梁集中载荷 p_1 和 p_2 。假定当 $|m_{\text{max}}| \geq m_{\text{cr}}$ 时发生失效。这里， m_{cr} 为临界极限弯矩， m_{max} 为梁中弯矩的最大值。设基本区间变量分别为： $p_1 \in [4.4, 5.6]\text{kN}$ ， $p_2 \in [1.7, 2.3]\text{kN}$ ， $m_{\text{cr}} \in [32, 40]\text{kN}\cdot\text{m}$ 。

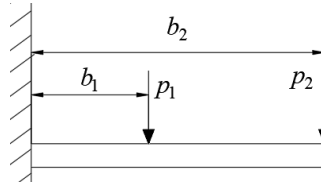


图 2 悬臂梁

根据题意，可建立如下结构功能函数

$$M = m_{\text{cr}} - b_1 p_1 - b_2 p_2 = 0$$

作标准变换

$$p_1 = p_1^c + p_1^r \delta_{p_1} = 5 + 0.6 \delta_{p_1}$$

$$p_2 = p_2^c + p_2^r \delta_{p_2} = 2 + 0.3 \delta_{p_2}$$

$$m_{\text{cr}} = m_{\text{cr}}^c + m_{\text{cr}}^r \delta_{m_{\text{cr}}} = 36 + 4 \delta_{m_{\text{cr}}}$$

根据式 (58)，计算可得

$$\eta = \frac{m_{cr}^c - b_1 p_1^c - b_2 p_2^c}{m_{cr}^c + b_1 p_1^c + b_2 p_2^c} = \frac{36 - 2 \times 5 - 5 \times 2}{4 + 2 \times 0.6 + 5 \times 0.3} = 2.3881 > 1$$

悬臂梁在集中载荷 p_1 和 p_2 作用下可靠。

目前，非概率可靠度的研究内容涉及可靠性模型、度量指标、结构优化设计以及工程应用等方面，并取得了一定的研究成果，为结构可靠度计算提供了一种较好的选择，同时促进了可靠度的进一步发展。

参考文献

- [1] GB 50199-2013 水利水电工程结构可靠性设计统一标准[S]. 北京：中国计划出版社，2013.
- [2] GB 50068-2018 建筑结构可靠度设计统一标准[S]. 北京：中国建筑工业出版社，2018.
- [3] DL 5077-1997 水工建筑物荷载设计规范[S]. 北京：中国电力出版社，1998.
- [4] SL744-2016 水工建筑物荷载设计规范[S]. 北京：中国水利水电出版社，2017.
- [5] SL 74-2013 水利水电工程钢闸门设计规范[S]. 北京：水利水电出版社，2013.
- [6] USACE. Design of Hydraulic Steel Structures[R]. CECW-ED Engineer manual 1110-2-2105, U.S. Army Corps of Engineers (USACE), Washington, D.C. 1993.
- [7] EN 1993Eurocode 3 - Design of Steel Structures, 1993.
- [8] DIN 19704-1-2014Hydraulic Steel Structures Part 1: Criteria for Design and calculation, 2014.
- [9] 吴世伟. 结构可靠度分析[M]. 北京：人民交通出版社，1990.
- [10] 周建方，李典庆. 水工钢闸门结构可靠度分析[M]. 北京：中国水利水电出版社，2008.
- [11] Y. Ben-Haim. Convex Models of Uncertainty in Applied Mechanics[M]. Amsterdam: Elsevier Science, 1990.
- [12] Y. Ben-Haim. A non-probabilistic measure of reliability of linear systems based on expansion of convex models [J]. Structural Safety, 1995, 17(2):91-109.
- [13] 郭书祥，吕震宙，冯元生. 基于区间分析的结构非概率可靠性模型[J]. 计算力学学报，2001，18(1):56-60.
- [14] 乔心洲，仇原鹰，孔宪光. 一种基于椭球凸集的结构非概率可靠性模型[J]. 工程力学，2009，26(11):203-208.

基于有限元的铸铁闸门计算与传统理论计算的分析和比较

谭超, 吴舒海, 王 煦

(江苏省水利勘测设计研究院有限公司 江苏 扬州 225127)

摘要: 本文结合工程实际, 利用 ANSYS 软件建立其三维有限元模型, 并对各工况进行计算分析, 同时, 采用传统的薄板强度理论分别计算各工况下该铸铁闸门的受力及变形情况。分别将相同工况下两种方式的计算结果进行对比分析后, 发现存在较大差异, 传统经验公式的计算结果相对保守, 最大应力与变形的结果较有限元分析结果误差高达 30%~50%, 且反向水头作用下, 最大应力和变形不在同一位置。综合对比两种计算方法下, 不同工况及不同构件计算结果的差异, 分析相关规范要求的强度与刚度允许值的不足之处, 为其布置型式和门体的截面尺寸的优化提供了理论依据, 从而降低制造成本, 避免造成资金浪费, 扩大使用范围。

关键词: 铸铁闸门 ANSYS 计算 应力 变形

Finite Element Analysis Compared with Traditional Theoretical Calculation of Cast Iron Gates

TAN Chao, WU Shu-hai, WANG Xu

(Jiangsu Surveying and Design Institute of Water Resources Co., Ltd. Jiangsu Yangzhou 225127 China)

Abstract: On the basis of one actual project, 3D model of the cast iron gate is built and analyzed by using 3D ANSYS software. Meanwhile, traditional theoretical Calculation is used to analyze the same gate. Comparing results of these two methods, differences between them are found. Results of traditional theoretical Calculation have been proved to be too conservative, and the percentage error is up to 30%~50%. With opposite water head, the maximum stress and deformation of tow results appears in different places of the gate. Base on the comparison of these two different methods of calculations, new theoretical foundation will be summarized to confirm the dimensions of the cast iron gate. In this way, costs of cast iron gates will be reduced in order to promote the use of cast iron gates.

Key words: cast iron gate; ANSYS analysis; stress; deformation

铸铁闸门因其具有良好的耐腐蚀, 止水密封好, 安装简单, 使用寿命较长, 日常维护简单等特点, 已经得到广泛的使用。最初使用于给排水工程^[1], 逐步推广至市政工程、农田水利工程。在铸铁闸门门体和门框上安装楔型压块便能实现双向止水, 对于具有双向挡水要求的涵闸工程采用铸铁闸门更能发挥其双向止水的优点。但多年来人们对其认识不足, 没有统一的设计规范, 仅城乡建设部门制定了《供水排水用铸铁闸门》(CJ/T3006-1992) 规范(以下简称《规范一》)^[2], 该规范主要针对给排水工程而制定, 适用的范围比较窄, 特别是对中小型水利工程, 该规范引用普通钢闸门设计方法, 同时还存在较多的问题需要解决, 由于多方面的原因, 铸铁闸门和启闭机的质量问题在水利工程使用工程已发生一些问题。为此, 我省水利行政管理部门于 2011 年颁布了《水利工程铸铁闸门设计制造安装验收规范》(DB32/T1712-2011) (以下简称《规范二》), 加强铸铁闸门设计和制造质量的管理^[3], 《规范二》的设计方法与《规范一》设计的方法相同。

铸铁闸门设计通常由制造单位根据客户的要求设计、制造,孔口尺寸大小不一,其结构型式也因设计者不同而异,设计人员通常根据使用场合初定闸门的结构和门体断面尺寸,按规范进行强度、刚度和稳定性验算[4],其计算结果经常出现过于保守,不能准确有效地反映闸门的实际应力和变形状态[5],也易导致制造成本加大和效率降低,造成资金的浪费。《规范一》和《规范二》均明确要求铸铁闸门的设计主要核算闸门的面板强度和梁格强度与刚度,要求铸件的弯曲抗拉安全系数不小于5,门体梁格挠度不大于计算跨度 $\frac{l}{1500}$;规范要求的计算方法基本与平面钢闸门的计算方法基本相同,面板核算按四周固定弹性薄板承受均布荷载进行,门体梁格按平面体系简支梁进行计算。参考文献6曾经对孔口尺寸40×40cm、80×80cm和100×100cm的铸铁闸门进行破坏试验,试验结果表明三种规格的闸门出现微小裂纹(破坏)时,变形达到1.075mm、3.185mm和5.02mm[6],相对挠度达到 $\frac{l}{411}$ 、 $\frac{l}{262}$ 和 $\frac{l}{189}$,实测应力并不大,故截面尺寸可适当减小,减轻重量。

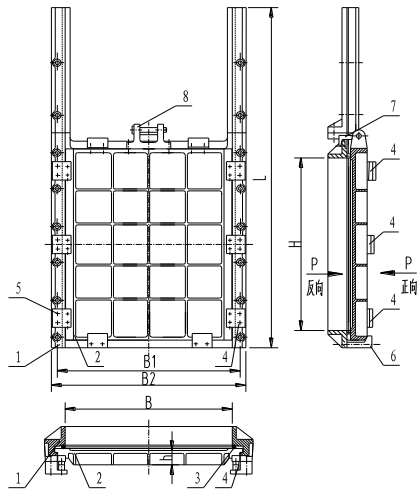
利用ANSYS软件对铸铁闸门的应力和应变进行计算与分析,计算结果发现采用三维有限元计算与规范要求的传统计算方法的结果出入,对于正向止水的闸门前者的面板应力约为后者的70%;前者的梁格最大拉应力和变形是后者的60%、65%;对于反向止水的闸门其计算结果误差更大,前者最大应力和变形与后者不在统一位置,其最大应力和变形位于两侧边梁处。本文通过对铸铁闸门结果布置和特点的介绍,对相同孔口尺寸的闸门采用两种不同的方法进行计算并就计算结果进行比较分析,为铸铁闸门进一步的参数化、系列化设计提供理论依据,有利于制定铸铁闸门具体的设计方法和规范。

1. 双向止水铸铁闸门结构布置

铸铁闸门主要由门框导轨、门体、密封圈及可调式楔型压块等部件组成。门框导轨采用经浇铸加工,门框两侧自带导槽,加工之后作门体升降的轨道。在门框密封平面加工一道槽,镶入金属密封座,作为止水密封兼支承面,密封座材料采用ZCuSn5Pb5Zn5(青铜)。门体采用整体浇铸同样在门体平面加工成槽并安装金属密封座,作为门板的止水密封面。门板两侧经加工后与门框侧槽配合,形成上下滑轨。依靠水压力将门体密封条与门框导轨上的密封条压紧实现正向止水,为达到闸门反向止水效果,闸门两侧设置楔块,将密封条顶进实现止水,楔紧副采用螺栓分别与门体和门框上的楔座固定,对于高水头的反向止水,还需在门顶和门底处设置楔紧副^[8]。

铸铁闸门面板型式大致分为两种,一种为是平板加筋型,如图1所示;即门板为前面板加筋,门板整体铸造成方形平板,面板布置在整个门板的前面,在面板的后面布置“井”字形的加强筋;另一种是后拱内筋型,见图2;即面板布置在门板的后面,面板浇铸成拱形,在拱形面板内布置“井”字形的加强筋;两种型式面板的厚度以及加强筋的数量与结构尺寸视闸门规格大小根据设计水头和孔口尺寸等主要参数计算确定。

根据《规范一》和《规范二》要求,铸铁闸门主要零部件的材料不得低于:门板:HT200(灰铸铁),门框:HT200(灰铸铁),导轨:HT200(灰铸铁),密封座:铜合金(ZCuSn5Pb5Zn5)(厚度不小于10mm),楔块:铜合金(ZCuSn5Pb5Zn5),导轨、吊耳:HT200(灰铸铁)。



1.门框轨道 2.门板 3.密封止水 4.侧契紧块 5.紧固螺栓 6.底契紧块 7.顶契紧块 8.吊座

图 1 平板加筋型铸铁闸门

Fig.1 Plate reinforced type cast iron gate

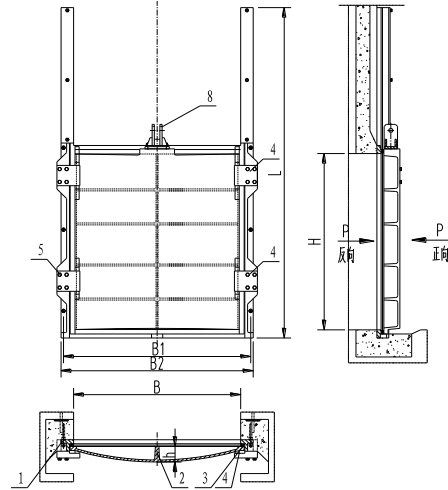


图 2 后拱内筋型铸铁闸门

Fig.2 Arch reinforced type cast iron gate

2. 铸铁闸门有限元分析

铸铁闸门的空间有限元计算采用的模型为梁板组合结构，板壳单元是一些离散的四边形或三角形薄板单元，相邻单元以刚节点连接，相互传递法向力和力矩。板梁之间也相互刚接，在荷载或外力的作用下，梁单元也将由于它的弹性而与薄板同时发生形变和位移。划分单元时，将面板和主次梁腹板相交的节点进行耦合，使其达到相同的变形协调，以模拟实际工程中闸门面板与主次梁在交接部位的结构特点。

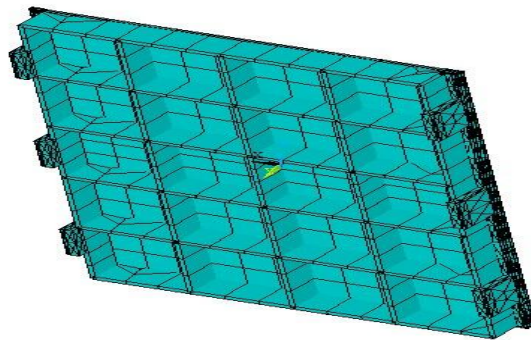


图 5 铸铁闸门有限元计算模型

Fig.5 Finite element calculation model for cast iron gate

闸门正向挡水工况时约束为，面板与导轨接触处（如图 1，图 2）施加全约束。反向挡水工况闸门为楔形块支承处（如图 1，图 2）施加全约束。所有载荷按设计水头施加梯度变化的水压力荷载，根据闸门的正、反向挡水分别施加于闸门的正面和反面，同时考虑闸门自重荷载 G 。

3. 铸铁闸门的传统设计计算方法

《规范一》和《规范二》要求按平面钢闸门的进行计算，分别核算按四周固定弹性薄板承受均布荷载面板应力和按平面体系简支梁核算门体梁格的应力与变形。

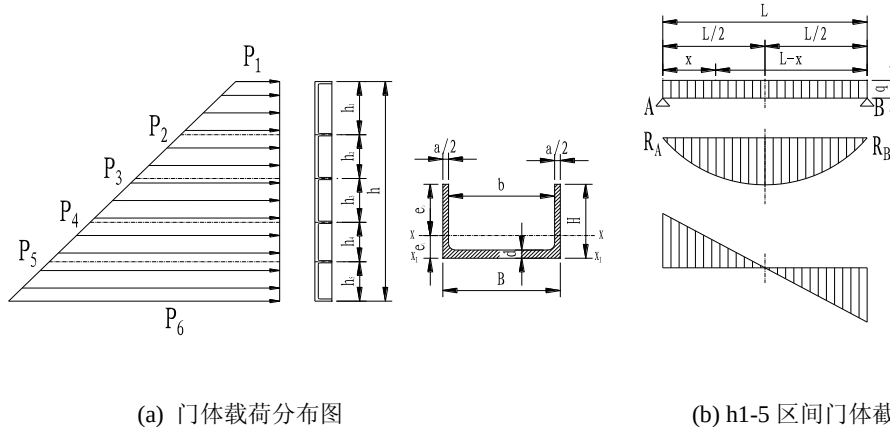


图 3 铸铁闸门门体计算简图

图 4 门体梁板受力计算简图

Fig.3 Calculation diagram for cast iron gate

Fig.4 Calculation diagram for plate beam stress

作用于闸板上的静水压力为 P （压力的大小与水深成正比）。图 3(a)为铸铁闸门的尺寸及门体各部分承受水压力的的大小。其中 h_5 区间的闸板断面构造如图 3(b)所示，图 4 表示跨度为 l 的该断面梁受力计算简图。设梁 AB 上承受的均布载荷为 q ，区间 h_5 的总载荷 P_5 可由下式计算：

$$P_5 = ql \quad (\text{N}) \quad (1)$$

式中：

(1) q ——板梁单位宽度承受的均布载荷（N/m）；

(2) l ——板梁的跨距（m）。

根据图示梁 AB 承受的最大弯矩为：

$$M_{\max} = \frac{ql^2}{8} \quad (\text{N} \cdot \text{m}) \quad (2)$$

梁 AB 的最大挠度值 y 由下式求得

$$y = \frac{5ql^4}{384IE} \leq [y] \quad (\text{m}) \quad (3)$$

式中：

I ——铸铁闸门门体区间断面惯性距（m⁴）

I —铸铁闸门门体材料的弹性模量 (MPa)

$[y]$ —许用挠度, $[y] \leq l/1500$ 。

梁的最大弯曲应力 $\sigma_{\max}$ 由下式计算:

最大拉应力:

$$\sigma_{\max} = \frac{M_{\max}}{W_1} \quad (\text{MPa}) \quad (4)$$

式中:

W_1 —铸铁闸门门体区间断面模数 (m³) (受拉区)

最大压应力:

$$\sigma_{\max} = \frac{M_{\max}}{W_2} \quad (\text{MPa}) \quad (5)$$

式中: W_2 —铸铁闸门门体区间断面模数 (m³) (受压区)

铸铁材料属于脆性材料, 抗拉强度与抗压强度不相同, 因此在核算弯曲应力时应分别计算拉应力和压应力^[9], 特别是对要求双向止水的闸门, 应注意闸门的布置方式, 拉应力与压应力均应满足规范要求^[10]。

4. 计算结果分析

文中就某一工程孔口尺寸为 2.0m×2.5m(宽×高)铸铁闸门分别采用传统的薄板强度理论计算法与三维有限元法进行计算, 考虑正、反向挡水工况, 其水头差均为 10 米, 为方便计算与对比, 均按一侧水头为 10.0 米, 另一侧无水进行计算。铸铁闸门主要参数与截面尺寸参照图 3 统一为 $h = 2500\text{mm}$, $l = 2100\text{mm}$, 面板厚度 $d = 25\text{mm}$, 筋板高度 $H = 230\text{mm}$, 筋板厚度 $a = 25\text{mm}$, 筋板间净距 $b = 450\text{mm}$ 。

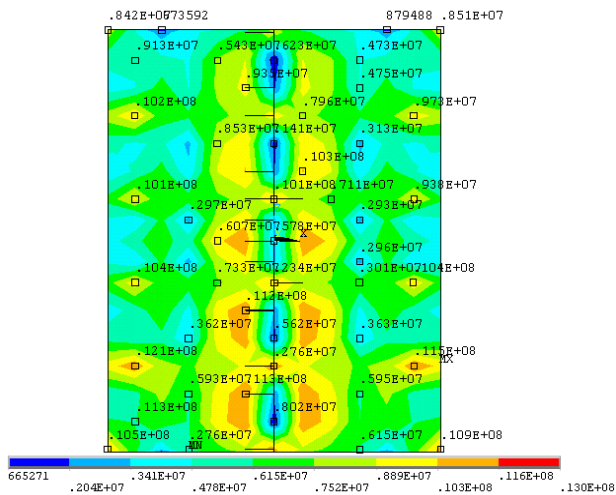


图6 正向挡水工况闸门面板等效应力图 (单位: Pa)

Fig.6 stress diagram of forward water condition gate panel (unit: Pa)

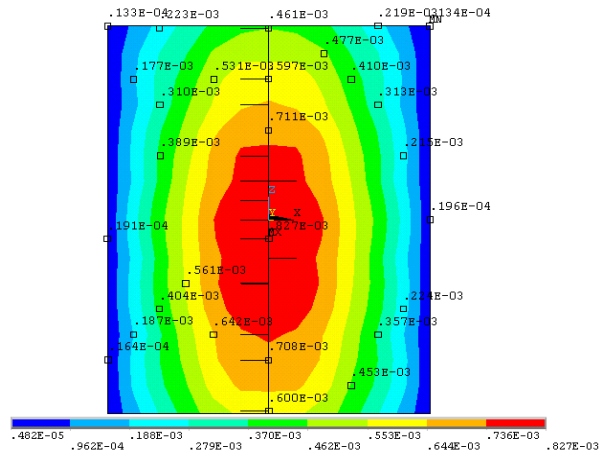


图7 正向挡水工况闸门面板变形图 (单位: m)

Fig.7 deformation diagram of forward water condition gate panel (unit: m)

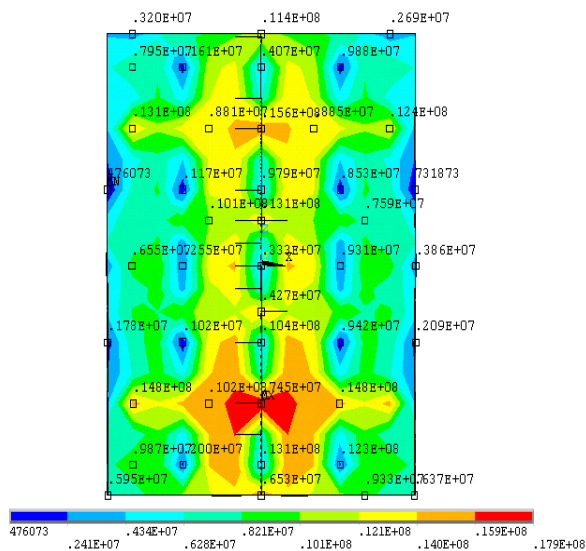


图8 反向挡水工况闸门面板等效应力图 (单位: Pa)

Fig.8 stress diagram of reverse water condition gate panel (unit: Pa)

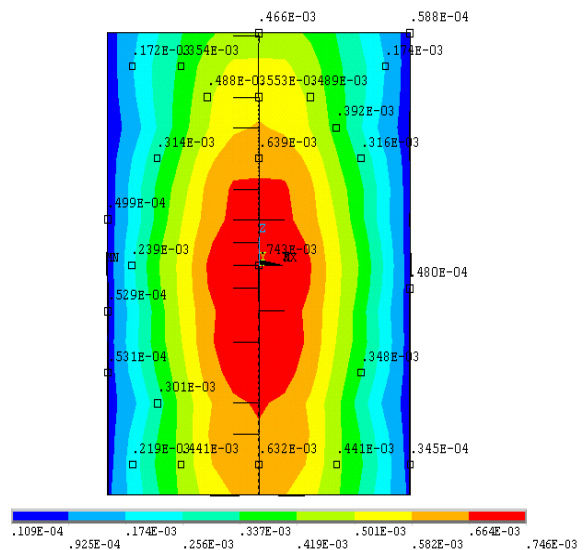


图9 反向挡水工况闸门面板变形图 (单位: m)

Fig.9 deformation diagram of reverse water condition gate panel (unit: m)

采用三维有限元计算法, 正、反向挡水工况下, 闸门面板的等效应力及变形图见图 6、图 7、图 8 及图 9。规范要求铸铁的设计主要核算闸门的面板强度和梁格强度与刚度, 要求铸件的弯曲抗拉、抗压安全系数不小于 5, 门体梁格挠度不大于计算跨度 $\frac{l}{1500}$; 根据规范的要求对闸门的主梁的拉应力、压应力及其变形作为控制对象, 对两种计算方法的结果进行对比分析, 表 1 与表 2 分别为正、反向挡水工况下两种计算法的主梁的拉应力、压应力及变形的计算结果。

表 1 正向挡水工况传统强度理论与三维有限元法计算结果

Table 1 The calculate the results of positive working condition of water retaining traditional strength theory and three dimensional finite element method

主梁位置	传统强度理论法			三维有限元法		
	拉应力 σ_{T1}	压应力	变形	拉应力 σ_{T2}	压应力	变形
	(MPa)	σ_{C1} (MPa)	f_1 (mm)	(MPa)	σ_{C2} (MPa)	f_2 (mm)
主梁 1	21.48	46.63	0.951	7.62	35.13	0.596
主梁 2	20.91	83.82	1.527	4.79	47.62	0.747
主梁 3	19.78	79.29	1.445	4.30	51.74	0.824
主梁 4	18.65	74.76	1.362	4.39	49.43	0.792
主梁 5	17.52	70.23	1.279	4.82	40.96	0.659
主梁 6	13.83	34.68	0.709	5.67	27.24	0.458

注：表中主梁序号为从底至顶分别为主梁 1、主梁 2、主梁 3、主梁 4、主梁 5、主梁 6

表 2 反向挡水工况传统强度理论与三维有限元法计算结果

Table 2 The calculate the results of reverse blocking water condition of water retaining traditional strength theory and three dimensional finite element method

主梁位置	传统强度理论法			三维有限元法		
	拉应力 σ_{T1}	压应力	变形	拉应力 σ_{T2}	压应力	变形
	(MPa)	σ_{C1} (MPa)	f_1 (mm)	(MPa)	σ_{C2} (MPa)	f_2 (mm)
主梁 1	46.63	21.48	0.951	30.26	11.53	0.604
主梁 2	83.82	20.91	1.527	38.44(56.2)	12.3(22.8)	0.674
主梁 3	79.29	19.78	1.445	40.63	9.67(16.72)	0.741
主梁 4	74.76	18.65	1.362	39.76	8.97(18.23)	0.714
主梁 5	70.23	17.52	1.279	33.34	11.31(21.8)	0.595
主梁 6	34.68	13.83	0.709	5.67	23.03	0.475

注：表中数值为主梁跨中应力与变形计算值，括号为主梁应力的最大值

表 3 正、反向挡水工况传统强度理论与三维有限元法计算结果对比

Table 3 The calculation results compared of positive and reverse blocking water working condition of the traditional strength theory and the three-dimensional finite element method

主梁位置	正向挡水工况			反向挡水工况		
	σ_{T1}/σ_{T2}	σ_{C1}/σ_{C2}	f_1/f_2	σ_{T1}/σ_{T2}	σ_{C1}/σ_{C2}	f_1/f_2
主梁 1	2.819	1.327	1.596	1.541	1.863	1.575
主梁 2	4.365	1.760	2.044	1.491	0.917	2.266
主梁 3	4.600	1.532	1.754	1.952	1.183	1.950
主梁 4	4.248	1.512	1.720	1.880	1.023	1.908
主梁 5	3.635	1.715	1.941	2.106	0.804	2.150
主梁 6	2.439	1.273	1.548	6.116	0.601	1.493
平均	3.6 84 66.73%	57.15% 1.520	1.767	2.515	1.065	1.890

从表 1、表 2 可看出采用三维有限元法的计算结果远小于传统强度理论的计算结果,在反向挡水工况下,顶主梁的压应力三维有限元计算结果大于传统计算结果。表 3 为正反向挡水工况两种计算结果拉应力、压应力及变形的比值和比值的平均数(有限元计算结果取最大应力进行计算),正向挡水工况拉应力 σ_{T1}/σ_{T2} 在 2.439~4.600 范围内,平均为 3.684;压应力 σ_{C1}/σ_{C2} 在 1.760~1.273 范围内,平均为 1.520;变形 f_1/f_2 在 1.548~2.044 范围内,平均为 1.767;反向挡水工况拉应力 σ_{T1}/σ_{T2} 在 1.491~6.116 范围内,平均为 2.515;压应力 σ_{C1}/σ_{C2} 在 0.601~1.863 范围内,平均为 1.065;变形 f_1/f_2 在 1.493~2.266 范围内,平均为 1.890。值得注意的是,反向挡水工况时三维有限元计算的结果中,有些主梁的最大应力不在主梁跨中,经分析主要是反向挡水时,两侧边梁自身存在变形;此外,反向挡水工况时,顶主梁的应力与传统计算法差异较大,经分析,主要是三维计算时考虑了顶主梁楔形块的支承作用。

5. 结语

通过对双向止水铸铁闸门两种不同计算方法的计算结果比较分析,得到以下结论:

1) 通过表 3,综合对比分析两种方式的计算结果,可明显看出两种计算结果存在较大的差异,相较而言传统薄板强度理论计算法比较保守,实际工程应用中,如按规范要求控制允许应力与变形,势必会加大闸门截面尺寸,增加重量和制造成本,有可能会造成一定的投资浪费。

2) 由表 2 计算结果可看出,基于有限元模型的计算能更全面的考虑铸铁闸门各构件之间的相互作用,且在建模时相邻单元、板梁之间均以刚节点连接,相互传递法向力和力矩,划分单元时,面板和主次梁腹板相交的节点进行耦合,使其达到相同的变形协调,能更好的模拟实际工程中闸门各交接部位的结构特点。

3) 通过计算可看出,同一工况中各主梁受力情况差异较大,因此可以考虑在闸门设计中,根据不同挡水水位情况对闸门的截面和主梁筋板位置进行优化,使得各主梁的应力与变形较为接近,使各主梁能更有效的承担外力作用。有反向挡水要求的闸门应考虑顶底主梁上楔形块的支承作用,合理调整其截面尺寸,将侧向楔形块尽量布置于横向主梁筋板位置,并采取加强措施,防止两侧边梁自身变形而加大主梁的应力和变形。

4) 通过对计算结果的分析,铸铁闸门的截面尺寸主要受变形控制的影响,两种计算方法变形计算结果差异较大,正、反向挡水工况下,各主梁传统公式计算结果与有限元计算结果比值平均数分别为 1.767 和 1.890,传统公式计算结果最大甚至达到有限元计算结果 2 倍左右。本文认为可适当降低变形控制的要求,规范所要求的控制跨度为 $l/1500$ 内,一定程度上成为加大截面尺寸和增加重量的主要因素,而结合有限元分析结果,钢闸门主梁变形控制的要求设定在计算跨度 $l/1000$ 内,也不会造成闸门

因变形而破坏,且能使应力控制与变形控制基本相当。

5) 本文仅以 2.0m×2.5m(宽×高)平板加筋型铸铁闸门进行计算对比,更多规格的铸铁闸门计算对比分析还有待进一步研究分析,如今铸铁闸门得到更广泛的应用,亟需为铸铁闸门设计计算的简化方法提供更多的依据。

参考文献

- [1] 江宁,王煦.水利工程铸铁闸门应用研究[J].水利技术监督,2011(1):52-54. (JIANG Ning , WANG Xu, Study on Application of Cast-iron Gates in Water Resources Projects [J]. Technical Supervision in Water Resources, 2011(1):52-54. (in Chinese))
- [2] 中华人民共和国建设部. CJ/T 3006-1992 供水排水用铸铁闸门[S]. 北京:中国标准出版社,1992. (The People's Republic of China Ministry of Construction CJ/T 3006-1992 Cast-iron Gate Valve for Water Supply and Drainage, [S]. Beijing: China Standard Press, 1992.)
- [3] 江苏省质量技术监督局. DB32/T 1712-2011 水利工程铸铁闸门设计制造安装验收规范[S]. 南京:江苏人民出版社,2011. (Jiangsu Province Bureau of Quality and Technical Supervision. DB32 / T1712-2011 Cast-iron Gate Hydraulic Engineering Design and Manufacture Installation Acceptance Specification [S]. Nanjing: Jiangsu People's Publishing House, 2011)
- [4] 刘天政,于秀香,王晶,宋涛. 铸铁闸门的设计与使用[A]. 山东水利科技论坛 2006[C], 2006:540-543. (LIU Tianzheng Yu Xiuxiang, WANG Jing, SONG Tao, Design and Application of Cast-iron Gate [A]. Shandong Province Water Conservancy Science and Technology BBS [C], 2006, 2006:540-543.)
- [5] 任丰兰,方跃飞. 铸铁镶铜闸门门体三维有限元分析[J]. 农机使用与维修,2011(5) :47-49. (REN Feng-lan, FANG Yue-fei, Three-Dimensional Finite Element Analysis of Cast-iron Bronze Inlaid Gate Body[J]. Farm Machinery Using & Maintenance, 2011(5):47-49. (in Chinese))
- [6] 黄相才,赵广田,张启明. 铸铁闸门破坏试验的初步总结[J]. 郑州工学院学报,1984(01):118-120 (HUANG Xiangcai, ZHAO Guangtian ZHANG Qiming, Cast-iron Gate Failure Test of the Preliminary Summary [J]. Journal of Zhengzhou Institute of Technology, 1984 (01) : 118-120)
- [7] 张友谦. 关于供水、排水铸铁闸门标准的探讨[J]. 中国水污染防治技术装备论文集, 2004, 11:228-230. (ZHANG Youqian, Discussion of the Standard of Cast-iron Gate for Water Supply and Sewage System[J], Collections of Papers for Chinese Water Pollution Control Technology and Equipment, 2004(11):228-230. (in Chinese)
- [8] 许春. 铸铁闸门在山区水库中的引用与推广[J]. 安徽农学通报,2007(19):113+74. (XU Chun, Cast-iron Gate in a Mountainous Area in a Reservoir Reference and Promotion [J]. Journal of Anhui Agricultural Science Bulletin, 2007 (19) : 113 + 74.)
- [9] 张喜和,邹天利,于福俊. PGE 型平面铸铁闸门与平板滑动钢闸门的应用比较[J]. 吉林水利,2001(04):38-39. ZHANG Xi-he, ZHOU Tian-li, YU Fu-jun, Application Comparison of PGE Flat Slab Cast-steel Gate and Flat Slab Slide Steel Gate[J]. Ji Lin Water Resources ,2001(04):38-39.
- [10] 陈方亮,赵英杰,姜成启,耿亮. 钢铁复合闸门、平面钢闸门及铸铁闸门的应用比较[J]. 河南水利与南水北调,2012(16):187-188. (CHEN Fangliang ZHAO Yingjie, JIANG Chengqi GENG Liang, Composite Steel Gate, The Application of Plane steel Gate and Cast-iron Gate Comparison [J]. Journal of Henan Water Conservancy and South-north Water Diversion Project, 2012 (16) : 187-188.)

大跨度双拱曲面钢闸门技术研究与应用

杜培文 许志刚

(山东省水利勘测设计院, 山东 济南 250013)

摘要: 基于拱结构和闸门的力学特性, 研究了新型大跨度双拱曲面闸门结构及特点, 对闸门结构进行了三维有限元分析计算和原型观测, 提出了闸门厂内制作工艺流程, 并在威海南海新区香水河大型挡潮闸工程中得到了成功应用。

关键词: 闸门; 大跨度; 双拱; 有限元分析; 防潮闸

1. 工程背景

威海市南海新区香水河挡潮闸位于母猪河支流金花河入香水河河口下游, 是一座具有防潮(洪)、水资源开发利用、改善水环境等综合效益的大(2)型水利工程, 设计等别Ⅱ等。全闸共 14 孔, 挡潮闸总宽 463m, 总净宽为 364m, 单孔净宽 26m。设计最大过闸流量 $4961\text{m}^3/\text{s}$, 洪水设计标准为 50 年一遇, 校核标准为 100 年一遇, 设计潮水标准为 50 年一遇, 挡潮高度 3.97m, 减少海水河道内的上溯长度约 13.4km, 设计蓄水深 2.6m, 河段蓄水量为 7.9 万 m^3 。挡潮闸工作闸门采用露顶式双拱曲面钢闸门, 孔口尺寸 $26.0\text{m} \times 4.5\text{m} - 3.97/2.6\text{m}$ (宽 $\times$ 高—水头), 双向挡水。闸门门体材质采用 Q345B, 工程塑料合金自润滑滑道支承, 止水为双 P 型橡塑复合水封, 埋件使用耐腐蚀合金铸铁轨道。

2. 双拱曲面闸门结构及受力特点

闸门门叶的双拱桁架结构的截面形状与拱轴线形状、节点构造和拱脚结构, 需要满足闸门的功能要求、荷载条件、跨度大小、制造、安装和运行条件。理想的闸门拱桁结构应具有适合承受均布荷载、传力明确、整体刚度好、安全可靠、结构型式简洁、节省材料、制造安装和维护方便等特点。

根据水压力的分布特点和闸门拱桁结构型式简洁的要求, 研发了双拱曲面闸门结构(图 1)。其结构特征是: 门体包括上弦拱、下弦拱、弦杆、拱脚和腹杆组成, 双拱轴线均采用圆弧形。上弦拱是由圆弧形面板及设置在面板内弧侧的水平弦杆和竖向系杆组合而成的板桁组合拱。弦杆兼作闸门水平次梁, 沿闸门高度由下至上设置多道, 与竖杆把面板划分为若干区格。下弦拱为单独圆弧拱, 根据闸门高度和水压力大小确定下弦拱数量。在闸门左、右两侧布置上下弦拱的拱脚, 沿高度方向组成闸门箱型结构端柱, 端柱上游翼板与闸门面板平缓过渡焊接。这样拱形方向相反的上弦拱、下弦拱和左右端柱在平面上形成橄榄状的双拱结构。上弦拱、下弦拱通过多道水平和斜向腹杆相连接。双拱曲面闸门结构主要受力构件为上弦拱、下弦拱(含弦杆)、腹杆和拱脚端柱, 上弦拱、下弦拱和端柱组成了一个自平衡体系。

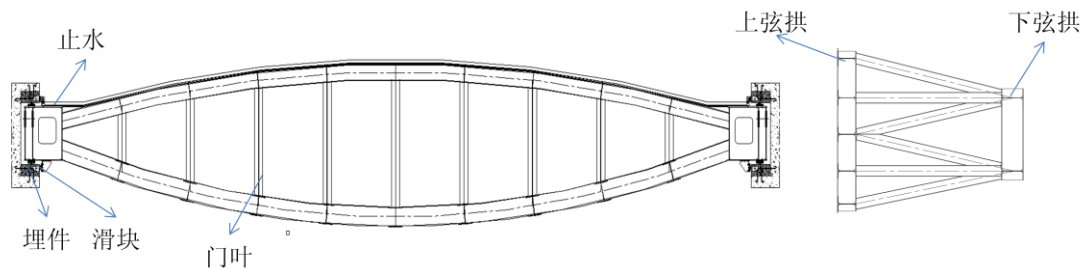


图1 双拱曲面闸门结构图

板划分为若干区格。下弦拱为单独圆弧拱，根据闸门高度和水压力大小确定下弦拱数量。在闸门左、右两侧布置上下弦拱的拱脚，沿高度方向组成闸门箱型结构端柱，端柱上游翼板与闸门面板平缓过渡焊接。这样拱形方向相反的上弦拱、下弦拱和左右端柱在平面上形成橄榄状的双拱结构。上弦拱、下弦拱通过多道水平和斜向腹杆相连接。双拱曲面闸门结构主要受力构件为上弦拱、下弦拱（含弦杆）、腹杆和拱脚端柱，上弦拱、下弦拱和端柱组成了一个自平衡体系。

闸门上游板桁组合拱是闸门面板与钢桁架结合共同受力的一种新型结构，增强了结构的抗弯、抗扭刚度。这样，双拱曲面闸门门叶形成拱形方向相反的双拱结构，使闸门受力条件好，结构稳定，可以大大提高闸门整体刚度，便于实现大跨度设计，同时在满足大跨度设计条件下大大减轻闸门的自重，减小闸门启闭力，从而能够节省工程投资。

5. 闸门三维有限元结构计算

有限元分析选用 ANSYS 程序，对闸门进行了 3 个运行工况计算：①正向挡水临海侧最高潮水位 2.97 m，反向挡香水河侧最低蓄水位-1.0 m；②反向挡香水河侧最高蓄水位 2.68 m，正向挡水临海侧多年平均最低低潮位-2.57 m；③在工况②时，闸门开启泄洪。选取由壳单元、梁单元组成的有限元模型，将闸门门体、拱脚结构构件都用中面处的八节点二次壳单元模拟，用偏心壳单元模拟上弦拱梁与面板位置之间的差别。有限元模型共划分 66467 个结点，22271 个壳单元，4 个梁单元。闸门坐标系原点位于闸门底部中心，X 轴为闸门跨度方向，Y 轴为水流方向，Z 轴为闸门高度方向。闸门中心线处约束 X 向位移；拱脚结构支承滑块处约束 Y 向位移，挡海水时，正向支承滑块作为支承，挡河水时，反向支承滑块作为支承；闸门面板、拱脚结构底部约束 Z 向位移。

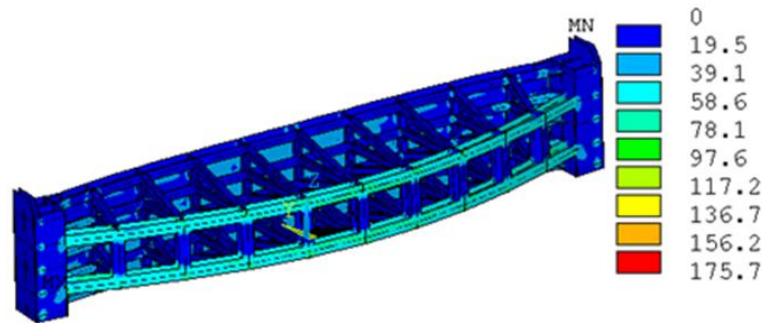


图2 闸门 Mises 应力图

表1 闸门有限元计算结果表

项目名称		运行工况		
		①	②	③
闸门最大位移/mm		12.4	11.3	11.1
主要构件最大应力/MPa	面板 Mises	53.6	46.9	47.7
	上弦拱梁前翼缘环向	95.3	68.7	78.1
	上弦拱梁腹板 Mises	64.2	60.5	60.7
	上弦拱梁后翼缘 Mises	62.1	61.1	59.6
	下弦拱梁前翼缘环向	88.2	118.8	114.8
	下弦拱梁腹板环向	86.4	81.9	79.5
	下弦拱梁后翼缘环向	125.1	152.3	146.6
	拱脚前翼缘 Mises	133.1	94.5	101.2
	拱脚腹板 Mises	59.2	62.6	59.6
	拱脚后翼缘 Mises	92.1	113.6	108.2
	腹杆 Mises	114.1	95.4	92.8

有限元计算结果（表 1）表明：工况①闸门位移最大为 12.4mm，位于闸门底部跨中处；工况②、③最大位移点与工况①位置基本相同，但方向相反，分别为 11.3mm 和 11.1mm。各工况闸门位移均呈现两侧向跨中逐渐增大的趋势，最大位移与跨度的比值为 1/2096，显示出该双拱曲面闸门结构具有较大的刚度。闸门受力最大的上、下弦拱梁均位于闸门底部，沿跨度方向应力变化幅度不大，受力均匀（图 2），只在接近拱脚处应力显著增大并在与拱脚连接处有应力集中；面板与上弦拱的结合有效降低了上弦拱的应力。闸门各构件最大应力均小于材料 Q345B 的容许应力。

6. 闸门厂内制作工艺及原型观测

闸门厂内制作工艺流程主要包括：弧台制作；各部件数控下料、打坡口；卷制闸门面板，拼点及焊接，焊缝探伤；拼点边梁，加固后焊接，焊后修磨，检测焊缝合格后转机加工，机加工铣滑块座板平面，镗吊耳孔，钻攻止轴板螺纹孔，配钻滑块孔，检测合格后待拼装；主梁分段焊接，焊后校正变形，检验合格后整体拼点焊接，矫正变形；焊接人字梁斜撑及纵梁，检查所有尺寸，符合图纸要求。闸门拼装，将已焊好的面板吊入弧台，中心对准；将焊好的反弦拱主梁吊入弧台，按面板上的主梁位置线放好，点焊加固；将焊好的纵梁调吊入弧台，按面板上的纵梁位置线放好，点焊加固；检查弧台上所有构建尺寸及位置，符合设计图纸要求后加焊牢固；从中间往两端焊接反弦拱主梁、纵梁，焊接顺序为先焊立缝再焊平缝，先焊主梁与纵梁的组合焊缝，再焊主梁、纵梁与面板的焊缝，焊接时注意面板的变形量；拼点斜支支撑、正弦拱主梁、边梁，找正、固定后检测整体尺寸合格后施焊；以闸门中心线为基准裁边，以已制作完成的止水压板为模板，借匀、配钻止水螺栓孔。制作完毕工地现场进行闸门防腐施工。



图 3 威海市香水河挡潮闸

威海市南海新区香水河挡潮闸（图 3）露顶式双拱曲面钢闸门作为新型闸门，厂内制作完成后委托水利部水工金属结构质量检验检测中心进行了闸门几何尺寸的检测，闸门蓄水后进行了原型观测。结

果显示, 闸门制作几何尺寸满足规范要求, 闸门蓄水后应力和位移与有限元计算结果符合性较好, 闸门运行安全, 已通过工程竣工验收。

7. 结论

(1) 新型双拱曲面闸门借助于双拱桁架结构能够较好承受均布荷载和具有刚度大的技术特点, 为大跨度拱形闸门的设计提供了有利的应用条件。对于双向挡水闸门, 双拱桁架截面构型则显得更有优势。

(2) 双拱曲面闸门三维有限元分析和原型观测结果表明各运行工况下闸门结构的强度、刚度安全, 闸门制作工艺简便易行。

(3) 大跨度双拱闸门结构具有较大的刚度, 闸门在挡水运行过程中, 未检测到闸门产生有害振动。

参考文献:

- [1] 威海南海新区香水河挡潮闸工程初步设计报告[R]. 济南: 山东省水利勘测设计院, 2015.
- [2] 杜培文, 朱琳, 许志刚, 等. 一种双拱闸门[P]. 中国: ZL2015104087992, 2016-11-09.
- [3] 杜培文, 朱琳, 许志刚, 等. 一种预应力双面拱形闸门拱脚结构[P]. 中国: ZL 2015104080743, 2016-08-24.
- [4] 杜培文. 水工闸门结构分析[M]. 郑州: 黄河水利出版社, 2018.
- [5] SL74-2013 水利水电工程钢闸门设计规范[S]. 北京: 中国水利水电出版社, 2013.

不同体型平面钢闸门流固耦合自振特性分析

刘 丰, 王正中, 徐 超

(西北农林科技大学, 水利与建筑工程学院 陕西 杨陵 712100)

摘要: 平面钢闸门流激振动影响闸门的安全运行, 闸门底缘结构形式与其振动特性有重要联系。本文针对六种闸门底缘的闸门体型和底缘止水布置位置的变化, 进行了考虑流固耦合不同开启高度下的闸门自振特性分析。研究表明: 闸门底缘结构对其自振特性有显著影响, 在与底缘无倾角的闸门体型对比中, 方案五(底缘前倾 45° 且后倾 30°)和方案六(底缘前倾 45° 且后倾 45°)闸门自振频率分别提高了14.3%和23.6%, 前后倾角的闸门底缘有利于使闸门自振频率远离水流激励高能区; 闸门自振频率变化与闸门开启高度变化整体呈正相关, 以方案五、六自振频率恢复最快, 利于闸门安全的运行; 就本列底缘止水布置对闸门自振特性影响而言, 闸门自振频率随底缘止水距上游面板距离增大而降低, 闸门止水宜布置上游侧。

关键词: 闸门; 底缘; 流固耦合; 自振分析

引言

人类使用金属的历史已有数千年之久, 金属的利用对我们人类社会文明进展有重要作用, 随着人类社会的向前发展, 金属材料的使用也越来越普及。平面钢闸门以其轻便高强度的优点在水利水电工程中得到了广泛的应用。然而, 在启闭过程中或局部开启的工作状态下闸门泄流时往往会发生流固耦合振动, 振动导致闸门无法启闭的工程现象常有发生, 随着高坝大库的兴建其高速泄流引发的振动问题日益严重^[1], 早在上个世纪水工钢闸门的振动问题是闸门设计中迫切需要解决的课题^[2], 在近年水工钢闸门研究的主要问题中文献[3]也是将闸门振动问题列为主要的研究方向。

闸门振动问题十分复杂, 影响因素众多, 既有闸门自身结构的影响也有闸门运行时外部环境的影响, 诸如: 闸门底缘结构形式、涡致自激振动、闸门刚度^[4]、闸后底缘流态^[5]等影响因素。闸门的振动是与外部水动力荷载与自身结构特性有着密切的联系, 水动力荷载作用主要取决于水流脉动的频域以及水流作用的大小, 闸门自身结构振动特性其主要影响因素是刚度和质量。闸门在动水压力作用下自身变形特性发生了改变, 这又反过来作用动水压力, 使得闸门振动问题更加复杂^[6]。因此对闸门的振动问题研究探讨需要从结构力学和水力学两个方面同时着手共同研究, 该振动是属于闸门振动水弹性范围内的问题, 是流体和弹性体相互作用相互影响的过程^[7]。

上世纪初有人发现平板闸门振动现象^[8], 对于闸门振动激励, Hardwick认为是闸门底缘剪切层的不稳定重复附着使得闸门底部产生了周期性的脉动压力^[9], Kolkman和Vrijer则认为是闸门底部在振动时造成的底部有效过水面积的变化, 在流体惯性力的作用下, 闸门上下游两侧产生的压力差导致了闸门的振动^{[10][11]}, Thang等人则以闸门下游漩涡作为闸门的振动激励, 认为是下游漩涡与闸门共振^[12], 杨敏、练继建提出闸门振动是闸门底缘流体的不稳定分离与流体惯性的共同作用, 是多种激励共同作用的结果, 其具体问题应具体分析^{[13][14]}。水工平面钢闸门在泄流局部开启时振动现象最为强烈^[15], 且

作者简介: 刘丰(1994—), 男, 重庆人, 硕士研究生。E-mail: 775721771@qq.com

通信作者: 王正中(1963—), 男, 陕西彬县人, 教授。E-mail: wangzz@0910@163.com

闸门底缘结构对闸门泄流时的振动荷载有较大影响^{[16][17][18]},对闸门底缘结构的改善是解决闸门振动重要途径^{[19][20]}。在数值模拟研究闸门自振频率方面,严根华和阎诗武^[21]用三维边界元与有限元的混合模型计算了弧形闸门的水弹耦合问题共振频率,随后相关学者利用ANSYS软件在对平面钢闸门考虑流固耦合作用下自振特性研究中表明闸门自振频率随着闸门前水头增加而逐渐降低^{[22][23]},流固耦合作用对闸门自振频率有着不可忽略的影响。对于平面钢闸门的振动问题,过闸水流产生的脉动压力是其主要原因,已有不少研究工作讨论了流固耦合理论在水工平面钢闸门设计中的应用,多以闸门型式或闸门的工作状态为讨论对象直接利用软件做分析,而关于闸门底缘结构形式对闸门的影响分析较少^[24];此外,在水利工程实际运行过程中,已有闸门运行的外部环境难以改变,而闸门底缘形式是对其振动影响较大且最为容易改变的影响因素。为此,本文运用ANSYS软件对某闸门的运行情况流固耦合数值模拟分析工作,数值模拟六种不同平板闸门底缘形式与水体的相互作用,以探讨闸门底缘形式对闸门自振频率的影响,为水工钢闸门设计、运行使用提供依据。

1. 水工钢闸门流固耦合方程

依据结构振动理论,离散多自由度结构振动动力平衡方程可以得到:

$$[M]\{\ddot{\delta}\}+[C]\{\dot{\delta}\}+[K]\{\delta\}=\{F\} \quad (1-1)$$

式中: $[M]$ 、 $[C]$ 、 $[K]$ 分别表示结构的质量矩阵、阻尼矩阵和刚度矩阵; $\{\delta\}$ 表示结构总的节点自由度; $\{F\}$ 为外部激励荷载。Zienkiewicz 和 Sdrense^[25]提出了解决流固耦合振动问题的方法,认为可用附加质量矩阵来修改固体结构的质量矩阵,从而将流固耦合振动问题简化为修改结构的问题,需要对其振动方程进行修正^[26]:

$$[M_s+M_p]\{\ddot{\delta}\}+[C_s]\{\dot{\delta}\}+[K_s]\{\delta\}=\{F_s\}+\{F_G\} \quad (1-2)$$

上式中 M_p 为考虑水流脉动的附加质量矩阵; $\{F_s\}$ 为附加动水压力引起的荷载向量, $\{F_G\}$ 为其他荷载向量。结构的阻尼对结构的自振频率和振型影响很小,因此,可以略去阻尼的影响来确定系统的自振频率和振型^[27]。则其振动方程(1-2)式简化变为:

$$[M_s+M_p]\{\ddot{\delta}\}+[K_s]\{\delta\}=0 \quad (1-3)$$

2. 平面闸门流固耦合有限元分析

2.1 有限元计算模型

以某工程表孔平面闸门为原型建模分析,简化有限元计算模型,上游水位与闸门高度一致,水头取用 $H=5.8\text{m}$,自由出流,孔口尺寸: $5.4\text{m}\times 5.8\text{m}$ (宽 $\times$ 高),边梁受到跨度方向和水流方向约束,局部开启时闸门顶部吊耳处受到竖向约束,全关时为闸底板对闸门底缘的竖向约束。闸门结构材料: Q235 钢, $[\sigma]=160\text{MPa}$, $[\tau]=95\text{MPa}$ 。钢材弹性模量取为 $E_s=2.07\times 10^{11}\text{N/m}^2$,泊松比 $\mu=0.3$ 。门叶结构布置见图 2-1。

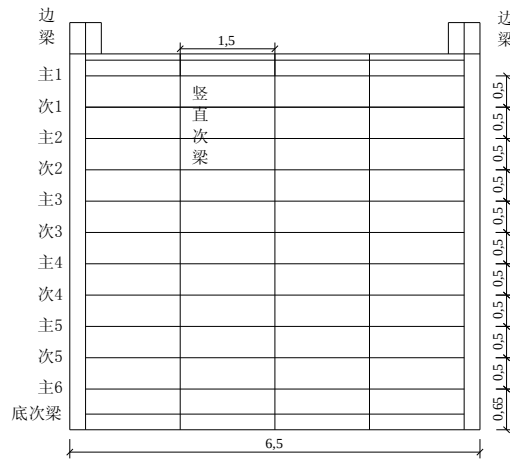


图 2-1 梁格布置示意图

水利水电工程钢闸门设计规范^[28]建议工作闸与事故闸下游倾角不宜小于 30° ，而上游倾角不小于 45° 。在此次数值实验中在闸门方案一底缘结构的基础之上，新增另外五种闸门底缘结构形式，以对照探究底缘形式对闸门自振频率的影响，六种闸门底缘结构形式布置数据见表 2-1。

表 2-1 闸门底缘结构布置

布置情况	方案一	方案二	方案三	方案四	方案五	方案六
上游角度 $\alpha/^\circ$	0	45	45	0	45	45
下游角度 $\beta/^\circ$	0	0	0	30	30	45
止水到上游面板距离 D/(m)	-	250	500	0	250	500

在 ANSYS 中水工钢闸门按空间结构计算一般有三种有限元模型：板梁结构、部分空间薄壁结构和完整空间薄壁结构，其中完整空间薄壁结构保留了原问题复杂性，计算结果最为精准^[29]。故此次建模采用 shell63 单元模拟闸门结构，水体选用 fluid30 单元来模拟。在水体与闸门接触的面，建立耦合面，水体单元与闸门单元公用节点。此处假定水体为理想的水体，无粘性，不计闸门面板两侧的水体，对于水体长度的选取，水体长度取结构半径五倍为研究对象^[30]，整个闸门面板参与挡水，所以整个面板都为耦合面，方案一闸门水体有限单元模型及全关时约束如图 2-2 所示，模型底缘结构布置见图 2-3 至图 2-4。

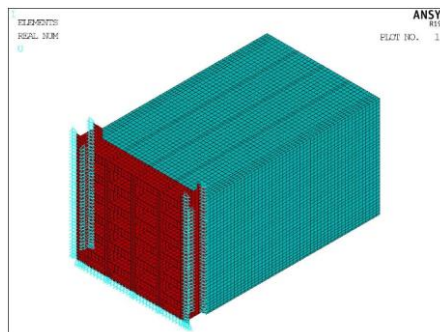


图 2-2 闸门水体有限元模型

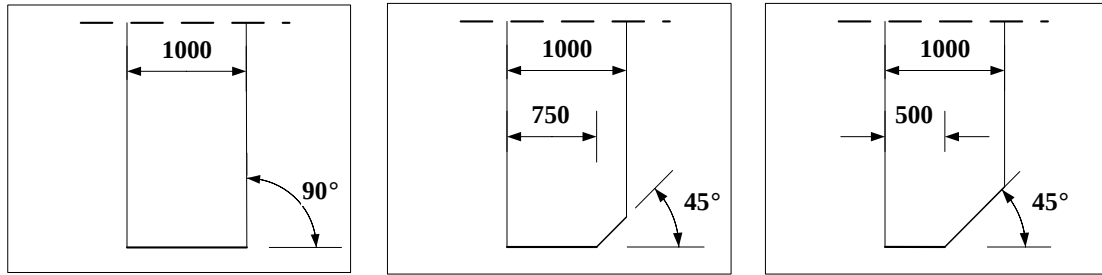


图 2-3 方案一、方案二、方案三图

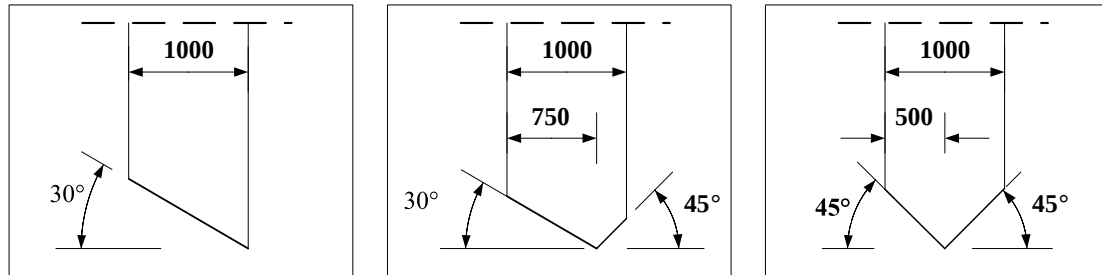


图 2-4 方案四、方案五、方案六图

2.2 有限元计算结果分析

2.2.1 闸门全关自振分析

闸门在全部关闭时，边梁受到门槽侧向约束，竖直方向为闸底板对闸门底缘的约束，此时，闸门自振特性的计算结果如表 2-2、2-3。

表 2-2 全关无水闸门自振模态

阶数	方案一	方案二	方案三	方案四	方案五	方案六
1	34.50	34.55	34.70	32.79	33.44	33.65
2	46.81	42.16	38.56	41.21	44.38	61.76
3	77.77	77.81	77.85	75.45	76.58	77.56
4	80.22	80.26	80.30	80.22	80.27	80.30
5	82.07	82.11	82.15	81.04	82.12	82.16
6	83.13	83.31	83.52	82.07	83.40	83.55
7	84.34	84.42	84.47	82.66	84.59	84.68

表 2-3 全关有水闸门自振模态

阶数	方案一	方案二	方案三	方案四	方案五	方案六
1	12.15	12.09	11.92	13.52	13.89	15.02
2	27.59	25.34	23.35	20.77	21.87	26.01
3	33.40	33.62	33.20	34.24	34.74	35.89
4	46.52	46.53	45.87	44.36	45.42	46.43
5	54.49	54.31	53.46	53.67	53.83	53.07
6	54.98	55.00	55.04	54.98	55.00	55.04
7	55.74	55.76	55.80	55.74	55.76	55.78

表格中进行纵向对比可以看出闸门振动的湿模态要显著低于闸门振动的干模态，这是由于物质本身的固有属性所决定的，水和金属的声速相差不大，也就是说两种物质的可压缩性相差不大，闸门在水中振动导致波动最后反射波又作用到闸门上，两种压缩性相差不大的物质的相互作用是很大的，空气的压缩性相比较于水和金属而言就小了许多，这也造成了闸门在空气中的振动模态大很多，这也说明闸门的流固耦合作用对闸门振动影响很大，通过对比可以发现各方案闸门一阶振动频率降幅达到了55%~60%左右，流固耦合作用是闸门研究中不可忽略的问题。

相比较于方案一，其余闸门全关的一阶振动频率均有所提高，其中又以方案五和方案六的影响为最大，分别各自提高了14.3%和23.6%，说明仅有前倾角的闸门底缘型式对闸门结构的自振特性影响不明显，而既有前倾角又有后倾角的底缘结构型式对闸门结构自振特性影响要大一些，提高了闸门的自振频率。

2.2.2 闸门随开度变化自振分析

水流的脉动主频率大多分布在20Hz以下，20Hz以上只有极少数，主频更低^[23]。闸门的振动频率如果大于此范围，则远离了水流激励高能区，有利于结构抗振。而闸门的振动频率与耦合作用面积是相关的，并且随着闸门开度的变化，闸门的动力响应会有有一个极值^[31]，为进一步探究耦合作用对闸门振动的影响，现就不同开度的情况下闸门自振频率进行研究，闸门方案一各开度的振型图见图2-5至2-7，闸门各方案振动模态随开启高度变化见图2-8至图2-10。

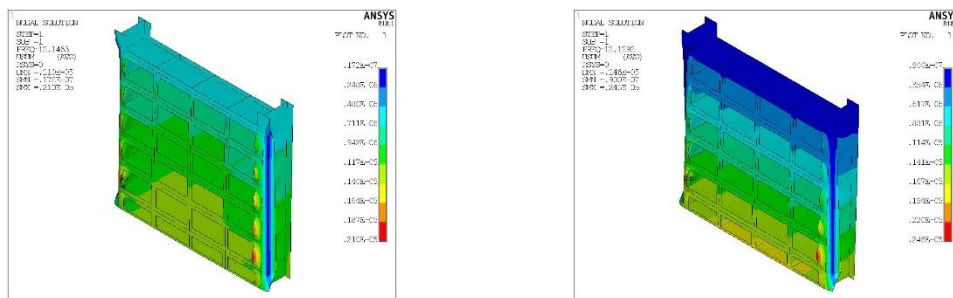


图 2-5 闸门方案一全关和局开 0.3m 振型图

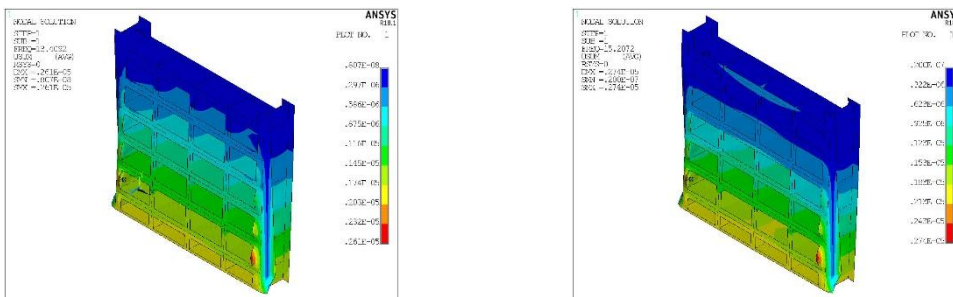


图 2-6 闸门方案一局开 1.3m 和 2.3m 振型图

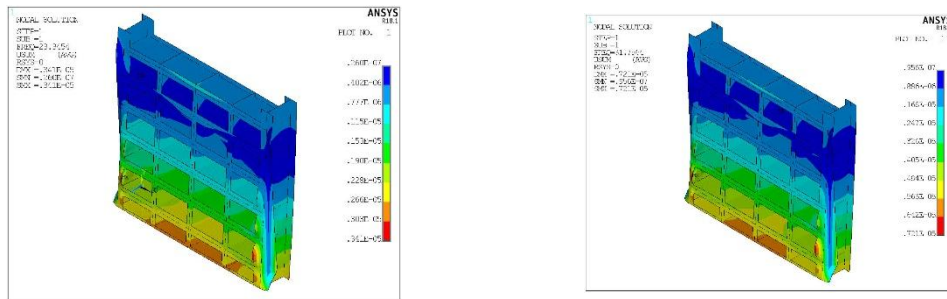


图 2-7 闸门方案一局开 4.3m 和 5.3m 振型图

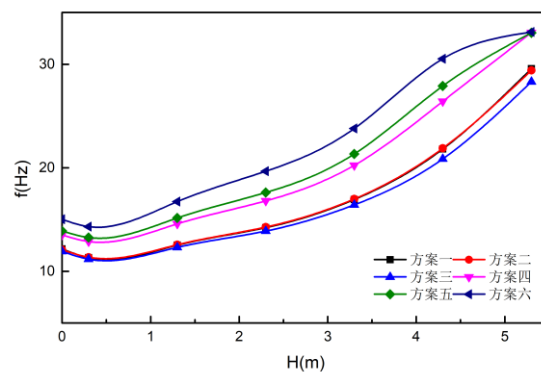


图 2-8 闸门不同开度一阶模态

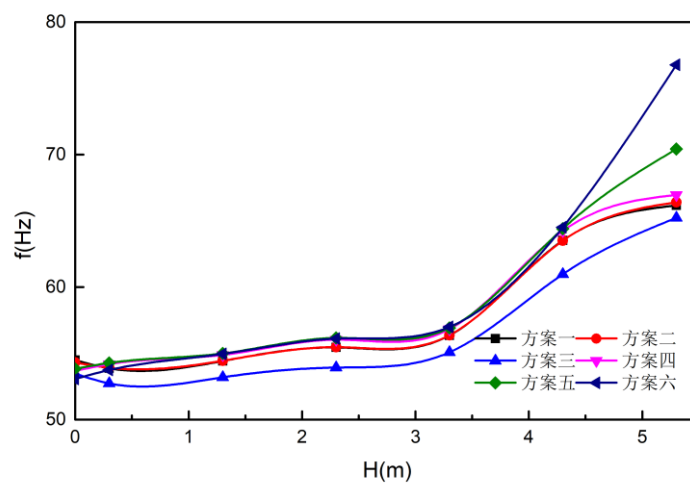


图 2-9 闸门不同开度五阶模态

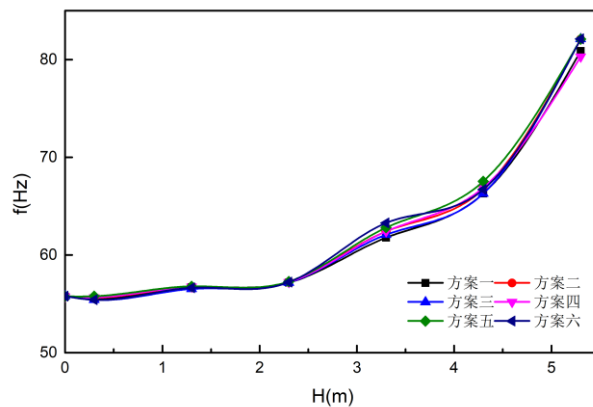


图 2-10 闸门不同开度七阶模态

结构整体的振型分析能够显示结构各个部分的振动的强弱以及抗振的薄弱区域，可以为设计及结构优化提供必要的指导^[32]。从以上方案一闸门自振振型图可以看出，闸门一阶振型变形主要集中在闸门底缘，且随着闸门开度的提高，其变形幅度逐渐加大，其振动频率逐渐提高，但是随开度变化，变形区域一直靠近底部，说明在预防闸门振动时，闸门底部的结构优化是一个可以关注的点。

闸门在局部开启的过程中，在开启至 0.3m 时模态低于闸门全关时的模态，随后随着开启靠都的提高，闸门自振模态也随之提高。其中以方案六闸门自振频率在闸门开启过程中增长最快，计算结果在 0.3m 开启高度自振频率降低最小，为 16.73Hz，在频率降低比中方案五只有 4.61% 的降幅为最低。

2.2.3 闸门随止水位置变化自振分析

现有闸门研究关于闸门止水结构布置研究是比较少的，对其具体位置布置缺乏一定的研究，而闸门底缘止水的布置对闸门结构的应力分布是有影响的^[33]。为了探究闸门底缘止水布置对闸门自振的影响，采用单一变量控制，闸门底缘倾角均采用 45° 角，设置不同闸门底缘止水距上游距离为参变量，闸门止水系统在底缘布置沿水流方向距离依次增大 250mm，保持闸门上游倾角不变，设置 4 组不同闸门底缘止水布置情形，闸门门厚 $t=1\text{m}$ 。具体闸门布置数据见表 2-4。

表 2-4 闸门底缘止水结构布置

布置情况	方案一	方案二	方案三	方案四
上游角度 $\alpha(^{\circ})$	45	45	45	45
止水到上游面板距离 $d(\text{mm})$	250	500	750	1000

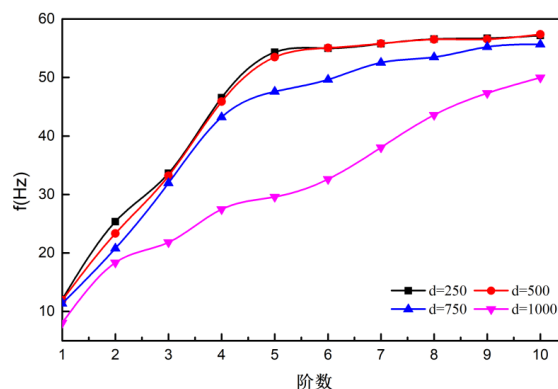


图 2-11 闸门自振频率随止水距离变化一阶模态

在图 2-11 的变化曲线中可以发现,随着闸门底缘止水越靠近下游侧闸门的自振频率逐渐降低,其中止水布置在距上游侧 $d=1000\text{mm}$ 比 $d=250\text{mm}$ 的一阶自振频率下降了 33.23%; 在高阶自振频率发展过程中, $d=1000\text{mm}$ 是最低的,明显低于另外三种底缘止水的布置; 在上图中还可以发现止水布置 $d=250\text{mm}$ 和 $d=500\text{mm}$ 的自振频率变化基本相同,从始至终没有太大的差距,说明当 $d \leq 500\text{mm}$ 时,也就是相对距离 $D \leq 0.5(d/t)$,闸门止水的位置对闸门自振频率影响不大。

3. 结论

(1) 通过设置五种闸门底缘形式与平底闸门底缘形式振动特性对比分析,以具有前后倾角方案五和方案六的自振频率最高,分别各自提高了 14.3%和 23.6%,说明仅有前倾角或者后倾角的闸门底缘型式对闸门结构的自振特性影响不明显,而既有前倾角又有后倾角的底缘结构型式对闸门结构自振特性影响要大一些,可以提高闸门的自振频率,降低与水流的高能脉动主频率段发生共振的可能性。

(2) 在随着闸门由全关到开启高度逐渐增加的过程中,各底缘形式闸门的各阶自振频率呈上升趋势,其中以方案六自振频率最高,方案五降低幅度最小,自振频率恢复快,有利于闸门的安全运行。

(3) 平板闸门底缘止水布置位置距上游面板距离的增大,会引起闸门自振频率的降低,在本例中当其布置距上游面板距离 $d \leq 500\text{mm}$ 时,可以忽略其带来的不利影响,就止水布置对本文平板闸门自振特性影响而言,闸门止水宜布置在上游侧相对距离小于等于 0.5。

参考文献

- [1] 梁超,张金良,练继建,刘昉.高坝泄流诱发事故闸门的爬行振动研究[J].水利学报,2018,49(12):1503-1511+1522.
- [2] 何运林.世界闸门现状及发展趋势[J].西北农业大学学报,1991,19(4):85-92.
- [3] 王正中,张雪才,刘计良.大型水工钢闸门的研究进展及发展趋势[J].水利发电学报,2017,36(10):1-18.
- [4] 郭桂祯.平板闸门垂向流击振动特性与数值计算研究[D].天津大学,2011.
- [5] Petukhov, E. The simulation of the Saint Petersburg flood defense system gate vibration under the loads from the moving water [J]. Joint Advanced Student School (JASS), Saint Petersburg, RUS, 2008.
- [6] P. K. Pani, S. K. Bhattacharyya. Hydrodynamic pressure on a vertical gate considering fluid-structure interaction[J]. Finite Elements in Analysis and Design, 2008, 44: 759-766.
- [7] 邱德修.弧形钢闸门的动力特性及动力稳定性分析[D].河海大学,2006.
- [8] Mueller O. Schwingungsuntersuchungen an unterstr oemten wehren. Mitt Preuss[J]. Berlin: Versuchung sanstalt fuer Wasserbau, 1933, 13: 38-52
- [9] Hardwick J D. Flo w-induced vibration of vertical-lift gate [J]. Hydr Div, ASCE, 1974, 100(5):644
- [10] Kolkman P A, Vrijer A. Gate edge suction as a cause of eslf-exciting vertical vibrations[J]. Proc 17th IAHR Congress, 1977
- [11] Vrijer A. Stability of vertically movable gates[J]. Symon Practical Experiences with Flow-Induced Vibration, 1980:428-435
- [12] Thang N D, Lin Q H, Nandascher E. Flexural streamwise vibration of gate plates under vortex action[J]. Proc Int on Flow-Induced Vibrations, 1987:171-181
- [13] 练继建,彭新民,崔广涛,林继镛.水工闸门振动稳定性研究[J].天津大学学报,1999(02):40-45.

- [14] 杨敏,练继建,林继铺.水流诱发平板闸门振动的激励机理[J].水动力学研究与进展(A 辑),1997(04):437-449.
- [15] 杨敏,陈革强.长跨平板闸门稳态自激响应的计算[J].吉林工业大学自然科学学报,2000(03):87-90.
- [16] 夏毓常.高水头平面闸门垂直动水压力计算[J].人民长江,1979(04):63-74.
- [17] E.naudascher.Hydrodynamic analysis for high head leaf gate[J].Jour of Hyd.Div.A.S.C.E.vol.90 Hyd3 1964
- [18] 章晋雄,吴一红,张东,曹以南,张文远.高水头平面闸门动水关闭的水动力特性数值模拟研究[J].水力发电学报,2013,32(05):184-190.
- [19] 刘昉,谷欣玉,李文胜,盛传明,徐国宾.动水关闭的平面事故闸门体型优化试验研究[J].农业工程学报,2019,35(12):142-149.
- [20] C.D. Erdbrink, V.V. Krzhizhanovskaya, P.M.A. Sloot. Reducing cross-flow vibrations of underflow gates:Experiments and numerical studies[J].Journal of Fluids and Structures,2014,50:25-48
- [21] 严根华,阎诗武.水工弧形闸门的水弹性耦合自振特性研究[J].水利学报,1990(7):49-55.
- [22] 古华,严根华.水工钢闸门流固耦合自振特性分析[J]. 振动、测试与诊断, 2008, 28(3):242-301.
- [23] 徐振东,杜丽惠,才君眉.平面闸门流固耦合自振特性研究[J].水力发电,2001(04):39-43+67.
- [24] 张学森. 基于流固耦合数值模拟的深孔平面钢闸门底缘结构型式研究[D].西北农林科技大学,2011.
- [25] Zienkiewicz O C, Bettess P. Fluid - structure dynamic interaction and wave forces. An introduction to numerical treatment[J]. International Journal for Numerical Methods in Engineering, 1978, 13(1): 1-16.
- [26] 梁权伟,王正伟,方源.考虑流固耦合的混流式水轮机转轮模态分析[J].水力发电学报,2004(03):116-120.
- [27] 薛惠芳,王游.基于 ANSYS 的平面闸门流固耦合振动特性的有限元分析[J].安徽农业科学,2012,40(08):5007-5009.
- [28] 水利水电工程钢闸门设计规范:SL74-2013[S]. 北京:水利水电出版社,2013.
- [29] 胡友安,王孟.水工钢闸门数值模拟与工程实践[M].北京:中国水利水电出版社,2010.
- [30] 李桑军,秦战生.基于 ANSYS 的流固耦合弧形闸门振动特性研究[J].水力发电,2018,44(01):64-67.
- [31] Seung Oh Leea, Hoje Seongb and Jun Won Kang. Flow-induced vibration of a radial gate at various opening heights[J]. Engineering Applications of Computational Fluid Mechanics, 2018, 12(1):567-583.
- [32] 王义亮,戴旭东,谢友柏.多缸内燃机机体自由模态分析[J].西安交通大学学报,2001(05):536-539.
- [33] 杨光明,万宇飞,俞人杰,蔡俊鹏.考虑止水位置的平面钢闸门应力有限元分析[J].人民长江,2019,50(01):153-157.

智能拦藻装置在输水工程中的设计运用研究

宋杰¹，尚力阳²，朱健聪¹，张智勇²

1.河南省水利勘测设计研究有限公司 450016

2.黄河水利委员会黄河机械厂 450000

摘要：在南水北调输水的过程中，干渠中会间歇性产生藻类爆发的现象，不但水质受到影响，同时也影响到配套工程供水系统的正常运转，所以，在总干渠增设自动化藻类拦捞装置迫在眉睫。拦藻设备造成的雍水高度根据季节不同，拦藻设备的堵塞情况不同，闸前水位壅高也不同。实际运行中，应根据不同季节，合理调整拦藻设备旋网入水深度及拦藻旋网启动间隔时间，保证拦藻设备的结构安全，减少拦藻设备对南水北调输水的影响。

关键词：全断面拦藻；深度可调节；全循环智能变频调速；三维建模

1. 前言

南水北调工程是当前世界上规模最大的调水工程，工程的实施，对于优化我国水资源配置，加快工业化、城市化进程，改善生态环境和城乡人民生活，具有十分重要的意义。南水北调中线总干渠总长 1432 公里，从根本上改变了北方受水区的供水格局，作为饮用水覆盖了河南、河北、北京、天津四地区，已成为京津冀豫鲁地区不少城市供水的“生命线”。



图 1.1 南水北调中线干渠内生长的藻类

在南水北调输水的过程中，干渠中会间歇性出现藻类^[1]滋生的现象，水体中的藻类等浮游生物的大量繁殖严重影响饮用水水质^[2]，也影响到配套供水系统设备的正常运转。所以，在总干渠增设自动化藻类拦捞装置迫在眉睫。经过实地勘察，南水北调中线干渠十八里河倒虹吸^[3]进口检修闸处藻类随季节变化情况明显，故选定此处为全断面智能拦藻装置试验地点。

2. 设计要求

智能拦藻装置要求：建筑物进口全断面藻类自动高效拦捞、装置入水深度可调、自动冲洗、藻水

自动分离^[4]的功能。

- 1) 自动调节拦截深度, 能实现断面上部分拦截及全断面拦截。
- 2) 拦藻旋网采取全覆盖、连续循环的工作方式, 循环速度可根据工况自动调节。
- 3) 拦藻设施安装在闸门槽下游检修孔口, 不影响现状建筑物及设备运行。
- 4) 采用封闭式自动冲排系统, 保证冲排效果及现场的整洁。
- 5) 藻水分离自动装置需实现藻水有效分离, 保证清水入渠, 藻类自动挤压脱水、自动收集, 满足环保要求。
- 6) 配套的集成式自动化控制系统, 具备远程控制功能, 实现全程智能生产。

3. 设计难点

智能拦藻装置作为工程运行后增设的装置, 如何减少对现有设施及运行工况的影响非常重要。南水北调中线作为长距离输水工程, 水头弥足珍贵。十八里河倒虹吸上游临近节制闸为潮河节制闸, 闸前设计水位为 121.01m, 加大水位为 121.67m; 下游临近节制闸为金水河节制闸, 闸前设计水位为 119.99m, 加大水位为 120.69m。十八里河倒虹吸所在渠段的设计输水流量为 295m³/s, 加大输水流量为 355m³/s, 在十八里河倒虹吸进口安装拦藻网, 会在此处产生水头损失, 并会壅高上游潮河节制闸的闸后水位。根据不同输水流量大小, 采取以下措施确保安全输水调度安全:

一、当输水流量低于设计流量时, 可以通过增加潮河节制闸的开度, 维持目标输水流量满足下游正常分水, 同时控制闸前水位维持原目标水位。

二、当输水流量达到或略超设计流量时, 在通过增加潮河节制闸的开度调度无效时, 允许闸前水位适当超设计水位, 但仍须低于加大水位。

三、当输水流量接近或达到加大流量时, 为防止潮河节制闸闸前运行水位进一步抬升超过加大水位, 须将十八里河倒虹吸进口前的拦藻网提起, 满足安全输水调度需要。

根据调算, 拦藻装置前后水位差设计采用 30cm 的水头损失。

4. 拦藻装置设计

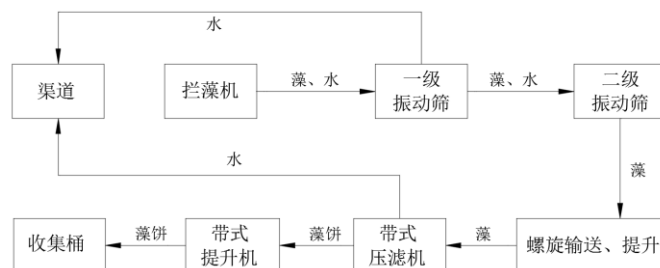


图 4.1 全断面智能拦藻装置工艺流程图

智能拦藻装置采用双层循环拦网结构，主要包含以下几部分：门槽框架、电机驱动机构、旋网支架、拦藻旋网、高压喷水装置和振动输送筛、带式压滤机、带式提升机等构成。门槽框架固定安装在倒虹吸进口检修孔中；电机驱动机构是循环系统动力来源，整个循环系统有 1、2、3、4、5 五个链轮，链轮 1 为主动轮，其余为从动轮。旋网支架采用不锈钢材质，拦藻旋网为不锈钢丝编织网。藻类附在拦藻旋网上需要进行清理时，电机带动链轮 1 逆时针旋转，链轮通过旋网两侧链条，带动旋网运动。拦藻旋网在下游侧有一个凸起，内部布设高压喷水装置，下面布置振动筛。循环拦网内部的喷嘴直接喷射拦藻旋网，依靠水流的冲力将附着旋网表面的藻类冲掉，落至振动输送设备上，一级振动筛表面有筛网，水通过筛网流走，藻类在筛网上面，一级振动筛端头配有下料装置和料斗，最终将藻类收集进入料斗，自动进行下一步处理。二级振动筛将拦藻网上清除的藻类和杂物的水分过滤并输送到指定位置，进行下一步压滤、藻水分离。

电机驱动机构采用变频调速三相异步电动机，双电机驱动，一用一备，防止因电机故障造成设备停止工作，旋网堵塞。

拦藻冲洗装置喷嘴出水口至旋网表面距离为 70mm，喷嘴冲洗宽度为 153mm。旋网总宽度为 6300mm，需要喷嘴数目： $6300/153=41.17$ ，但喷边缘嘴雾稀薄，冲洗效果不好，喷嘴加密到 70 个，可以满足清洗效果。

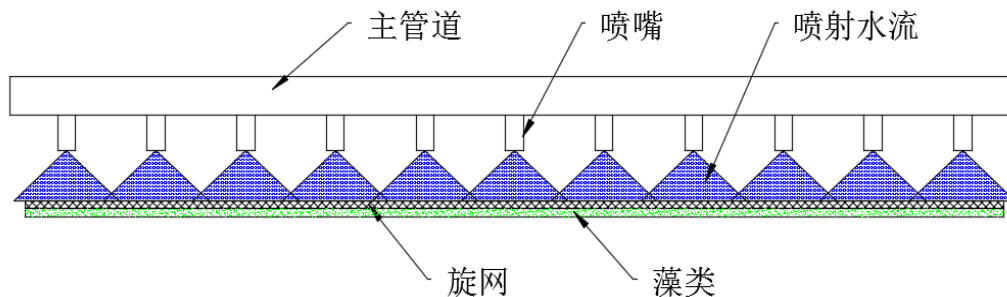


图 4.2 冲洗示意图

振动筛的作用是分离藻水混合物和输送藻类，根据现场位置布设两级振动筛将藻类分离、输送。一级振动筛平行布设在喷淋管道下方，采用单层筛网结构，上层筛分和输送藻水混合物，下层将筛分流水收集直接排回渠道。藻水混合物初步分离后输送至二级振动筛。二级振动筛将藻水混合物进一步分离，将藻类输送至下一流程，振动筛分的水直接回流进入渠道。

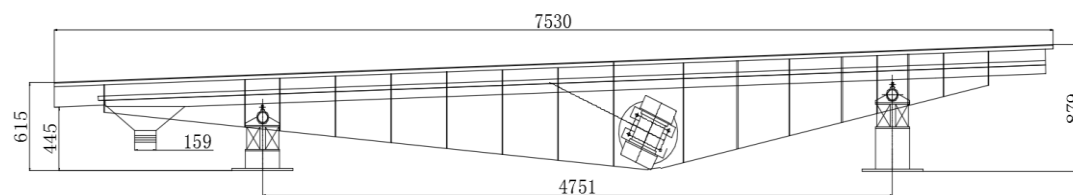


图 4.3 一级振动筛设计尺寸图

从振动筛出来的藻类经过螺旋输送进入带式压滤机，使用带式压滤机压制藻类，挤出水分，带式压滤机压制的藻饼较薄，可以最大限度的挤出水分，而且带式压滤机可以实现连续生产，提高效率。经过压制后的藻饼收集起来，统一运出。

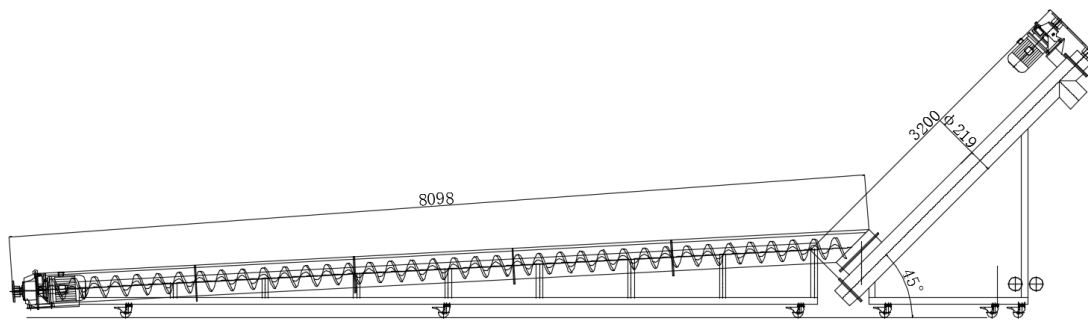


图 4.4 螺旋无缝输送、提升连接设计图

全断面自动拦藻装置采用系统集成的方式，通过 PLC（可编程逻辑控制器）将各控制系统集成为一体，PLC 对所有信息进行集中处理，协调、控制各个执行机构，对于各种信息的处理和机构的执行通过 HMI（人机界面）直观显示出来，其中包含：监控界面、数据设定、操作说明、调试界面、报警记录等界面，使操作简单方便、实现人机互动。

拦藻装置由于季节的变化，各个时期渠道里的藻类类型、数量不同，为了适应这种情况，旋网运行速度可调。当藻类较多时，旋网循环加快，藻类较快的被打捞出渠道，就不会造成旋网堵塞；当藻类较少时，旋网循环减慢，可以延缓机械设备零件的磨损，延长设备使用寿命。旋网支架两侧布置有液压启闭设备，可以对支架进行上下移动，以调整拦截深度。

设备总体安装布置方案如下图所示：

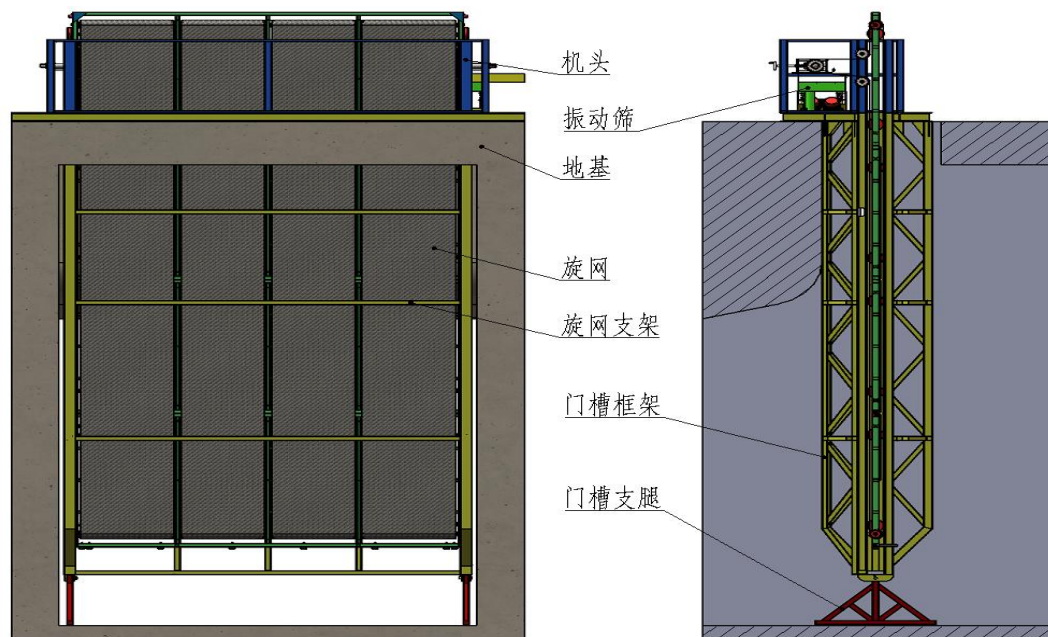


图 4.5 全断面智能拦藻装置布置图

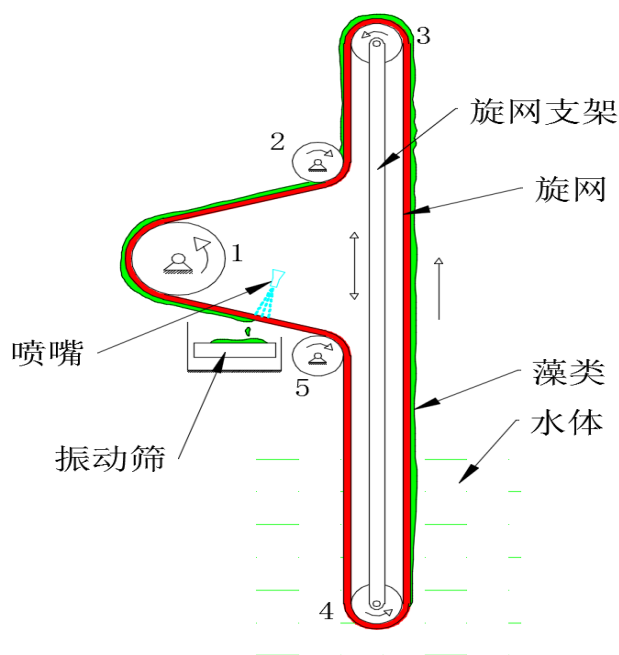


图 4.6 拦藻机构运行示意图

4.1 门槽框架设计

拦藻装置门槽框架安装在南水北调检修闸的倒虹吸进口检修孔口上，拦藻装置布设于门槽框架中。门槽框架是整个拦藻装置运行的基础，也承受着整个设备的重量。门槽框架钢结构没有到渠底，属于悬臂结构。本次设计中门槽的钢结构采用材料为 Q235B 的空管型材焊接制成桁架结构。既可以通过浮力减轻由于布置设备对水工结构增加的荷载。又可以保证材料的刚度。其三维模型[5]如下图所示。

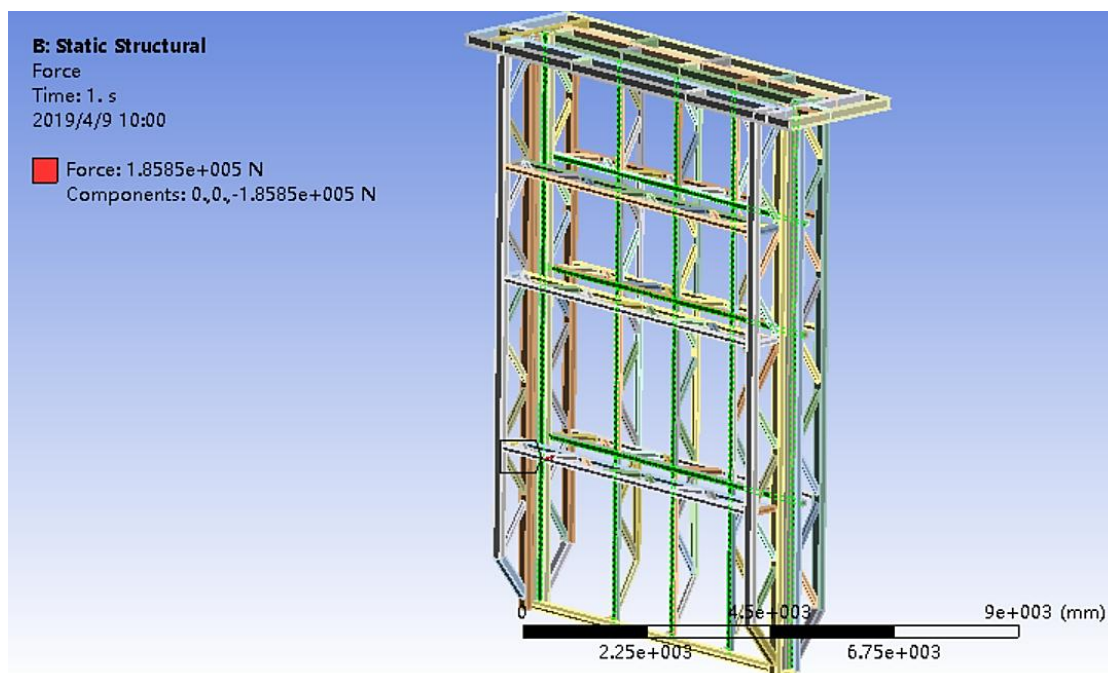


图 4.7 在 30cm 水头差时门槽框架施加的载荷

1)总变形分析云图:

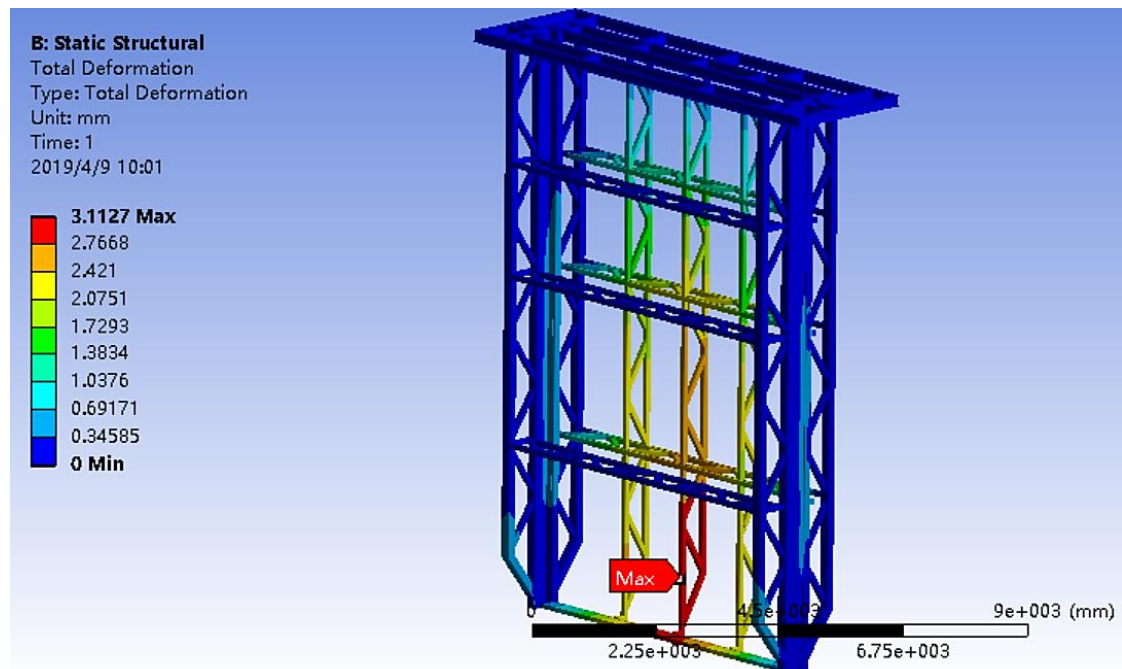


图 4.8 在 30cm 水头差时门槽框架的总变形分析云图

最大总变形为 3.1127mm。

2)应力分析云图

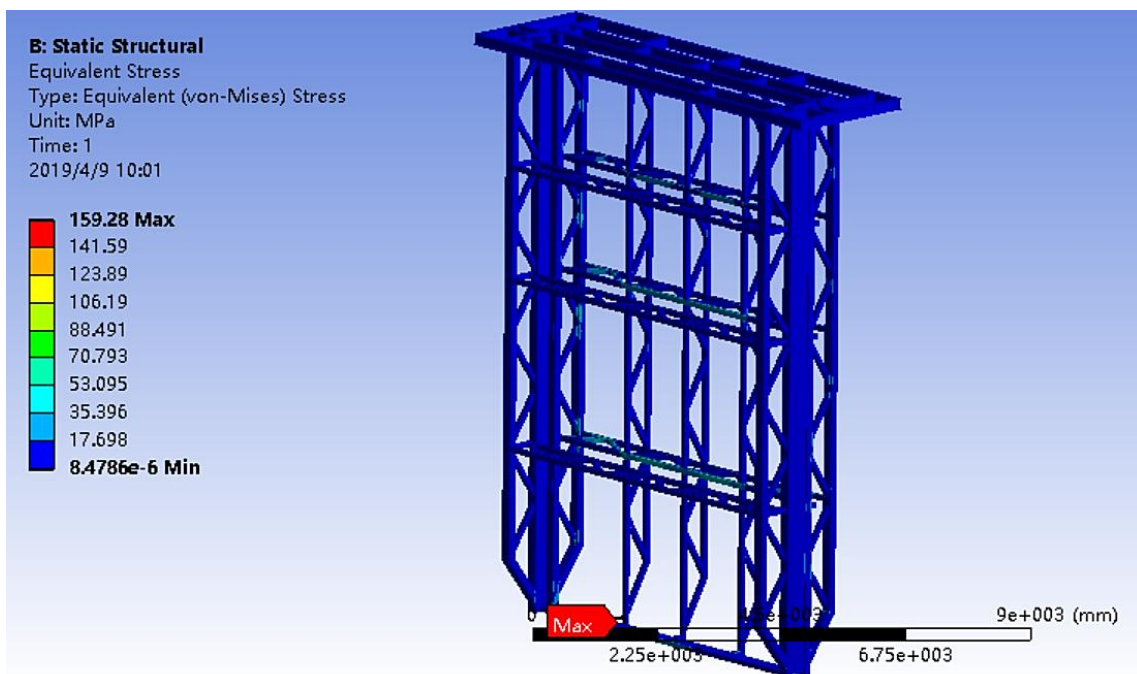


图 4.9 在 30cm 水头差时门槽框架的应力分析云图

最大应力为 159.28MPa。

3) 应变分析云图。

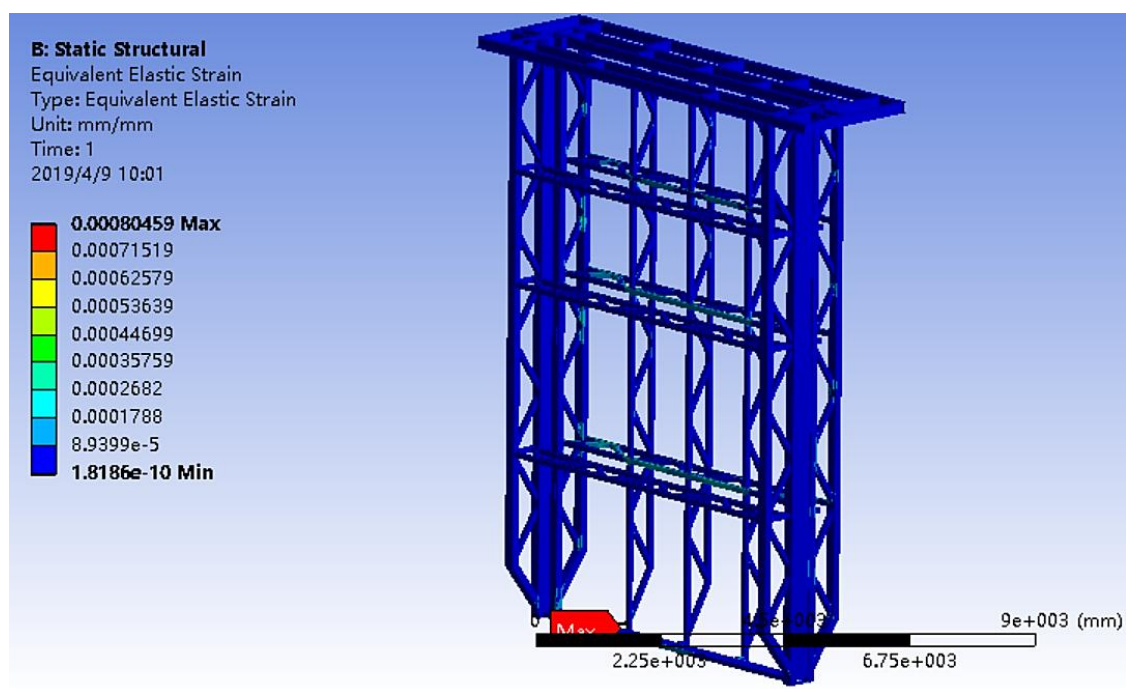


图 4.10 在 30cm 水头差时门槽框架的应变分析云图

最大应变为 0.00090942。

综上所述，在 30cm 的水头差工况下门框框架结构产生的最大应力值小于其许用应力。

4.2 旋网框架结构静力学分析



图 4.11 旋网图

旋网框架的约束方式为框架纵向方管为固定约束。全断面拦藻时，旋网框架下面三节会在水中，同时也承受 30cm 水头差所产生的压力，力朝向下游方向。

a)总变形分析云图:

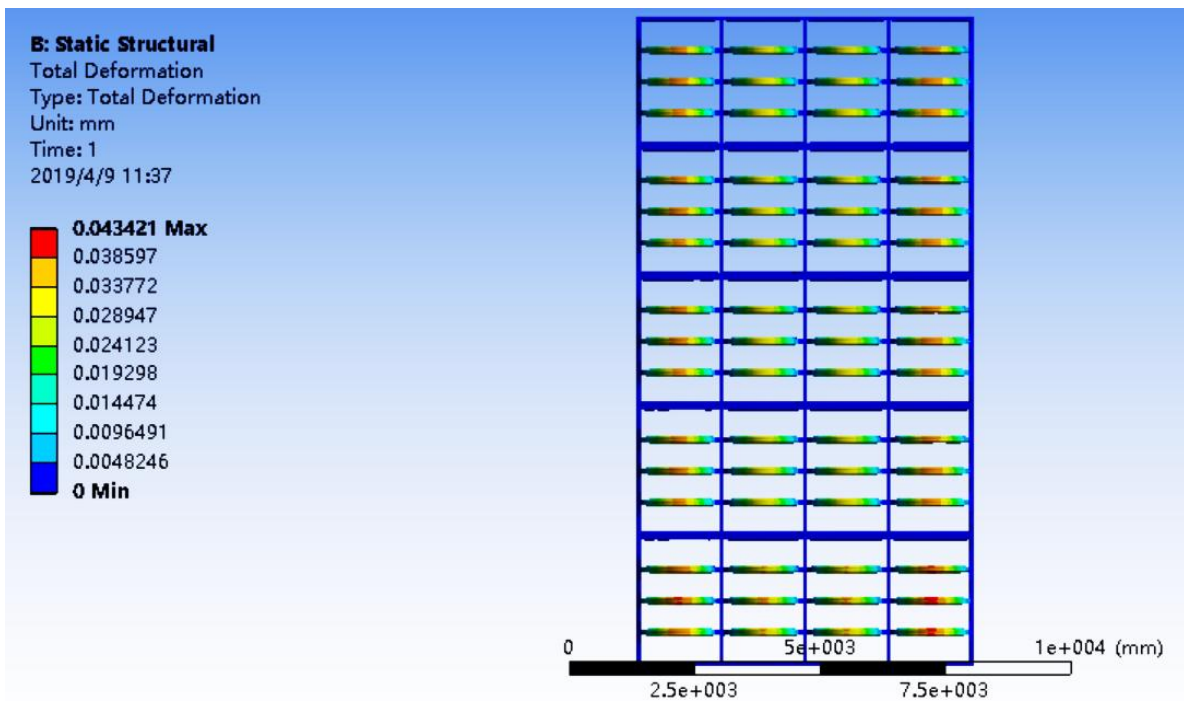


图 4.12 旋网框架的总变形分析云图

最大总变形为 0.043421mm。

b)应力分析云图

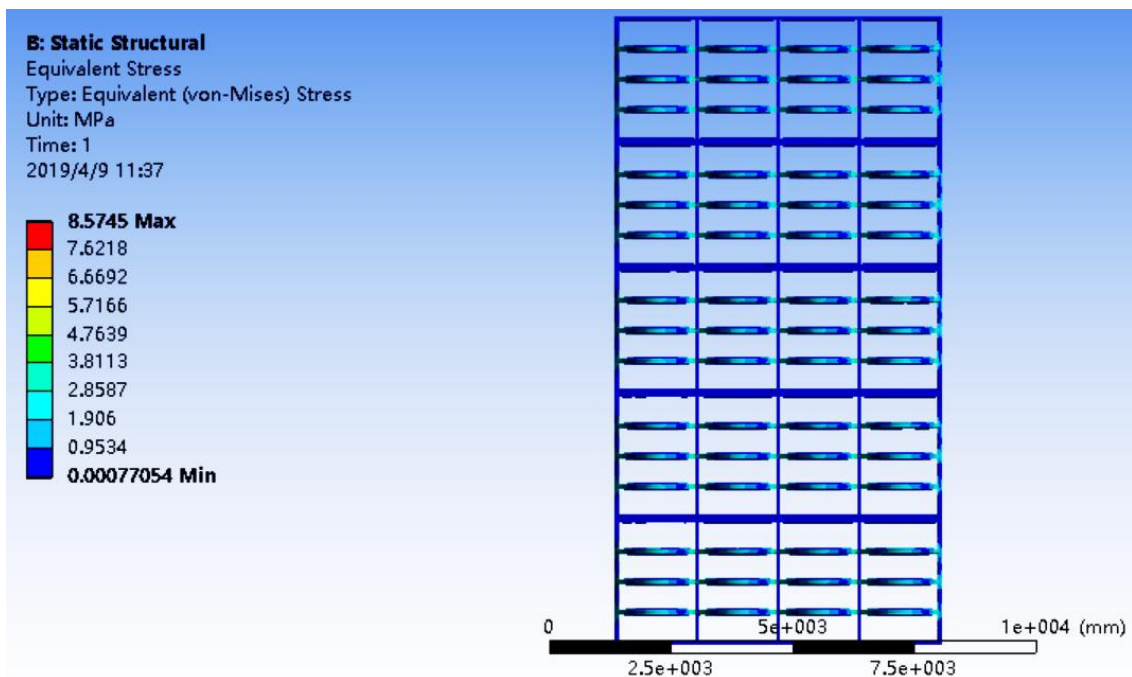


图 4.13 旋网框架的应力分析云图

最大应力为 8.5745MPa。

c)应变分析云图。

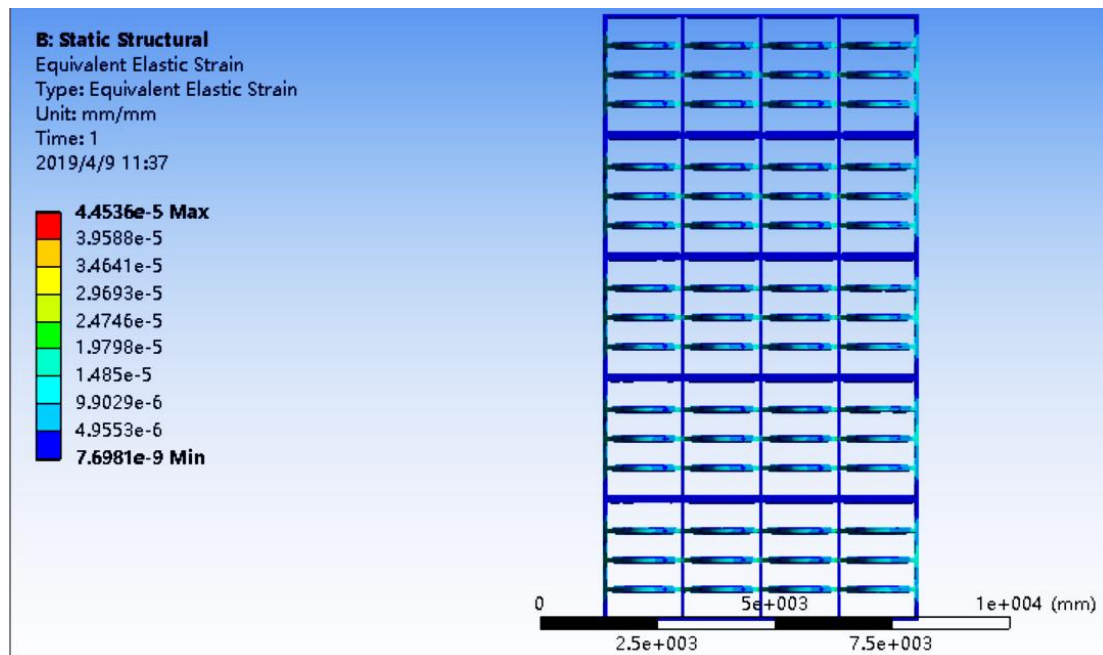


图 4.14 旋网框架的应变分析云图

最大应变为 4.4536×10^{-5} 。

综上所述，旋网框架满足强度要求。

5. 结束语

南水北调全断面智能拦藻装置为一种全新型机械拦藻装置，设计过程中通过查阅大量的机械式拦藻技术的文献，借助三维建模软件和工程分析软件进行机械结构设计、模拟仿真以及有限元分析和计算，使装置结构组成达到效率、可靠度、承载能力各方面均衡且最优化设计；设备试制完成后，经过在十八里河倒虹吸现场试运行，智能拦藻装置实现了全断面藻类拦捞、拦捞深度可调、自动冲洗、藻水自动分离的功能，效果良好。

参考文献

- [1] 何洋, 魏磊, 王威. 河南省淮河流域大型水库藻类群落分布特征分析[J]. 治淮, 2017(12): 56.
- [2] 孙玉君, 李丹华. 南水北调中线工程水源区水质现状分析[J]. 人民长江, 2016, 47 (16): 16-18.
- [3] 河南省水利勘测设计研究有限公司《南水北调中线一期工程总干渠沙河南~黄河南郑州 2 段工程初步设计报告》(2009 年 5 月)。
- [4] 熊鸿斌, 李耀耀, 张强. 巢湖绿藻的机械清除工艺以及藻水分离实验研究[J]. 环境工程学报, 2014, 8(2): 599-604.
- [5] 赵建国, 李怀正. SolidWorks 三维设计及工程图速成[M]. 北京: 电子工业出版社, 2011.

考虑面板参与主梁的整体弯曲的弧门主 框架单位刚度比计算

张欢龙¹, 王正中¹, 张雪才¹, 孙丹霞²

(1. 西北农林科技大学 水利与建筑工程学院, 陕西 杨凌 712100;

2. 中国电建西北勘测设计研究院, 陕西 西安 710000)

摘要: 单位刚度比是弧形钢闸门主框架设计的重要参数, 其大小协调着框架内力的分布。平面简化法计算框架内力时单位刚度比取值多不考虑面板参与主梁整体弯曲的影响, 导致计算内力及变形与结构实际出入较大。本文以某工程泄洪道露顶式弧形闸门为例, 根据荷载等效和内力等效及刚度等效的准则提出了基于有限元法计算单位刚度比和基于平面简化法不考虑面板参与主梁的整体弯曲和考虑面板参与主梁的整体弯曲的单位刚度比。结果表明: 平面法考虑和不考虑面板参与主梁的整体弯曲计算的单位刚度比均比有限元计算结果偏小; 考虑面板参与主梁的整体弯曲计算的单位刚度比大于不考虑面板参与的结果。在荷载等效和内力等效及刚度等效原则下, 提出了考虑面板参与主梁整体弯曲的平面法计算单位刚度比的修正方法, 修正方法可以提高弧门主框架平面简化法计算结构应力的精度, 提高结构设计的安全合理性, 可为弧形钢闸门主框架单位刚度比的合理取值提供一定的参考价值。

关键词: 弧形闸门; Π 型主框架; 单位刚度比; 有效宽度; 有限元分析

1 引言

弧形钢闸门由于运行灵活, 启闭力小, 水流条件好等特点成为水利工程中使用最广泛的门型之一。主框架的稳定性关系到闸门的安全运行, 其内力的分布相当复杂, 不仅受主框架形式的影响, 而且受到单位刚度比 K_0 的影响。在钢闸门设计阶段, 初设主框架的单位刚度比 K_0 与事先假定的 K_0 差异大小直接决定结构内力计算误差的大小, 影响闸门的安全性和稳定性, 可见单位刚度比在钢闸门设计中具有非常重要的作用。

目前, 国内外对弧门主框架的稳定性与单位刚度比的研究已有不少的成果, 王正中^[1]从单位刚度比的定义出发, 在保证主框架强度、刚度、稳定性以及经济性的前提下推导出单位刚度比 K_0 的理论计算公式, 得到了 K_0 的定量规律; 李宗利^[2]等人运用结构优化理论确定了规范中推荐的 Π 形、斜支臂及门形三种门型主框架单位刚度比的常用取值范围; 余卫华^[3]等人提出弧形钢闸门框架柱计算长度系数的近似公式, 该近似公式表明单位刚度比对计算长度系数有显著影响, 同时 K_0 也决定了闸门框架的稳定性和经济性。

中国现行的 SL74-2013《水利水电工程钢闸门设计规范》^[4](后文同规范)规定了弧形闸门各种框架型式的 K_0 值范围。由平面简化算法中单位刚度比的定义可知, 当闸门的高度和宽度一定时, 主框架的截面尺寸是决定单位刚度比的重要因素^[5]。各学者虽然对单位刚度比 K_0 进行了大量研究, 但是均未考虑面板参与主梁时, 主梁截面

作者简介: 张欢龙(1995-), 男, 陕西宝鸡人, 硕士研究生。Email:1790821301@qq.com

通信作者: 王正中(1963-), 男, 陕西彬县人, 教授。Email:wangzz0910@163.com

惯性矩对单位刚度比 K_0 的影响,也没有考虑与弧门空间结构整体受力的差别。加之当主梁的支承端与跨中截面承受不同的正负弯矩值时,面板参与主梁的有效宽度^[6-8]不同,使得截面型式发生改变,刚度大小随之变化。弧形钢闸门采用平面简化法设计时如何准确地计算主梁与支臂的单位刚度比,以保证结构内力计算的准确性,规范并没有给出意见,所以有必要对这一问题进行探究。本文通过研究带悬臂的直支臂式Ⅱ型主框架,用平面简化法分别计算不考虑面板参与主梁的整体弯曲、考虑面板参与主梁的整体弯曲以及使用结构有限元法三种情况下分别求解了单位刚度比,探求平面设计法的偏差,以有限元为准,在荷载等效和内力等效及刚度等效原则下,对考虑面板参与主梁整体弯曲的平面简化法的单位刚度比进行修正并提出修正方法,以求提高弧门主框架平面简化法计算结构应力的精度,提高结构设计的安全合理性,为工程设计提供参考价值。

2 工程概况

图1为某水利工程的泄洪闸露顶式弧形闸门,该闸门采用双主横梁直支臂形式,闸门尺寸13×14 m(宽×高),弧形面板曲率半径18 m,支臂长16.71 m,闸门结构为主横梁结构,其中包括2根主梁(箱型截面),1根顶梁,1根底梁,18根小横梁(工字型截面),5根纵梁和2个边梁。门叶采用实腹式齐平连接。支臂采用箱型截面梁,与门叶可视为刚性连接。

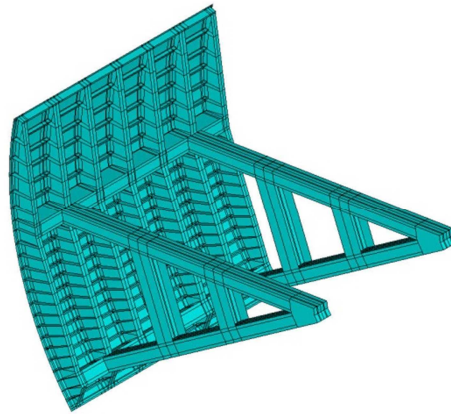


图1 某水利工程溢流坝段弧形闸门几何模型

该闸门设计水头14.7 m,封水宽度12.94 m,支铰高度11.4 m。闸门材料为Q345钢,主要参数有:泊松比(prxy=0.3);弹性模量(ex=210GPa);质量密度(dens=7850 kg/m³)。

计算主框架的单位刚度比 K_0 可分为以下三种情况分别讨论:

情况1:基于平面简化法,不考虑面板参与主梁的整体弯曲计算 K_0 ;

情况2:基于平面简化法,考虑面板参与主梁的整体弯曲计算 K_0 ;

情况3:基于结构有限元法计算 K_0 。

3 基于不同方法单位刚度比的计算

3.1 基于平面简化法计算单位刚度比

目前针对弧形钢闸门单位刚度比的计算主要根据规范中给出的公式进行计算,即

$$K_0 = \frac{I_1 / L}{I_2 / h} \quad (1)$$

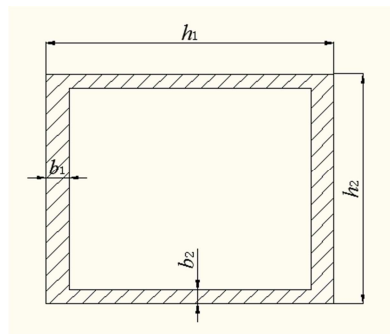
式中: K_0 为主梁与直支臂的单位刚度比值; I_1 、 I_2 分别为主梁和支臂的截面惯性矩; L

为主梁的计算跨度； h 为支臂的计算长度。

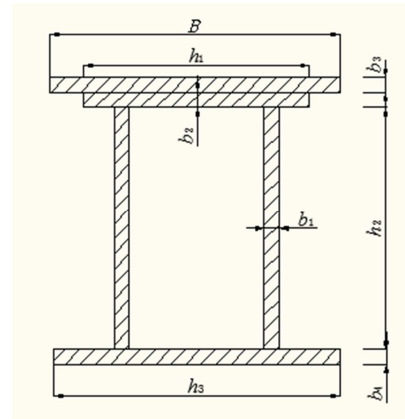
当不考虑面板参与主梁的整体弯曲时，分别计算出上下主梁与支臂的刚度和计算长度，带入式（1）即可求出单位刚度比。一般来说，水工钢闸门为了加工制作方便，上下主梁采用相同的截面型式，支臂截面也不随长度发生变化，所以上下框架计算的单位刚度比相同。

当考虑面板参与主梁的整体弯曲时，根据规范要求主梁的跨中与支承端截面由于正负弯矩符号差异，有效宽度 B 不同，如图 2 所示。 K_0 取值与面板参与主梁整体弯曲的有效长度 B 有关。记为

$$K_0 = f(B) \quad (2)$$



(a) 支臂截面示意图



(b) 主梁截面示意图

图 2 支臂主梁箱型截面

规范中给出了对于一般闸门面板兼作主（次）梁翼缘的有效宽度的计算。面板兼作主（次）梁翼缘的有效宽度 B ，对于简支梁或连续梁中正弯矩段，可按下列公式计算，取其较小值

$$B = \xi_1 b \quad (3)$$

$$\begin{cases} B \leq 60t + b_l \text{ (Q235)} \\ B \leq 50t + b_l \text{ (Q345, Q390)} \end{cases} \quad (4)$$

式中： ξ_1 为有效宽度系数，按规范中表 H.0.2 采用； t 为面板厚度； b_l 为梁肋宽度，当梁上另有上翼缘时，为上翼缘宽度； b 为主、次梁间的净间距，当上下间距不相等时，采用其平均值即

$$b = \frac{b_1 + b_2}{2} \quad (5)$$

对于连续梁中负弯矩段或悬臂段，面板的有效宽度为

$$B = \xi_2 b \quad (6)$$

式中： ξ_2 为有效宽度系数，按规范中表 H.0.2 采用。

式（3）、（6）是从应力分布不均匀的角度来考虑面板兼作主（次）梁翼缘的有效宽度的计算的^[9]；式（4）是将面板当作四边简支板受均匀压应力而验算其局部稳定性的条件所得出的公式^[10]。规范也给出了（3）式和（6）式的适用条件：①以简支的对称的肋形结构（梁肋不另设上翼缘）承受对称荷载作为分析对象，这与深孔多主梁平

面闸门比较接近；②面板的局部弯应力，为了简化计算，不考虑横隔板的影响；③板厚比梁高小的多。这些假设使得平面设计法计算单位刚度比具有一定的误差。

3.2 基于有限元法计算单位刚度比

3.2.1 有限元法单位刚度比计算原理

有限元法计算单位刚度比也是根据式(1)计算，需要已知有限元模型中上下主梁的刚度。有限元法不可直接提取主梁的刚度，其原因主梁的刚度与面板、竖梁等构件相互作用有关。下面基于刚度等效和荷载等效准则对主梁的刚度进行计算。

图3给出带悬臂的直臂式主框架计算简图，图中支铰处可取为两个铰支承（如图所示），属于一次超静定结构^[11]，主框架单位刚度比的大小影响着水平推力 H 的大小^[12]。

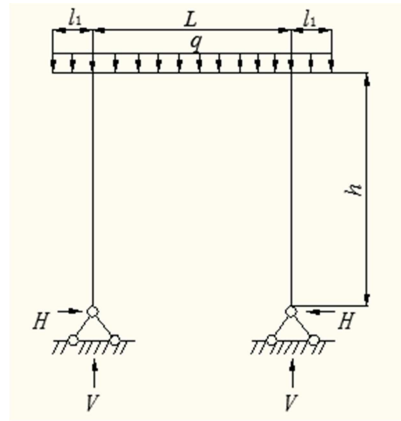


图3 带悬臂的直臂式Π型主框架计算简图

从主梁挠度定义出发，由材料力学知识可知，挠度 w 是沿跨位置 x 、主梁截面惯性矩 I_1 和弯矩 M 的函数，记为

$$w = f(x, I_1, M) \quad (7)$$

对于图3所示的带悬臂的直臂式主框架而言，假设主梁沿跨长截面不变，则弯矩 M 的沿跨位置 x 和主梁承受的分布荷载 q 的函数，记为

$$M = f(x, q) \quad (8)$$

由式(7)和(8)可知

$$w = f(x, I_1, q) \quad (9)$$

由式(9)可知，主梁的刚度 I_1 与挠度 w 有直接的关系。基于这种关系，用结构力学求解器辅助有限元法可方便的求解主梁的刚度 I_1 。其基本方法为将弧门有限元主框架模型简化为平面框架结构（如图3结构），在结构力学求解器中建立该模型，并施加与有限元模型中主梁承受的相同均布荷载 q ，达到与有限元模型中相同的最大挠度 $w_{\max}$ ，即可认为结构力学求解器输入的主梁刚度与有限元的主梁刚度等效。该方法中需要对有限元模型中的计算荷载 q 进行求解。

基于荷载等效原则，根据带悬臂的直臂式Π型主框架内力特点，单支臂的轴力等于主梁上承受的均布荷载 q 的一半，即

$$N = \frac{1}{2}ql \quad (10)$$

使用有限元法提取支臂上的轴力可根据式(10)换算为相应的均布荷载 q 。

3.2.2 弧形有限元模型与计算

建立图 1 的有限元模型, 为了提高其计算精度, 采用完整的空间薄壁结构^[13], 并且假设闸门门体焊接成整体结构^[14]。有限元模型如图 4 所示, 其中闸门共计离散成 302775 个单元, 901372 个节点, 网格尺寸根据试算确定, 施加边界条件: 弧形面板最下边的节点受到底槛的垂直向上约束, 则竖向位移被约束, 即 $u_y = 0$; 面板两侧边承受门封止水的横向约束, 横向位移被约束, 即 $u_z = 0$; 支铰节点仅有绕 z 轴的转动, 即自由度只有 Rot_z , 其余自由度均被约束; 剩下节点均视为自由节点^[15]。加载静水压力, 进行静力分析。

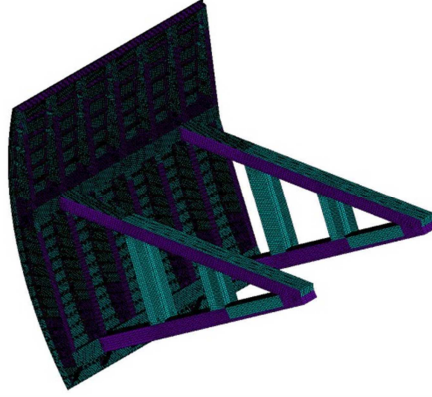
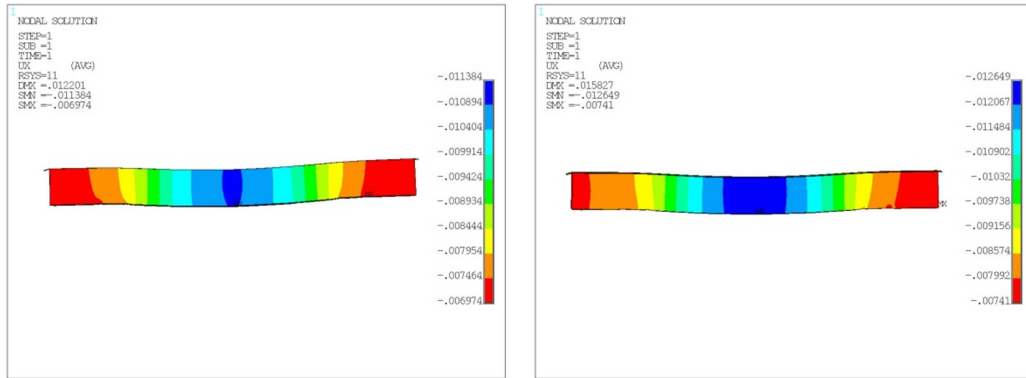


图 4 弧形闸门整体有限元模型

按照有限元法求解单位刚度比 K_0 的原理, 假设主梁沿梁长方向刚度不变, 如式 (10) 所示, 需要知道作用在主梁上的跨中最大弯矩 $w_{\max}$ 和单支臂轴力。图 5 给出上主梁和下主梁位移云图。其挠度值为跨中最大位移与直臂支承处位移之差。由图 5 (a) 可知上主梁支臂支承处的位移为 7.46 mm, 跨中位移为 11.38 mm, 其跨中最大挠度为 3.92mm; 由图 5 (b) 可知下主梁支臂支承处的位移为 12.65 mm, 跨中位移为 8.57 mm, 其跨中最大挠度为 4.08 mm。



(a) 上主梁位移云图

(b) 下主梁位移云图

图 5 主梁位移云图 (单位: m)

大量研究表明弧形闸门支臂是偏心受压构件, 支臂与主梁的交界处可反映主梁传给支臂的荷载^[16], 所以提取闸门上下支臂靠近主梁处的轴力分别换算成主框架上承受的分布荷载 q 。应用有限元的单元节点力求和法, 选取支臂靠近主梁的一端, 计算该截面的轴力, 由于支臂是受压柱, 其轴力为负值, 其中上支臂为 $F_U = -3621.266\text{KN}$, 下支臂轴力为 $F_D = -4191.519\text{KN}$ 。换算到结构力学求解器的上、下支臂的分布荷载分别为 $q_U = -559.701 \text{ KN/m}$ 、 $q_D = -647.839 \text{ KN/m}$ 。

在结构力学求解器中建立如图 3 所示的主框架模型, 分别输入上下框架的分布荷

载 q 值以及假定的单位刚度比 K_0 进行位移分析, 当主梁的跨中挠度与有限元模型的挠度 $w_{\max}$ 相等时, 输出单位刚度比 K_0 即为所求。

4 计算结果对比与分析

4.1 不同计算方法结果对比

用平面简化法分别计算的不考虑面板参与主梁的整体弯曲、考虑面板参与主梁的整体弯曲以及使用结构有限元法三种情况下求解的单位刚度比结果列于表 1。

表 1 各种情况下单位刚度比 K_0 计算值

情况	位置	跨中截面计算	支承端截面计算
不考虑面板参与主梁弯曲计算值	上框架	4.215	4.215
	下框架	4.215	4.215
考虑面板参与主梁弯曲计算值	上框架	5.436	5.454
	下框架	5.263	5.221
有限元计算值	上框架	6.147	6.147
	下框架	6.955	6.955

由表 1 可知, 有限元法计算的 K_0 值大于平面简化法计算的 K_0 值。其原因在于有限元法充分考虑了闸门空间整体效应, 使其结果比平面法计算的刚度值大。考虑面板参与主梁整体弯曲的单位刚度比由于有效宽度影响大于不考虑面板参与的结果。以有限元为准, 不考虑面板参与主梁整体弯曲时上框架的误差为 31.42%, 下框架的误差为 39.40%; 考虑面板参与主梁整体弯曲时, 取主梁跨中截面与支承端截面计算单位刚度比的平均值, 上框架的误差为 11.42%, 下框架的误差为 24.63%, 说明设计中考虑面板参与主梁的整体弯曲是比较合理的。

4.2 考虑面板参与主梁整体弯曲单位刚度比的修正

4.2.1 单位刚度比修正方法原理

为了提高弧门主框架平面简化法计算结构应力的精度, 需要保证有一个合理的单位刚度比 K'_0 。基于有限元法求解单位刚度比的思想, 根据荷载等效和内力等效准则, 用结构力学求解器和有限元法联合求解 K'_0 。

内力等效准则是指结构力学求解器和有限元软件根据主梁跨中、支承端及支臂端的弯矩相等等效为相应位置的弯曲应力相等。主梁跨中、支承端及支臂端的弯曲应力直接与三个位置的弯矩有关, 而主框架的弯矩与单位刚度比密切相关。有限元模型虽然提取不出主框架的弯矩, 但是可以提取出主梁跨中、支承端及支臂端的弯曲应力。

在平面简化法中, 结构力学求解器中输入合理的单位刚度比 K'_0 , 计算出相应位置的弯曲应力使其达到与有限元法弯曲应力相同。用 K'_0 对考虑面板参与主梁整体弯曲计算的单位的刚度比进行修正, 修正项取其主框架的支承端和跨中单位刚度比的平均值。

4.2.2 考虑面板参与主梁整体弯曲单位刚度比的修正结果

表 2 给出了有限元法计算的相应位置的最大弯曲应力以及平面简化法所对应的单位刚度比 K'_0 值。各框架相应位置通过平面设计法计算的单位刚度比 K'_0 误差较小, 取三个位置的平均值作为合理取值, 对考虑面板参与主梁整体弯曲时单位刚度比进行修正, 修正结果见表 3。

表 3 说明对于上框架, 考虑面板参与主梁的整体弯曲计算的跨中和支承端的单位刚度比 K_0 取其平均值乘以其扩大系数 1.07, 对于下框架, 考虑面板参与主梁的整体弯曲计算的跨中和支承端的单位刚度比 K_0 取其平均值乘以其扩大系数 1.21, 则对应的内

力与有限元相应位置的内力近似相等。也就是说,使用修正后 K'_0 进行平面简化法计算内力可以达到与有限元精确解的效果,提高了弧门主框架平面简化法计算结构应力的精度。

表 2 不同位置的有限元弯曲应力及 K'_0 计算表

位置		跨中应力 /(N/mm ²)	支承端应力 /(N/mm ²)	支臂端应力 /(N/mm ²)
上 框 架	有限元计算	105.83	45.61	72.82
	平面法计算 K'_0	5.821	5.832	5.819
下 框 架	有限元计算	122.25	54.97	71.23
	平面法计算 K'_0	6.324	6.312	6.351

表 3 考虑面板参与主梁整体弯曲时单位刚度比修正系数计算表

位置	应力等效 K'_0 值				考虑面板参与主梁整体弯曲 K_0 值			修正 系数
	跨中	支承端	支臂端	平均值	支承端	跨中	平均值	
上框架	5.821	5.832	5.819	5.824	5.454	5.436	5.445	1.07
下框架	6.324	6.312	6.351	6.332	5.263	5.221	5.242	1.21

5 结论

单位刚度比协调着框架的内力分布,基于荷载等效、内力等效和刚度等效的原则,提出了有限元计算单位刚度比的方法。用平面简化法分别计算不考虑面板参与主梁的整体弯曲、考虑面板参与主梁的整体弯曲以及有限元法三种情况下分别求解了单位刚度比,分析了平面简化法的误差,并对考虑面板参与主梁整体弯曲的单位刚度比进行修正。得到以下主要结论:

(1)有限元法计算的单位刚度比大于平面简化法计算的单位刚度比。实际的弧形闸门受到空间效应影响,主梁的刚度增大,平面简化法中考虑面板参与主梁整体弯曲提高主梁的刚度是合理的。

(2)平面简化法中,考虑面板参与主梁的整体弯曲计算的单位刚度比大于不考虑面板参与的结果。面板参与主梁的有效宽度影响单位刚度比的大小。

(3)基于内力等效和荷载等效准则,对考虑面板参与主梁整体弯曲的平面法计算单位刚度比进行修正,修正结果可显著提高平面简化法计算结构应力的精度。

参考文献

[1] 王正中. 弧门主框架单位刚度比的分析计算 [A]. 中国力学学会《工程力学》编委会、湖南大学、清华大学土木工程系.第二届全国结构工程学术会议论文集(上) [C]. 中国力学学会《工程力学》编委会、湖南大学、清华大学土木工程系:中国力学学会工程力学编辑部, 1993: 4.

[2] 李宗利, 徐永田, 王正中. 弧形闸门主框架主横梁与支臂单位刚度比常用取值范围研究 [J]. 水利水电科技进展, 2002(01): 25-27.

[3] 余卫华, 王正中, 王志刚 .弧形钢闸门主框架的稳定性 [J]. 人民长江, 2008(06): 62-63+70.

[4] 中华人民共和国水利部. 水利水电工程钢闸门设计规范(SL74-2013) [S]. 北京: 中国水利水电出版社,2013.

[5] 李宗利, 王亚红. 弧门 Π 形框架主横梁与支臂单位刚度比的优化设计 [J]. 人民长江, 1997(06):

25-26.

- [6] 申永康, 王正中, 刘计良. 深孔钢闸门面板参与主梁弯曲的有效宽度分析 [J]. 水力发电学报, 2011, 30(04): 161-167.
- [7] 张小林, 申永康, 张晖. 钢闸门面板有效宽度系数近似计算方法 [J]. 杨凌职业技术学院学报, 2002(02): 42-43.
- [8] J.M. Castro, A.Y. Elghazouli, B.A. Izzuddin. Assessment of effective slab widths in composite beams [J]. Journal of Constructional. Steel Research, 2007, 63(10): 1317-1327.
- [9] 周建方, 李斌. 中美钢闸门面板兼作主(次)梁翼缘的有效宽度计算方法的比较 [J]. 水力发电, 2015, 41(01): 57-60.
- [10] 魏震木, 陶碧霞, 俞良正. 钢闸门面板计算的新公式及试验研究 [J]. 华东水利学院学报, 1978(01): 83-104.
- [11] 范崇仁. 水工钢结构设计. 北京:中国水利水电出版社. 1999
- [12] 宋许成, 李雪春. 弧形闸门实腹式主横梁与支臂单位刚度比的研究 [J]. 水利学报, 1987(06): 61-66.
- [13] 曾又林, 何文娟, 李亚非. 高坝洲弧形闸门三维有限元分析 [J]. 水利水电机械. 2002, 28(4): 21-24.
- [14] 周旭云, 陈兆新, 李吉波, 等. 闸门面板与主梁上翼缘的连接方式对面板应力的影响 [J]. 水利科技与经济, 2005(01): 10-12.
- [15] 李明. 弧形闸门动力特性及流激振动数值模拟 [D]. 长沙: 长沙理工大学, 2013.
- [16] 翟超. 弧形钢闸门数字化设计程序开发 [D]. 西北农林科技大学, 2019.

向家坝水电站左岸冲沙孔出口高压滑动工作闸门研究

徐永新 樊文珊 郭熙宏

(中国电建集团中南勘测设计研究院有限公司 湖南 长沙 410014)

(89660587@qq.com)

摘 要:向家坝水电站左岸冲沙孔出口工作闸门采用窄门槽平面高压滑动闸门,其孔口尺寸大、操作水头高,对止水型式要求较高,闸门振动及门槽水力学问题突出。通过闸门模型试验,优化门槽及出口压坡斜度等关键参数,对闸门振动及门槽水力学问题进行了有效控制。

关键词:窄门槽;硬止水;流激振动;门槽水力学

1. 概况

向家坝水电站位于四川省宜宾县和云南省水富县交界的金沙江下游河段,是金沙江下游河段规划的最末一个梯级电站,其开发任务以发电为主,同时改善航运条件,兼顾防洪、灌溉,并具有拦沙和对溪洛渡水电站进行反调节等作用。电站最大单机容量 800MW,总装机容量 7750MW。

本工程为一等大(1)型工程,工程枢纽由拦河大坝、泄水建筑物、左岸坝后厂房、右岸地下厂房、左岸冲沙孔、左岸垂直升船机和两岸灌溉取水口等组成。

向家坝水电站左岸冲沙孔布置在垂直升船机左侧,与 6#施工导流底孔轴线重合,它是在导流洞完成封堵任务后回填形成,其功能是对垂直升船机上游进口及坝后厂房进口拉沙清淤和对垂直升船机下游航道冲沙清淤。

2. 闸门布置

冲沙孔出口段 0+177.500m 处设有平面滑动工作闸门,其孔口尺寸为宽 4.0m,高 6.0m,门槽底板高程 265.500m,门槽上部设置密封盖板,形成全封闭门槽室,以阻挡库水压力;门槽后 0+180.950m 下游接方圆渐变段,长度 15.00m,将断面由 4.00m×6.00m(宽×高)的矩形渐变为洞径 5.00m 的圆形;出口圆洞段长 5.00m,底板高程 265.500m,中心线高程 268.500m;消力池底板高程 262.000m,消能池尾坎在 0+340.000m,尾坎顶高程 280.000m。

3. 闸门结构设计

上游正常设计水位 380.000m,下游水位 276.000m,始终淹没出口,闸门设计操作水头 114.5m。根据水工建筑物布置,此处不具备布置弧形闸门的条件,故工作闸门采用窄门槽平面高压滑动闸门,水平水压力为 31233kN,考虑上游泥沙较多,闸门采用上游面板、下游止水。窄门槽平面高压滑动闸门在国内外工程中均有应用,但孔口尺寸均较小(如二滩底孔 3×5.5—120(80)m、冶勒放空洞 3×4.5—110.89m),止水为青铜对不锈钢的硬止水型式。考虑到向家坝出口工作闸门孔口较大,且操作水头较高,经过分析研究,闸门顶、侧止水采用青铜及橡胶水封。对不锈钢的组合型式、底止水采用不锈钢对不锈钢的硬止水型式。



图 1. 闸门模型

窄门槽高压滑动闸门因最早作为高压阀门而又称闸阀，门叶为 7 根主梁与面板、边梁组成的刚体结构，面板在上游侧，为保证闸门动水启闭过程中水流顺畅、避免负压，底缘设计成 45° 倾角的斜面并采用圆弧与垂直面板过渡，边梁为一厚板(240mm)，下游支承面设计有青铜滑道，同时兼作硬止水，其加工精度要求高，与门叶的装配采用螺栓连接，为保证止水的严密，青铜主支承与门叶结构之间应涂金属粘结胶。门槽段分为上部上、下游框架、下部上、下游框架及顶部盖板，分块加工，安装时采用螺栓连接成整体结构，与门叶配合面设有材质为 1Cr18Ni9Ti 的不锈钢作为支承面及止水座板，埋件外露面板采用 30mm 厚不锈钢复合板、基板材料为 Q345B, 厚 26mm，复合层材料为 00Cr22Ni5Mo3N 双相不锈钢，厚 4mm，在门槽顶部进人孔盖板各设一个水汽复合排气阀，用于门槽上部的排气。为了保证门叶支承滑道兼硬止水与门槽的配合精度，要求门叶及埋件分块焊接完成后进行整体退火处理，对配合面整体加工，并在厂内进行整体组装，厂内组装和工地安装调试对配合面的要求均为“用 0.05mm 塞尺每隔 20~30cm 量一次，不得贯穿”。

4. 启闭机设计

启闭闸门的设备选用为双缸双作用式液压启闭机，容量为 $2 \times 8000/2 \times 6000 \text{ kN}$ ，油缸安装在门槽腰箱上端法兰盘上，为钢性支座、螺栓连接并设有密封装置以封水。液压启闭机活塞杆上加工有螺纹，直接与门叶上的套筒相连并采用承载螺母固定。启闭机活塞杆最大行程 7.2m，工作行程 7.0m，缸径 840mm，杆径 400mm。启闭机可从全关位或任意局部开启位开始开启运行操作，借助闸门开度检测系统可在预先设定的任意位置自动停机，启门速度由比例调速阀调定。为保证 2 只液压缸同步启闭闸门，液压系统采取了两项措施，一是粗调，利用 2 只比例调速阀，分别调节两液压缸有杆腔进、出油量，使其基本相同；二是精调，1 只比例流量控制阀流量恒定，根据油缸行程检测系统输出的信号，通过 PLC 进行比较，当超差时，1 只比例流量控制阀流量恒定，PLC 发出信号给另 1 只比例流量控制阀，调节液压缸的同步精度。

5. 闸门模型试验

向家坝冲沙孔出口工作闸门 $4 \times 6 \sim 114.5 \text{ m}$ ，总水压力 31233kN。如此高水头运行的平面闸门，水流流速近 40m/s，由于门槽的存在及下游水位淹没出口等因素，闸门水力学和流激问题相当突出，严重时 will 影响闸门和门槽的安全运行。因此，针对该闸门，委托长江水利委员会长江科学院作了闸门水力学及流激振动、门槽减压模型试验。

5.1 闸门水力学及流激振动模型试验

闸门水力学试验表明, 闸门底缘竖向脉动压力的优势频率在 10Hz 以下, 而竖向振动位移主要发生在 10Hz 及其以上频率上, 脉动压力能量最大的频率没有与闸门发生共振; 流激振动试验获得的闸门竖向振动位移最大峰值为 0.136mm, 最大均方根值为 0.033mm, 表明闸门实际运行中在摩擦力的制约下不会发生整体过大竖向振动。在各开度区间, 闸门主横梁跨中梁向动应力和底缘附近面板梁向动应力的主要能量分布在 10Hz~260Hz 频带上, 而闸门水流向第一阶弯曲自振频率大于 800Hz, 两者不在同一区域; 在各开度区间闸门水流向振动位移响应主要发生在 10Hz~165Hz 频带上, 远低于闸门纵向第一阶弯曲自振频率和水流向第一阶弯曲自振频率。总之, 闸门上脉动压力的优势频率在 10Hz 以下, 闸门第一阶自振频率在 200Hz 以上, 两者相差甚远, 不可能发生水力共振。

试验结果表明, 在各局部开度恒定流下和开关门过程中闸门水流向、门侧向和门竖向振动位移峰值分别不超过 0.330mm、0.110mm 和 0.140mm, 闸门振动位移较小, 闸门的流激振动不会影响闸门及其启闭设备的安全运行。

5.2 门槽减压模型试验

该门形式为窄门槽平面滑动闸门, 面板在上游侧, 为保证闸门动水启闭过程中水流顺畅、避免负压, 底缘设计成 45°倾角的斜面并采用圆弧与垂直面板过渡; 同时, 为保证工作闸门门槽后水流上部自由水面挟气和表面拖曳力产生的输气量, 以及由于设置跌坎而形成的射流底空腔的输气量, 试验时在门槽后洞顶设有六处通气孔, 尺寸分别为三个 $\varnothing 800\text{mm}$ 圆洞和三个 $\varnothing 500\text{mm}$ 圆洞。

通过试验, 遵照通气孔面积基本相同的原则, 6 个通气孔简化为 2 个 $\varnothing 1200\text{mm}$ 的圆洞(总面积 2.26m²), 通气孔面积稍有增加; 同时, 对门槽附近流道体型进行了优化, 改善了出口压坡斜度等窄门槽平面滑动闸门的几个关键参数, 提高了门槽的抗空化、空蚀能力, 所有测点的门槽空化数均大于规范的规定值($K=0.4\sim 0.6$), 并具有一定的安全裕度。

6. 结论

目前, 闸门已经安装调试完成, 并于 2019 年 9 月 21 日做了动水试验。从试验结果来看, 在 118m 水头下, 闸门的流激振动不会影响闸门及其启闭设备的安全运行; 经优化后的门槽体型抗空化能力好, 闸门局部开启不会对门槽及门叶底缘产生危害性破坏。在闸门局部开启过水时, 有可能对门槽及钢衬局部产生空蚀, 在水库运行中也可以利用上游进口事故检修闸门挡水, 对其进行定期检修维护。

参考文献

- [1] 长江水利委员会长江科学院, 向家坝水电站左岸冲沙孔高压滑动工作闸门静力与动力特性有限元分析报告, 蒋昱州、吴杰芳, 2013 年 10 月;
- [2] 长江水利委员会长江科学院, 向家坝水电站左岸冲沙孔出口工作闸门门槽减压模型试验研究报告, 姜伯乐、吴英卓、刘志雄, 2013 年 6 月;
- [3] 长江水利委员会长江科学院, 向家坝水电站左岸冲沙孔高压滑动工作闸门、门槽试验研究(水力学部分), 江耀祖、刘志雄、姜伯乐, 2013 年 9 月。

桃源水电站泄洪闸下游检修设施方案研究

徐永新 阿庆宇

(中国电建集团中南勘测设计研究院有限公司 湖南长沙 410014)

(89660587@qq.com)

摘 要: 桃源水电站在设计之初对泄洪闸检修采用“围堰挡水检修泄洪闸设计方案”，即上游设置浮式检修闸门，下游未设置检修闸门而采用草土围堰。电站投产后，下游草土围堰方案已不满足电站实际运行需求，根据实际情况进行下游检修设施方案研究，增设在设计条件下自身稳定的无闸墩支承的浮式检修闸门。

关键词: 无闸墩支承；浮式检修闸门；自身稳定；底支承橡胶

引言

桃源水电站共设置了 25 孔泄洪闸，左河槽设置 14 孔泄洪闸，右河槽设置 11 孔泄洪闸。泄洪闸孔口宽度 20.00m，底板高程 26.00m，上游正常蓄水位 39.500m。原设计对泄洪闸检修采用“围堰挡水检修泄洪闸设计方案”，即左河槽和右河槽上游分别设置 1 套浮式检修闸门，下游未设置检修闸门而采用草土围堰。下游不设置检修闸门其理由：堰顶高程 26.0m，坝基高程 24.0m，下游采用草土围堰。最小通航流量为 $400\text{m}^3/\text{s}$ ，相应最低通航水位为 29.44m，根据桃源水文站 2000 年~2008 年逐日平均流量分析，枯水期流量小于 $800\text{m}^3/\text{s}$ (相应下游水位为 30.22m)的天数多于 30 天，考虑一定的安全裕度，下游检修围堰顶部高程取 30.50m，顶宽 1m，坡比 1:1.75，最大堰高 6m，围堰长度 20.0m，采用编织袋装土填筑，单孔填筑工程量为 1364m^3 。”随着电站投产运行，下游草土围堰方案已不满足电站实际运行需求，根据实际情况进行下游检修设施方案研究。

1. 方案设计概况

1.1 原设计概况

可研设计阶段，考虑当工作闸门门槽及溢流面需要检修时，在枯水期下游水位较低，并且多孔可以同时检修的特点，采用草土围堰方案，故不设置检修闸门。此方案单孔填筑工程量为 1364m^3 ，一年的检修时段仅 30 天，方案仅有文字说明，无相应设计图。由于闸室为混凝土结构，采用草土围堰需进行桩基工程前提不存立。可行的替代方案为重力坝方案，25 孔泄洪闸，无论哪孔闸室需要放空检修时，需修建 1 道 20m 宽，高 6.0m 的编织袋装土填筑重力坝，并在 30 天内完成泄洪闸工作闸门的重大部件的更换，且在泄洪前必须拆除临时重力坝。桃源水电站枢纽既没有设置填筑重力坝的陆上通道，也没有设置填筑重力坝的水上航道。

1.2 下游检修设施研究构想

根据以往工程实践和桃源水电站枢纽布置情况，宜在下游增设检修闸门。

泄洪闸建筑工程与安装工程施工完成,下游未预留检修门槽与启闭设备,而且 1#、12#泄洪闸右侧边墩、11#、25#泄洪闸左侧边墩、以及左右泄洪闸消力池导墙均向下游延伸,在上述部位共计 8 孔泄洪闸不具备设置闸门支承的条件。

综合考虑桃源水电站泄洪闸下游布置情况,宜增设能够在设计条件下自身稳定的无闸墩支承的浮式检修闸门。

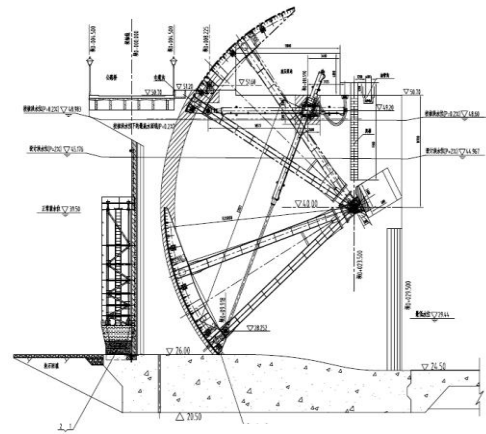


图 1. 泄洪闸纵

1.3 检修闸门功能与设计目标

根据增设泄洪闸下游检修闸门的原因与枢纽布置特点,归纳泄洪闸下游检修闸门的功能与设计目标如下:

- (1) 设计方案应考虑左右河槽水工建筑物的特点,保留土建工程完整。
- (2) 满足 1#~25#共 25 孔泄洪闸检修时下游挡水需要。
- (3) 在无闸墩支撑的情况下,能够在设计条件下自身稳定。
- (4) 能够在无起重设备的条件下,借助辅助设备运行。
- (5) 闸门具有一定的挡水高度,保证泄洪闸一年的检修时间不少于 90 天。
- (6) 运行可靠、便捷。
- (7) 结构简单,安装、维护方便。
- (8) 设置可靠的停泊设施,保护泄洪条件下设备安全。
- (9) 方案应体现技术先进、经济合理、兼顾美观的基本原则。进行多方案对比,优化方案布置,在满足功能的条件下,尽量降低工程造价。

1.4 检修闸门方案设计理论依据及设计条件

1.4.1 闸门设计方案的理论依据

参考船舶设计、重力坝设计、浮式检修闸门设计的理论与经验,确定闸门结构型式为矩形结构,利用重力与基础之间的摩擦力抵挡水荷载。

1.4.2 闸门设计条件

最小通航流量为 $400\text{m}^3/\text{s}$,相应最低通航水位为 29.440m,根据桃源水文站 2000 年~2008 年逐日平均流量分析,枯水期流量小于 $800\text{m}^3/\text{s}$ 的相应下游水位为 30.220m。3 台机组满发 $\leq 31.0\text{m}$,4 台机组满发 $\leq 31.5\text{m}$,6 台机组满发流量 $2466\text{m}^3/\text{s}$,水位 31.950m,枯水期概率 40%,7 台机组满发水位 32.420m,枯水期概率 16%。由于草土围堰可以实现多孔同时检修,检修工期考虑 30 天,而检修闸门的方案,由于泄洪闸孔口数量多,因此应考虑每年的检修时间不少于 90 天,闸门设计水位取 31.950m,尾坝高程 24.000m,闸门设计水头 7.95m,考虑 0.5m 波浪超高,闸门高度不小于 8.45m。

2. 检修闸门设计

2.1 检修闸门型式选定

目前泄洪闸下游检修闸门采用的主要型式见表:表 1。

表 1 检修闸门采用的主要型式

序号	闸门型式	主支承方式	平压方式	工程实例
1	叠梁闸门	滑道支承	充水阀、节间充水、 小开度提门	桃源船闸下闸首检修闸门
2		倒钩		凌津滩泄洪闸下游检修闸门
3	浮式闸门	滑道支承	旁通阀	桃源泄洪闸上游检修闸门
4		无		无

考虑泄洪闸下游 1#、12#泄洪闸右侧边墩、11#、25#泄洪闸左侧边墩、以及泄洪闸消力池导墙均向下游延伸，在上述部位共计 8 孔泄洪闸不具备闸门两侧支撑传力的条件。经综合分析，并通过支承橡胶与混凝土表面接触时的摩擦系数试验，选定新增设的检修闸门采用新型的无闸墩支撑的浮式闸门，借助拖船在门库、泄洪闸之间循环转运；在设计工况下，满足抗倾覆稳定和抗滑移稳定要求。

浮式检修闸门主要由钢结构箱体、侧水封装置、橡胶底支承装置、侧导向防撞装置、充泄水装置等组成。浮门底板设置 2 道橡胶块作底支承，靠近浮门上游面板设置 1 道，靠近浮门下游面板设置 1 道橡胶底支承兼作底止水。浮式检修闸门通过充泄水装置调节钢结构箱体内水量，达到调节闸门的吃水深度，实现闸门在河道内的安全转运。

浮式检修闸门工作状态通过重力(含闸门自重、配重、箱体内水体压重)与闸室底板混凝土面之间的摩擦力满足抗滑移稳定要求，重力产生弯矩满足浮门抗倾覆稳定要求。

浮式检修闸门到达目标泄洪闸时，通过船舶调整好入闸角度，借助人力牵引闸门，由侧导向防撞装置导入入闸。如果闸门入闸前进量超过标示线设计范围，可以通过船舶牵引后退。当浮式检修闸门前后定位满足设计要求后，通过侧向定位装置调整浮式检修闸门与闸墙之间的距离，避免闸门在充水下降过程中，与侧墙碰撞摩擦，并保证左、右侧水封装置的水封压缩基本相同。

浮式检修闸门在非工作状态，存放于专用门库内。

2.2 一门一库设计方案

左河槽泄洪闸与右河槽泄洪闸仅设置 1 扇浮式检修闸门，以及 1 套浮式检修闸门门库。

根据桃源水电站的枢纽布置，左河槽左岸规划有沅水风光带，船闸下闸首两侧为行洪区，右河槽右岸施工较难，因此，将检修门库布置于左河槽泄洪坝段右侧，右岸副坝下游，在 12 号泄洪闸右侧闸墩附近滩头，施工交通方便，有利于封闭管理。

门库入口面向左侧泄洪闸坝段，闸门可以直接从门库驶入左侧泄洪闸坝段，对左侧 14 孔泄洪闸检修。当右河槽 11 孔泄洪闸需要检修时，闸门需转运至右河槽。为保证闸门转运过程中的安全，转运航道河床高程不高于 29.000m，下游水位不低于 32.300 m，闸门才能在左、右河槽转运，且转运时，风力等级不大于 4 级，风速不能大于 5m/s。

闸门左、右河槽转运前，应检查航道河床，如果河床高程高于 29.000m，则应对航道河床进行清理。闸门门叶结构为上下游对称布置，闸门重心与浮心基本处于同一直线，故在闸门浮运时闸门总体处于平衡状态，但受航道河床限制，闸门吃水深度较小，闸门在左、右河槽转运过程中，应严格控制闸门浮运速度，并密切监视浮运状况。

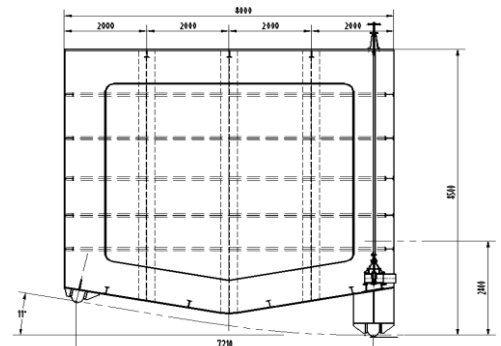


图 2. 闸门剖面图(1)

2.2.1 闸门设计

浮式检修闸门主要由钢结构箱体、侧水封装置、橡胶底支承装置、侧导向防撞装置、充泄水装置等组成。

(1) 技术参数

- 1) 孔口宽度 20.0m
- 2) 底板高程 24.000m
- 3) 下游设计水位 31.950m
- 4) 设计水头 7.950m
- 5) 闸门高度 8.5m
- 6) 闸门厚度 8.0m
- 7) 总水压力 6320.25kN
- 8) 闸门型式：无闸墩支承浮式检修闸门
- 9) 平压方式：潜水泵及球阀实现上下游平压
- 10) 抗倾覆稳定系数 3.8
- 11) 抗滑移安全系数 1.46

(2) 闸门计算成果及主要结构

浮式检修闸门自重约 240t，浮运时吃水深度约为 2.8m(含底止水装置)；航道底板设计高程为 29.000m，浮运时水深 $\geq 3.20\text{m}$ (安全水深 0.5m)，下游水位宜大于 32.300m，以满足航道规范的安全水深要求。如果在转运时，离开泄洪闸下游护坦区域(高程 24.0m)，应根据浮式检修闸门所在区域和下游水位，局部开启泄洪闸调节下游水位，保证下游航道水深 $\geq 3.20\text{m}$ ，并避免泄洪水流直接冲击浮式检修闸门，实现浮门左、右河槽的转运。

浮式检修闸门工作状态，闸门上游侧底支撑为闸门倾覆支撑点位置，箱体内注满约 1200t 水体后，闸门自重及仓内水体重量产生的抗倾覆力矩为 44170kNm，对应下游设计水位 31.95m，其下游水压力产生的倾覆力矩为 11629kNm，抗倾覆稳定系数为 3.8。

下游设计水位时，闸门所受总水压力为 6320.25kN，底支撑橡皮不同工况下的线荷载见表 2。

表 2 底支撑橡皮不同工况下的线荷载表

序号	工况	上游底支撑线荷载 (kN/m)	下游底支撑线荷载(kN/m)
1	仓内满水，上下游无水压差	354	366
2	仓内满水，上游无水，下游设计水位	459	261

根据武汉大学《桃源水电站泄洪闸下游浮式检修闸门橡胶支承试验研究报告》结论，取底支撑橡胶采用水闸橡胶密封件(HGT 3096-2001)S7774-R150 橡胶，橡胶端部有约束，混凝土面为光滑面，利用插值法，当橡胶线荷载为 459kN/m 时，其摩擦系数为 0.51，底支承摩擦系数取 0.5 计算。考虑上游底支承斜面产生的水平分力，闸门自重及仓内水体重量所产生的摩擦力为 9256kN，抗滑移安全系数为 1.46。

在闸门挡水状态时，底支承橡皮压缩量为 50mm，其截面与混凝土面的接触宽度约为 230mm，混凝土的承压应力为 2.0MPa，小于混凝土(C20)的额定承压应力 7MPa。

门体结构为整体箱体结构，由面板、主梁、次梁、底板、顶部封板组成。沿孔口宽度方向布置 9

根纵向主梁,沿闸门高度方向布置 5 根工字型小梁,面板四周布置,与底板及顶部封板形成箱型结构。门体结构采用 Q345B 钢材(型钢为 Q235B)焊接而成。门体结构内部设置两道爬梯通往门体底部方便门体检修,门体结构外部上下游方向各设置 2 道爬梯,共 4 道,供闸门检修时用。门体结构底部设置 2 道支承,闸门停靠在门库时,由支承直接支承在门库底坎上,便于检修与更换闸门底止水橡胶。

2.2.2 门库设计

根据闸门停放的方式的不同,拟定利用闸门自重及门体内水体的重量将闸门紧压在门库底板停放方案(沉底停放)和闸门与浮式系缆环通过钢丝绳连接、闸门随水位变化而上下浮动停放方案(浮动停放)。根据闸门停放的方式不同,单门库设计方案分为如下 2 种方案:

(1) 方案一:沉底停放方案

方案一检修闸门采用沉底停放时,是利用闸门自重及门体内水体的重量将闸门紧压在门库底板。门库长 23m、宽 13m、高 11m,门库检修闸门底槛高程 29.000m。门库由底坎、爬梯及埋件、系缆环及埋件组成。门库底坎通长布置,闸门入库后,将门体内充满水,使闸门支承块落在底坎上停靠,保证闸门在门库内的安全。门库前设置一道检修闸门,便于闸门在门库内的检修。检修门应能保证浮门在正常蓄水位时的检修。门库前端设一集沙井,集沙井宽 1m、深 1.2m,沿门库宽度方向布置。

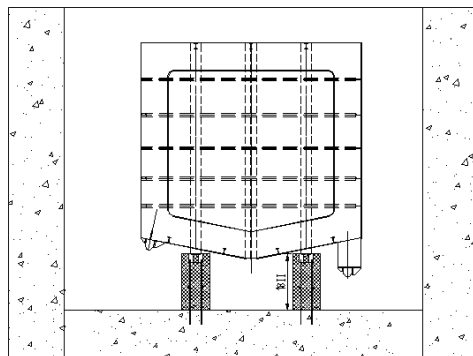


图 3. 门库剖面图(沉底)

在门库需要清理检修时,利用高压水枪先冲刷门库底板,然后用污泥泵清理掉集沙井中的泥沙。为了便于门库底板清理,将门库底板作成斜面(以门库入口为底部,斜度 1: 25)。

(2) 方案二:浮动停放方案

方案二检修闸门采用浮动停放,停放时闸门与浮式系缆环通过钢丝绳连接,闸门随水位变化而上下浮动。由于门库顶部和坝顶高程需要平齐,高出地面高程,运输闸门需要架设交通桥。

门库长 23m、宽 13m、高 22.8m,门库检修闸门底槛高程 29.000m。门库由底坎、爬梯及埋件、浮式系缆环及相应导槽埋件组成。门库上、下游方向各设置两个浮式系缆环及相应导槽埋件,在闸门两侧隔板顶主梁附近设置吊耳连接板,平时通过钢丝绳与浮式系缆环连接,牵引浮式检修门停靠在门库内,浮式检修闸门与浮式系缆环同时随水库水位的变化而升降。闸门入库后,应向闸门内充水,充水至闸门顶板露在水面,保证闸门安全。当下游水位较低时,闸门可落在底坎停靠。门库前设置一道检修闸门,便于闸门在门库内的检修。检修门应能保证浮门在正常蓄水位时的检修。门库前端设一集沙井,集沙井宽 1m、深 1.2m,沿门库宽度方向布置。在门库需要清理检修时,利用高压水枪先冲刷门库底板,然后用污泥泵清理掉集沙井中的泥沙。为了便于门库底板清理,将门库底板作成斜面(以门库入口为底部,斜度 1: 25)。

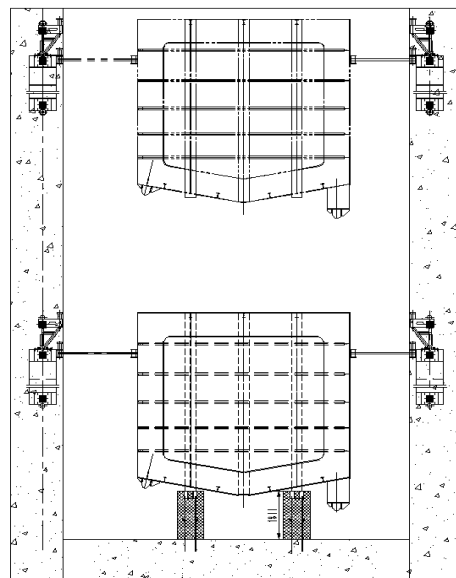


图 4. 门库剖面图(浮动)

2.3 二门二库设计方案

左河槽泄洪闸与右河槽泄洪闸各设置 1 扇浮式检修闸门，以及 1 套浮式检修闸门门库。
根据桃源水电站的枢纽布置，左河槽左岸规划有沅水风光带，船闸下闸首两侧为行洪区，因此，左河槽门库布置与一门一库的门库布置相同，右河槽检修门库布置于右河槽泄洪坝段右侧，右岸副坝下游，在 1 号泄洪闸右侧闸墩附近，门库入口面向左侧泄洪闸坝段，闸门可以直接从门库驶入左侧泄洪闸坝段。

泄洪闸需要检修时，左、右检修闸门各司其职，无需左、右河槽之间转运。按下游水位 30.000m(下游最低通航水位为 29.440)计算，闸门允许的吃水深度为 5.5m，设计通过闸门配重，使闸门重心低于浮心，且重心与浮心基本在一条直线上，保证闸门在转运过程中没有倾覆的危险。

2.3.1 闸门设计

左河槽与右河槽泄洪闸各设 1 扇浮式检修闸门，共 2 扇。
闸门主要由门体结构(箱体)、底支承兼止水橡胶、侧止水装置、充泄水装置、定位装置、牵引装置、侧向导防撞装置等组成。

(1) 技术参数

- 1) 孔口宽度 20.0m
- 2) 底板高程 24.0m
- 3) 下游设计水位 31.95m
- 4) 设计水头 7.95m
- 5) 闸门高度 8.5m
- 6) 闸门厚度 5m
- 7) 总水压力 6320.25kN
- 8) 闸门型式无闸墩浮式检修闸门
- 9) 平压方式：潜水泵及球阀实现平压
- 10) 抗倾覆稳定系数 2.7
- 11) 抗滑移安全系数 1.41

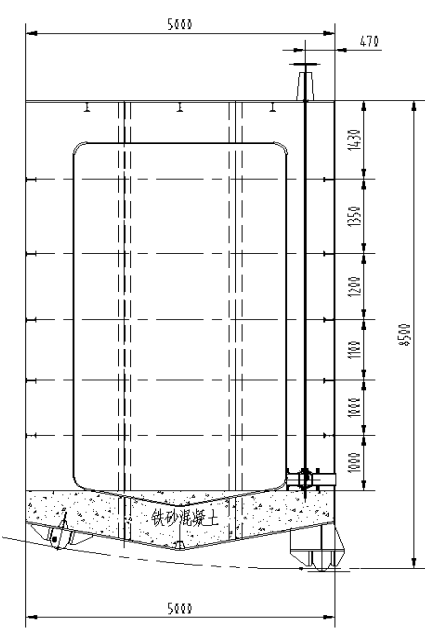


图 5. 闸门剖面图(2)

(2) 闸门计算成果及主要结构

浮式检修闸门自重约 200t，配重钢砂混凝土 318t，以下游水位 30m(下游最低通航水位为 29.44)计算，闸门自立运输时吃水深度约为 5.5m。

闸门重心位置：距闸门底支承底部为 2.442m，距面板外缘 2.519m，浮心位置：距闸门底支承底部为 3.29m，距面板外缘 2.5m。闸门重心位置低于浮心位置，且闸门重心与浮心基本处于同一竖直线上，故闸门在运输过程中不会产生倾覆

浮式检修闸门工作状态，闸门上游侧底支撑为闸门倾覆支撑点位置，箱体内注满约水体后，闸门自重及仓内水体重量产生的抗倾覆力矩为 35335kNm，对应下游设计水位 31.95m，其下游水压力产生的倾覆力矩为 13020kNm，抗倾覆稳定系数为 2.7。

下游设计水位时，闸门所受总水压力为 6320.25kN，底支撑橡皮不同工况下的线荷载见下表 3：

表 3 底支撑橡皮不同工况下的线荷载表

序 号	工 况	上游底支撑线荷载(kN/m)	下游底支撑线荷载(kN/m)
1	仓内满水，上下游无水压差	313.6	335
2	仓内满水，上游无水，下游设计水位	437	211.8

根据武汉大学《桃源水电站泄洪闸下游浮式检修闸门橡胶支承试验研究报告》结论, 取底支撑橡胶采用水闸橡胶密封件(HGT 3096-2001)S7774-R150 橡胶, 橡胶端部有约束, 混凝土面为光滑面, 利用插值法, 当橡胶线荷载为 437kN/m 时, 其摩擦系数为 0.525, 取底支撑摩擦系数为 0.52 计算, 考虑上游底支承斜面产生的水平分力, 闸门自重及仓内水体重量所产生的摩擦力为 8911kN , 抗滑移安全系数为 1.41。

在闸门挡水状态时, 底支承橡皮压缩量为 50mm , 其截面与混凝土面的接触长度约为 230mm , 混凝土的承压应力为 2MPa , 小于混凝土(C20)的额定承压应力 7MPa 。

门体结构为整体箱型结构, 由面板、主梁、次梁、底板、顶部封板组成。沿孔口宽度方向布置 9 根纵向主梁, 沿闸门高度方向布置 5 根工字型小梁, 面板四周布置, 与底板及顶部封板形成箱型结构。门体结构采用 Q345B 钢材(型钢为 Q235B)焊接而成。门体结构内部设置两道爬梯通往门体底部方便门体检修, 门体结构外部上下游方向各设置 2 道爬梯, 共 4 道, 供闸门检修时用。门体结构底部设置 2 道支承, 闸门停靠在门库时, 由支承直接支承在门库底坎上, 便于检修与更换闸门底止水橡胶。

2.3.2 门库设计

根据闸门停放的方式的不同, 拟定利用闸门自重及门体内水体的重量将闸门紧压在门库底板停放方案(沉底停放)和闸门与浮式系缆环通过钢丝绳连接、闸门随水位变化而上下浮动停放方案(浮动停放)。根据闸门停放的方式不同, 门库设计方案分为如下 2 种方案:

(1) 方案一: 沉底停放方案

方案一检修闸门采用沉底停放时, 是利用闸门自重及门体内水体的重量将闸门紧压在门库底板。门库长 23m 、宽 9m 、高 10.8m , 门库底坎高程 25.000m , 门库由底坎、爬梯及埋件、系缆环及埋件组成。门库底坎通长布置, 闸门入库后, 将门体内充满水, 使闸门支承块落在底坎上停靠, 并用缆绳与门库顶部的系缆环将闸门锁定, 保证闸门在门库内的安全。门库前设置一道检修闸门, 便于闸门在门库内的检修。检修门应能保证浮门在正常蓄水位时的检修。门库前端设一集沙井, 集沙井宽 1m 、深 1.2m , 沿门库宽度方向布置。在门库需要清理检修时, 利用高压水枪先冲刷门库底板, 然后用污泥泵清理掉集沙井中的泥沙。为了便于门库底板清理, 将门库底板作成斜面(以门库入口为底部, 斜度 1:25)。

(2) 方案二: 浮动停放方案

方案二检修闸门采用浮动停放, 停放时闸门与浮式系缆环通过钢丝绳连接, 闸门随水位变化而上下浮动。由于门库顶部和坝顶高程需要平齐, 高出地面高程, 运输闸门需要架设交通桥。门库长 23m 、宽 9m 、高 26.8m , 门库底坎高程 25.000m , 门库由底坎、爬梯及埋件、浮式系缆环及相应导槽埋件组成。门库上、下游方向各设置两个浮式系缆环及相应导槽埋件, 在闸门两侧隔板顶主梁附近设置吊耳连接板, 平时通过钢丝绳与浮式系缆环连接, 牵引浮式检修门停靠在门库内, 浮式检修闸门与浮式系缆环同时随水库水位的变化而升降。闸门入库后, 应向闸门内充水, 充水至闸门顶板一下 1m 高度露在水面, 1m 一下全部没入水下, 保证闸门安全。当下游水位较低时, 闸门可落在底坎停靠。门库前设置一道检修闸门, 便于闸门在门库内的检修。检修门应能保证浮门在正常蓄水位时的检修。门库前端设一集沙井, 集沙井宽 1m 、深 1.2m , 沿门库宽度方向布置。在门库需要清理检修时, 利用高压水枪先冲刷门库底板, 然后用污泥泵清理掉集沙井中的泥沙。为了便于门库底板清理, 将门库底板作成斜面(以门库入口为底部, 斜度 1: 25)。

2.4 主要零部件设计方案

2.4.1 底支承型式

检修闸门采用在无闸墩支承的情况下,能够在设计条件下自身稳定的浮式检修闸门。检修闸门在闸室内是依靠重力(闸门自重和配重)与混凝土之间的摩擦力,阻挡水作用的水平荷载,防止闸门向上游滑移。闸门运行是否可靠主要取决于闸门橡胶支承与混凝土表面之间的摩擦系数、变形状态等。目前国内外,还没有在无闸墩支承条件下,设置检修闸门的研究资料与工程实例。

为解决橡胶与混凝土接触的摩擦系数在不同工况下合理取值,由中南勘测设计研究院有限公司提出了2种不同截面、2种不同材质共4种橡胶支承方案,由中国水电顾问集团桃源开发有限公司委托武汉大学进行试验,根据武汉大学提供的《桃源水电站泄洪闸下游浮式检修闸门橡胶支承试验研究报告》结论,确定闸门底部布置2道橡胶底支承,

橡胶底支承截面如图6所示,橡胶材质为《水闸橡胶密封件(HGT 3096-2001)》SF-7774。因下游侧底支承橡胶兼作底止水,其表面为光面。

2.4.2 侧止水装置

在检修闸门进出闸室时,侧水封装置应能够通过回缩保持其与闸墩之间的安全距离,侧向止水还应适应一期混凝土表面不平度与闸墩几何尺寸偏差,故侧水封装置设计如下两种型式:

方案一:闸门侧水封装置采用转动式侧水封,型式如图7所示。

为适应闸门与闸墩间的安全距离,设置了一种全新的侧水封装置,布置在闸门左右两端,通过一根通常布置转动轴与门体结构联接,转动轴顶端设有旋转手轮,在闸门运行时,可以通过人力旋转手轮以控制侧水封的开度。闸门非工作状态时,侧水封装置处于全开状态(侧水封装置与闸门呈约 80°),检修闸门在孔口内定位完成后,通过转动轴的转动来调整水封橡皮的位置,以适应一期混凝土表面不平度与闸墩几何尺寸偏差。

侧水封装置由转动轴、悬臂、方头P型水封、条形水封及压板组成。闸门工作状态时,方头P型水封与门体结构面板压紧,条形水封与闸墩侧墙压紧进行止水。水封材质为《水闸橡胶密封件(HGT 3096-2001)》SF-6674。

方案二:闸门侧水封采用橡胶袋冲压密封装置,型式如图8所示。

该侧水封布置在闸门左右两个端面上,橡胶袋中心线与底支承兼底止水橡皮中心线共面。工作时,利用闸门顶部高压气泵往橡胶袋内充气使橡胶袋头部紧压在闸墩侧墙进行止水,非工作时排出橡胶袋内的气体,橡胶头自动缩回。

以上2种型式的侧水封装置均可用作闸门的侧止水,考虑到转动式侧水封是一种全新的水封型式,其使用效果

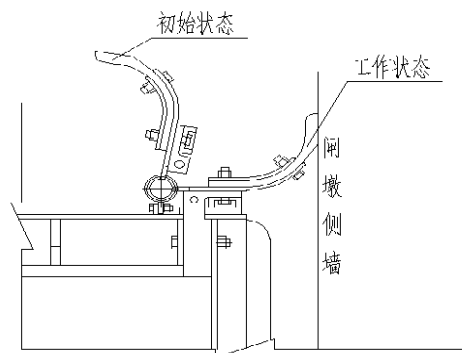
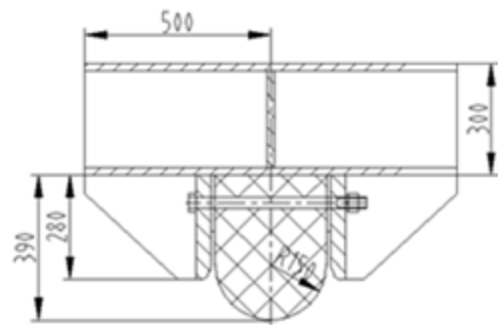


图7. 转动式侧水封装置

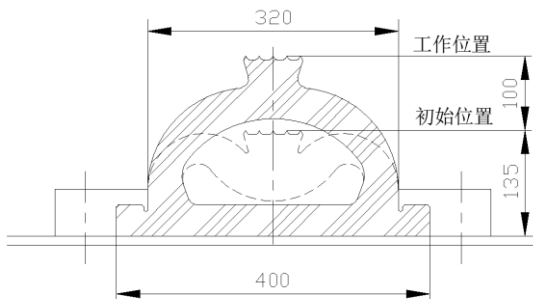


图8. 冲压式侧水封装置

需要在实际工程中验证,且该装置采用的是条形水封,考虑条形橡胶本身强度,工作面不宜过长,故适应性较差。橡胶袋充压密封装置结构简单,适应性强(每边初定 100mm),工作可靠,且有成功应用的实例,如秦山核电站和巴基斯坦核电站的密封门上采用的是该种橡胶密封的型式,但橡胶袋的材质以及工作时袋内压力等需要后期试验确定。推荐采用橡胶袋冲压密封装置。

2.4.3 充排水装置

闸门左右两侧靠下游面板装两个 DN200 手动球阀,通过连杆与闸门顶部的阀杆与手轮连接。潜水泵从顶板进入孔吊入门体内,并完全浸没水中,排水管置于舱外,配合充水阀控制门体沉浮。门体内充水及闸门上游侧充水平压采用球阀操作,门体内排水以及闸门上游侧排水均采用潜水泵,潜水泵放在拖船上。为保证闸门门体内水能完全抽干,混凝土配重在浇筑时应预留潜水泵槽。

2.4.4 前进牵引装置和侧向定位装置

浮式检修闸门到达目标泄洪闸时,通过船舶调整好入闸角度,借助人力利用牵引缆索牵引闸门,由侧导向防撞装置导入前进入闸。如果闸门入闸前进量超过设计标示线,可以通过船舶上人力牵引后退。当浮式检修闸门前后定位满足设计要求后,通过人力驱动布置在闸门顶部(左右对称布置)的 2 台螺杆机,调整浮式检修闸门与闸墙之间的距离,使闸门与左右侧墙的距离相等,当闸门左右定位满足设计要求后,退出定位状态,螺杆机的螺杆全部缩回,然后往门体内充水,使闸门下沉。在闸门接近地坎(距地坎约 0.5m)位置时对闸门位置再次进行调整,满足设计要求后,对闸门充水,使闸门下沉至地坎。闸墩和门叶相应位置设横向对位标志和深度标尺,并保证闸门不在高于设计水位(31.95m)时工作,以保安全。

2.4.5 侧导向防撞装置

为防止闸门入槽过程中与闸墩发生碰撞而引起闸门损坏,在闸门两侧均设置闸门侧向防撞保护装置,根据导向防撞块不同材质,有如下两种方案:

方案一:侧导向防撞块采用 MGE 滑块,两侧对称布置。其具有摩擦系数低、免维护、耐腐蚀、耐磨损抗老化及吸水率低等特性,广泛用于抽水蓄能电站拦污栅的支承滑块及深孔弧门放射水封的硬止水。MGE 材料性能:硬度为 50-65D,拉伸强度 $\geq 30\text{MPa}$,摩擦系数(对不锈钢)为 0.05~0.07。

方案二:防撞块采用橡胶防撞护木装置(柔性护木)。该防撞护木的结构及材质是根据船舶的撞击特点开发研制的特殊橡胶防撞装置,其主体材料为天然橡胶,表面材料为橡胶合金体,既能承受并减小外部撞击力,又能吸收一部分能量,降低门体作用力。泗阳船闸及刘老涧船闸人字门的纵向护舷采用了柔性护木防撞装置。橡胶防护护木装置性能:硬度为 90-95 邵尔 A 型,拉伸强度 $\geq 18\text{MPa}$,扯断伸长率 $\geq 400\%$,摩擦系数 0.06。

以上两种方案均可作为闸门侧向导向防撞装置,方案一的 MGE 滑块的导向功能已经得到了实际工程的广泛应用,由于 MGE 硬度较低,也可作为防撞装置;方案二中的橡胶防撞装置是根据船舶的撞击特点开发研制的特殊橡胶防撞装置,防撞性能良好,但其导向作用没有在实际工程中应用的经验。综上所述,闸门侧向导向防撞装置导向推荐使用 MGE,闸门上游侧圆角处采用橡胶防撞护木装置。

3. 推荐方案

3.1 各方案比较分析

本次进行了“一门一库”方案和“二门二库”方案,其中门库按闸门存放方式进一步分“沉底停放方案”和“浮动停放方案”两种方案,共组合了 4 组方案。

4 组方案技术上均可行,其特点如下:

- (1) “一门一库”左、右河槽间转运需具备一定条件,“二门二库”左、右检修闸门各司其职,无需左、右河槽之间转运,“二门二库”运行较为方便。

(2) 两种停放方式均采用封闭门库, 水流波动小, 技术上均安全可靠, 沉底方案门库顶部高程较低, 对大坝的整体美观影响小, 浮动停放方案通过交通桥联系, 检查、维护较为方便。

(3) 经济上分析, “一门一库”沉底停放方案工程造价 955.59 万元, “一门一库”浮动停放方案工程造价 1364.06 万元, “二门二库”沉底停放方案工程造价 1553.20 万元, “二门二库”浮动停放方案工程造价 2411.87 万元。

桃源水电站泄洪闸门槽及溢流面检修的几率低, 采用“一门一库”方案可以满足工程检修的需要, 从节约工程投资考虑, 推荐“一门一库沉底停放方案”。

3.2 推荐方案主要特征

左河槽泄洪闸与右河槽泄洪闸仅设置 1 扇 20m×8m-7.95m 浮式检修闸门, 以及 1 套浮式检修闸门门库。

浮式检修闸门无闸墩支承, 检修闸门在闸室内稳定, 靠重力(闸门自重和闸门内的水体重)与混凝土面的摩擦产生的摩擦力阻挡下游水压力的作用。

浮式检修闸门主要由门体结构(箱体)、底支承兼止水橡胶、侧止水装置、充泄水装置、定位装置、牵引装置、侧导向防撞装置等组成。

浮式检修闸门自重约 240t, 浮运时吃水深度约为 2.8m(含底止水装置); 航道底板设计高程为 29.000m, 浮运时水深 ≥ 3.20 m(安全水深 0.5m), 下游水位宜大于 32.300m, 以满足航道规范的安全水深要求。如果在转运时, 离开泄洪闸下游护坦区域(高程 24.000m), 应根据浮式检修闸门所在区域和下游水位, 局部开启反向泄洪闸调节下游水位, 保证下游航道水深 ≥ 3.20 m, 并避免泄洪水流直接冲击浮式检修闸门, 实现浮门左、右河槽的转运。

门体结构为整体箱体结构, 由面板、主梁、次梁、底板、顶部封板组成。沿孔口宽度方向布置 9 根纵向主梁, 沿闸门高度方向布置 5 根工字型小梁, 面板四周布置, 与底板及顶部封板形成箱型结构。门体结构采用 Q345B 钢材(型钢为 Q235B)焊接而成。门体结构内部设置两道爬梯通往门体底部方便门体检修, 门体结构外部上下游方向各设置 2 道爬梯, 共 4 道, 供闸门检修时用。门体结构底部设置 2 道刚性支承板, 闸门停靠在门库时, 由支承板直接支承在门库底坎上, 便于检修与更换闸门底止水橡胶。

闸门底部布置 2 道橡胶底支承, 橡胶材质为《水闸橡胶密封件(HGT 3096-2001)》SF-7774, 橡胶与混凝土底板摩擦系数为 0.50。因下游侧底支承橡胶兼作底止水, 表面为光面。

侧水封布置在闸门左右两个端面上, 橡胶袋中心线与底支承兼底止水橡皮中心线共面。工作时, 利用闸门顶部高压气泵往橡胶袋内充气止水, 非工作时橡胶头缩回。橡胶带材质采用专用胶夹布。

为防止闸门入槽过程中与闸墩发生碰撞而引起闸门损坏, 在闸门两侧均设置闸门侧向防撞保护装置。侧导向防撞块采用 MGE 滑块, 闸门上部圆角采用橡胶防撞护木装置。

闸门左右两侧靠下游面板装两个 DN200 手动球阀, 通过连杆与闸门顶部的阀杆与手轮连接。潜水泵从顶板进入孔吊入水舱, 并完全浸没水中, 排水管置于舱外, 配合充水阀控制门体沉浮。门体内排水以及闸门上游侧排水均采用潜水泵。

闸门到达目标泄洪闸时, 通过船舶调整好入闸角度, 借助人力利用牵引缆索牵引闸门, 由侧导向防撞装置导入入闸。如果闸门入闸前进量超过设计标示线, 可以通过船舶上的人力牵引后退。当浮式检修闸门前后定位满足设计要求后, 通过人力驱动布置在闸门顶部(左右对称布置)的 2 台螺杆机, 调整浮式检修闸门与闸墙之间的距离, 使闸门与左右侧墙的距离相等, 当闸门左右定位满足设计要求后, 退出定位状态, 螺杆机的螺杆全部缩回, 然后往门体内充水, 使闸门下沉。在闸门接近地坎(距地坎约 0.5m)位置时对闸门位置再次进行调整, 满足设计要求后, 对闸门充水, 使闸门下沉至地坎。闸墩和门

叶相应位置设横向对位标志和深度标尺, 并保证闸门不在高于设计水位(31.950m)时工作, 以保安全。

在闸门挡水状态时, 浮式检修闸门抗倾覆稳定系数为 3.8, 抗滑移安全系数为 1.46, 混凝土的承压应力为 2.0MPa。

根据桃源水电站的枢纽布置, 检修门库布置于左河槽泄洪坝段右侧, 右岸副坝下游, 在 12 号泄洪闸右侧闸墩附近滩头, 施工交通方便, 有利于封闭管理。门库入口面向左侧泄洪闸坝段, 闸门可以直接从门库驶入左侧泄洪闸坝段。

门库长 23m、宽 13m、高 11m, 门库底槛高程 29.000m, 门库顶部高程 38.200m。门库由底坎、爬梯及埋件、系缆环及埋件组成。门库布置支承底坎, 闸门入库后, 将门体内充满水, 使闸门支承块落在底坎上停靠, 保证闸门在门库内的安全。在门库入口设置一扇 10.5m×4.7m-4.4m 门库浮式叠梁检修闸门, 底槛高程 29.00m, 门库顶部高程 34.000m, 采用临时设备操作。门库前端设一集沙井, 集沙井宽 1m、深 1.2m, 沿门库宽度方向布置。在门库需要清理检修时, 利用高压水枪先冲刷门库底板, 然后用污泥泵清理掉集沙井中的泥沙。为了便于门库底板清理, 将门库底板作成斜面(以门库入口为底部, 斜度 1:25)。

“一门一库”沉底停放方案工程造价 955.59 万元。

4. 结语

目前, 国内有些水电站在工程建设期, 由于对实际工况了解不深入或经济上考虑, 未在泄洪闸下游设置检修设施, 导致泄洪闸弧形工作闸门、门槽和泄洪闸闸室的检修、维护困难。

在常规闸门设计中, 闸门底支承均采用钢支承, 配合底水封进行止水的型式, 通过本次研究, 引入在闸门底部设置橡胶支承, 并兼顾止水的型式, 解决无闸墩支承闸门, 通过底部支承橡胶在重力(含闸门自重、配重、箱体内水体压重)作用下与闸室底板混凝土面之间的摩擦力满足抗滑移稳定要求。

本文通过研究设计无闸墩支承的浮式闸门的工程方案, 在保持大坝总体布置不变和不进行水工结构改造的基础上, 为需要新增检修闸门的工程设计提供依据与工程方案, 也可为其他水电站泄洪闸下游检修闸门的方案设计提供经验。

参考文献

- [1] 徐远杰; 桃源水电站泄洪闸下游浮式检修闸门橡胶支承试验研究报告; 武汉大学; 2016
- [2] 何勇; 大型浮体闸设计与施工实践; 河海大学; 2007
- [3] 傅宗甫, 严忠民; 新型浮体闸的稳定性分析; 水利学报; 2005
- [4] 《混凝土重力坝设计规范 NB/ T 35026 - 2014》
- [5] 《船舶结构设计规范》
- [6] 《起重机设计规范 GB3811》