

大浦闸安全检测和数值计算

魏沐生¹ 韩建华²

(1. 江苏省淮沐新河管理处, 江苏 淮安 223000; 2. 江苏省水利科学研究所, 江苏 扬州 225000)

摘要 对大浦闸混凝土结构的耐久性、表层质量、结构强度、混凝土中氯离子含量等进行现场检测。用有限单元法对大浦闸结构的强度和稳定安全性进行数值模拟。结果表明, 大浦闸的主要结构和设备都存在很大的缺陷, 整体结构在强度和稳定性方面存在严重的不足, 不能满足现行条件下的工程安全要求, 已失去加固的意义, 建议拆除重建。

关键词 水闸; 安全检测; 数值计算

中图分类号: TV66

文献标识码: B

文章编号: 1006-7647(2003)07-0013-02

大浦闸位于江苏省连云港市大浦镇, 所在河流为大浦河, 闸址处于新沐河干河右堤, 是新沂河市区段的重要穿堤建筑物。大浦闸的主要作用是为市区排涝、御潮和挡洪。该闸于 1954 年 12 月开工兴建, 至 1955 年 12 月竣工。水闸共 3 孔, 中孔净宽 5.0 m, 两边孔净宽 2.5 m, 闸身总宽 11.2 m, 总长 82.8 m。排涝面积为 122 km², 设计流量为 98 m³/s。防洪标准为 10 年一遇。该闸于 1976 年进行过加固, 将公路桥加高至 8.5 m, 闸两侧增加了 28 m 空箱引桥, 边孔工作桥加高至 10.5 m。

大浦闸是市区排涝、挡洪和御潮的主要口门, 是位于新沐河干河堤上的一级水工建筑物, 启闭频繁, 其安全运行直接关系到市区 30 多万人民群众的生命财产安全。该闸建于 20 世纪 50 年代, 长期运行在海水、污水环境下, 闸身、岸墙、翼墙以及闸门启闭设备系统严重老化变形。另外, 该闸建于海淤土上, 闸基处理情况不详, 闸身结构单薄, 闸底板厚度仅有 80 cm, 边墩厚度仅有 50 cm, 中墩仅有 60 cm, 水下结构部分安全状况不清楚。再加上该闸当初的设计抗震烈度仅为 6 度, 而该地区的基本烈度为 7 度, 所以其抗震能力偏低。这些严重的不安全因素, 构成了新沐河堤防上的重大隐患。因此必须对该闸进行现场检测和数值计算, 对结构的强度和稳定安全性进行评价。

1 安全检测

1.1 检测内容和方法

水闸检测内容一般包括工作桥、公路桥、排架、

胸墙和闸墩等混凝土结构的碳化、裂缝和钢筋锈蚀等耐久性检测, 用回弹法检测混凝土表层质量, 用取芯样法检测混凝土结构的强度, 用化学法检测混凝土中氯离子含量, 还需对闸门、启闭机和其他有关设备进行检测。

混凝土碳化是空气中的碳酸气体和氯离子含量超标对混凝土长期侵蚀的结果, 使混凝土失去原有的碱性, 造成表层混凝土崩裂、脱落和钢筋锈蚀, 最终导致整个混凝土构件的破坏。检测方法是使用化学试剂逐步滴入混凝土表层, 呈红色者则表示混凝土仍为碱性, 呈无色则说明混凝土已碳化, 再用深度游标卡尺, 测出混凝土碳化深度。评估分为小于和大于钢筋的混凝土保护层厚度两个等级。

混凝土出现裂缝是混凝土耐久性不足的表现之一^[1], 用目测法检查裂缝方位、走向, 确定其性质, 测出缝长、缝宽和缝深, 评估分为小于和大于 0.3 mm 两个等级。测出钢筋的混凝土保护层厚度, 并检测混凝土内部钢筋锈蚀情况, 量取钢筋现存直径, 并与原有直径相比较, 计算其锈蚀率。用岩石钻机钻取混凝土内部芯样, 评定大体积构件混凝土内部强度。现场取样在室内进行氯离子含量试验。

1.2 检测结果

检测表明, 该闸梁柱混凝土碳化最大平均值达 54 mm, 其余均在 32 mm 以上; 混凝土表面回弹评定值最小仅为 12, 所有混凝土构件表面质量均评定为较差或劣; 工作桥、公路桥、排架、胸墙等部位混凝土裂缝、露筋严重, 钢筋锈蚀率最大达 86%; 混凝土钢丝网面板闸门大面积破碎露筋; 启闭设备老化磨损

严重,门槽铁位于常水位部位已锈断脱落.整体结构也存在严重缺陷,岸墙与闸身之间不均匀沉陷达20 cm,空箱岸墙各节之间伸缩缝水平方向缝宽达15 cm,上下游形成通缝.

2 数值计算

有限单元法^[2]是目前解决复杂空间结构静动力计算问题的数值方法之一.它可以方便地处理各种复杂的几何条件、物理条件和荷载条件.

2.1 计算模型

取闸室结构为计算对象,考虑闸墩、底板与地基的相互作用,在动力分析时考虑水体对结构的动力影响.取2个中墩、2个边墩、底板和一定范围内的地基作为一个整体结构剖分有限元网格,闸顶以上的工作桥、排架、公路桥等作为荷载或质量作用在闸顶上.闸门上的水推力等效作用在闸墩侧面相应部位.空间有限元网格如图1所示.

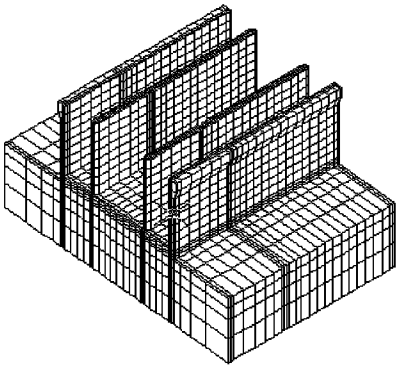


图1 空间有限元网格

材料性质和力学参数参考原设计资料和此次实测结果,取值见表1.

表1 材料性质和参数

材料	弹性模量/MPa	泊松比	容重/(kN·m ⁻³)	摩擦系数
混凝土	23 000	0.167	24.0	
地基	30	0.25		4.5
回填土			20.0	

在动力分析时,混凝土和地基的动弹性模量取对应的静弹性模量的1.25倍.

2.2 基本荷载和计算工况

基本荷载包括固定荷载(结构自重、闸上的竖向荷载(包括公路桥、工作桥、排架、启闭设备等)、回填土荷载、墙后水平土压力按主动土压力和垂直土重进行计算,其余按边荷载考虑)、水荷载:①正向挡水,上游设计水位1.5 m,下游设计水位-1.0 m.②反向挡水,上游设计水位1.5 m,下游设计水位4.6 m.③上游校核水位2.0 m,下游校核水位7.0 m.地震荷载按动力有限元振型分解反应谱法进行动力计算,地震设计烈度为7度.动水压力附加质量按韦氏附

加质量公式求解.

根据以上基本荷载形式取下列5种荷载组合工况进行计算:①固定荷载加回填土荷载加设计水位(正向挡水);②固定荷载加回填土荷载加设计水位(反向挡水);③固定荷载加回填土荷载加校核水位;④设计水位(反向挡水)加顺河流向7度水平地震;⑤设计水位(反向挡水)加垂直河流向7度水平地震.

3.3 静力计算结果

表2给出了水闸结构3种静荷载工况下的最大静力位移和相应的位置.

表2 静荷载作用下闸室结构的最大位移值

工况	位移分量	位移值/cm	位 置		
			x/m	y/m	z/m
1	U_x	0.01	5.29	-5.60	5.60
1	U_y	0.95	10.35	6.40	5.60
1	U_z	-1.49	9.80	6.40	5.60
2	U_x	-0.02	8.42	-5.60	5.60
2	U_y	1.92	16.20	5.93	5.60
2	U_z	-1.53	10.89	6.40	5.60
3	U_x	-0.09	9.25	-5.60	5.60
3	U_y	-3.39	16.20	-5.93	5.60
3	U_z	-2.36	15.90	-6.40	5.60

由表2可知,最大位移都发生在闸墩的顶部.随着水位的升高,闸顶的位移增大,最大值发生在第3工况.表3给出了水闸结构3种静荷载工况下的最大正应力分量值及相应的位置.

表3 静荷载作用下闸室结构的最大应力分量值

工况	应力分量	应力值/MPa	位 置		
			x/m	y/m	z/m
1	σ_x	0.33	10.66	0.00	-1.00
1	σ_y	1.91	10.66	0.00	-1.00
1	σ_z	0.34	5.29	5.60	-0.17
2	σ_x	0.99	15.90	6.40	4.78
2	σ_y	2.87	15.90	4.97	-1.00
2	σ_z	2.88	16.40	5.60	-0.17
3	σ_x	3.94	15.90	6.40	4.78
3	σ_y	4.00	15.90	4.97	-1.00
3	σ_z	5.84	16.40	5.60	-0.17

由表3可见,在设计水位(正向挡水)荷载作用工况下,各种应力分量都比较小,最大值发生在闸室中跨底板的顶部,其值为 $\sigma_y = 1.91$ MPa,超过混凝土抗拉强度(R150混凝土的抗拉强度为1.3 MPa)的拉应力范围很小,只有个别点出现.因此认为,闸室结构的整体强度可以满足工程安全要求.在设计水位(反向挡水)荷载作用工况下,闸室结构的应力分量 σ_y 最大值发生在闸室边跨底板的顶部,其值为 $\sigma_y = 2.87$ MPa,应力分量 σ_z 最大值发生在闸室边墩的底部,其值为 $\sigma_z = 2.88$ MPa,超过混凝土抗拉强度的拉应力区域范围较大,在这种部位混凝土很容易造成拉裂破坏,使得整体结构的安全可靠性大大降低,(下转第20页)

区 地形高差对某些地面气候设计指标的影响是不容忽视的.

3 结 语

地形影响值 ,并非仅限于地形高差引起 ,本文得出的百米高差差值 ,各项目均有明显的区域分布规律 ,它反映了除高程外 ,其他地形条件改变了诸多气象因素的结果 .故在考虑地形影响之前 ,应对本地区的变化规律作全面分析后确定 ,若盲目采用教科书

或其他地区的经验值可能出现较大的偏差 ,甚至可能出现相反情况 ,值得在工程规划设计中认真考虑 .

参考文献 :

[1] 陈启新 . 地形高差对风速影响的探讨[J]. 山西水利科技 2002(1) :10 .
[2] 陈启新 . 风速的狭管效应增速初探[J]. 山西水利科技 , 2002(2) :62 .

(收稿日期 2003-10-21 编辑 :马敏峰)

(上接第 14 页)

成为不安全隐患 .在校核水位荷载作用工况下 ,闸室结构的 3 个正应力分量都很大 ,应力分量 σ_y 最大值也发生在闸室边跨底板的顶部 ,其值为 $\sigma_y = 4.00 MPa$,应力分量 σ_z 最大值也发生在闸室边墩的底部 ,其值为 $\sigma_y = 5.84 MPa$,远远超过了混凝土抗拉强度 ,其区域范围也很大 ,因此闸室结构将由于整体结构的强度不足 ,丧失承载能力 ,从而导致结构的破坏 .

2.4 动力计算结果

表 4 给出了设计水位(反向挡水)下水平地震时的动力荷载 .

表 4 水平地震时闸室结构的动力荷载

地震方向	P_x/kN	P_y/kN	P_z/kN	$M_x/(kN \cdot m)$	$M_y/(kN \cdot m)$
顺河流向	1850.7	—	89.6	37.9	9611.9
垂直河流向	—	1235.0	214.2	3498.9	—

由表 4 可见 ,闸室结构在顺河流向水平地震作用下 ,主要引起顺河流向的水平荷载 P_x 和力矩 M_y ;在垂直河流向水平地震荷载作用下 ,主要引起垂直河流向的水平荷载 P_y 和力矩 M_x .将以上地震荷载乘以适当的地震作用效应折减系数 ξ 后和静力荷载相叠加 ,就可以对闸室结构的整体稳定性进行校核 .

计算结果表明 ,在顺河流向水平地震作用下 ,闸室结构产生的各应力分量都不大 .但在垂直河流向水平地震作用下 ,闸室结构在闸墩底部产生较大的垂直正应力 ,最大值 σ_z 为 $2.3 MPa$.此时将动应力和相应的静应力叠加 ,就得到第 5 种工况下的应力 .由此可知 ,在垂直河流向水平地震作用下 ,闸室结构在闸墩底部产生的垂直正应力远远超过了混凝土的抗拉强度 ,从而使闸室结构产生破坏 .

3.5 稳定计算结果

表 5 给出了闸室结构在 5 种荷载工况下的整体稳定安全系数 .

表 5 闸室结构整体稳定安全性

工况	地基反力/MPa		不均匀系数	抗滑系数	安全性
	P_{max}	P_{min}			
1	-0.39	-0.21	1.86	1.89	稳 定
2	-0.62	-0.32	1.93	1.20	稳 定
3	-0.99	-0.40	2.47	0.90	不稳定
4	-0.72	-0.33	2.18	0.87	不稳定
5	-0.69	-0.31	2.23	1.04	不稳定

由表 5 可见 ,在各种荷载工况下 ,闸基反力的不均匀系数都偏大 .在设计水位荷载作用工况下 ,其闸室结构整体抗滑稳定安全系数满足规范要求 .在其他荷载作用工况下 ,其闸室结构整体抗滑稳定安全系数都不满足规范要求 .

4 结 论

计算结果表明 ,在校核水位作用工况 ,结构的强度和稳定性不能满足现行的工程安全要求 ,存在严重的安全隐患 .在顺水流水平地震作用下 ,沿顺水流方向的抗滑稳定性严重不足 ,将产生整体滑动破坏 .在垂直水流水平地震作用下 ,闸墩和底板的最大拉应力远超过混凝土的抗拉强度 ,结构将产生开裂破坏 ,从而丧失承载能力 .

综合检测和计算结果可知 ,大浦闸的主要结构和设备都存在很大的缺陷 ,整体结构在强度和稳定性方面也严重不足 ,不能满足现行条件下的工程安全要求 .加上该闸建造已近半个世纪 ,长期带病运行 ,各种材料和设备日趋老化 ,已失去继续加固的意义 .为了确保新沭河大堤和市区人民生命财产的安全 ,建议大浦闸全部拆除重建 .

参考文献 :

[1] SL214-98 ,水闸安全鉴定规定[S].
[2] 朱伯芳 . 有限元法原理与应用[M]. 北京 :中国水利水电出版社 ,1998.1 ~ 10 .

(收稿日期 2003-09-01 编辑 :马敏峰)