

DOI:10.16799/j.cnki.csdqyfh.2021.08.052

桩基础水闸闸室的整体稳定计算分析

姚怡斐¹, 张 策²

(1.浙江省钱塘江流域中心, 浙江 杭州 310000;2.浙江省钱塘江管理局勘测设计院, 浙江 杭州 310000)

摘 要: 近年来随着水闸加固及设计工作的逐渐增多,桩基础水闸闸室稳定的计算分析越来越重要。现结合宁波市奉化区某水闸工程,采用 excel 与理正软件相结合的方法,考虑闸室底板上部偏心受压作用,精简计算流程,梳理分析脉络。其成果可为今后的水闸闸室计算工作提供参考。

关键词: 水闸计算;闸室稳定;桩基础;理正结构工具箱;excel

中图分类号: TV662 **文献标志码:** B **文章编号:** 1009-7716(2021)08-0198-05

1 问题的提出

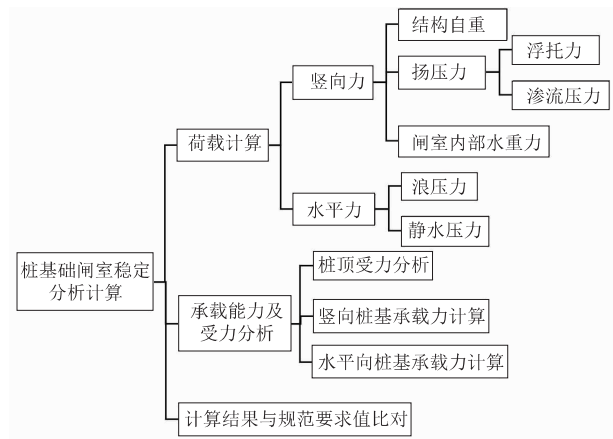
浙江省东部沿海地区多为软土地基,在其上部建设的水闸闸室基础多采用桩基础,而在此类水闸的闸室稳定计算中,普遍存在以下计算短板:一是无具体算例可供借鉴,采用桩基结构的闸室稳定计算,相关书籍无具体算例^[1],设计人员缺乏相关算例资料,经验不足,计算准确度不高。二是目前国内相关学术领域未能具体总结出可提供一种既易于上手、又计算便捷的综合计算方法^[2],而多数人采用的方法为三维有限元法分析^[3],其计算结果虽然精度高,但建模及调试参数需花费较多的时间。三是闸室相关荷载计算量大,计算方法及流程复杂^[4],闸室中部分内部结构形状不规则,力臂的计算需拆分成规则的图形才能得出结果,如胸墙、与挡墙浇筑一起的交通桥、设计水位下闸室内部的水重等。此外,部分荷载若按规范推荐方法进行手算,其计算流程较为繁琐,如渗流压力计算所采用的改进阻力系数法、浪压力计算所采用的莆田试验站公式法。四是竖向稳定计算分析考虑不全,闸室上部竖向荷载为偏心荷载,而目前设计报告普遍未论述在竖向偏心荷载下的桩基承载力复核。

综合考虑上述短板,拟通过宁波市奉化区某水闸工程实例进行分析,依据相关规范^[5],结合浙东水闸设计计算经验及工程实践反馈,综合使用 Excel、Cad,以及理正结构工具箱软件,在计算的过程中,提炼使用技巧,总结一种既便捷又易于上手的闸室稳定

复核分析方法。其成果可为同类设计工作提供参考。

2 分析思路

通过荷载计算、承载力能力及受力分析、计算结果与规范要求值比对的三个步骤,对具体算例进行分析,结合相关辅助软件,总结提炼计算流程,具体思路框架如图 1 所示。



从图 1 中可知,闸室稳定所涉及的计算量较大,本文总结的计算方法对应采用的软件见表 1 所列。

表 1 荷载计算对应方法表

序号	项目	计算方法、软件
1	结构自重	Cad、Excel
2	浮托力	Excel
3	渗流压力	理正结构工具箱、Excel
4	闸室内水重力	Cad、Excel
5	浪压力	理正结构工具箱
6	静水压力	Excel

3 工程概况

该工程中的水闸为胸墙式挡潮排涝闸,3 级建筑物,外海侧设防标准为 50 a 一遇,内河侧设防标准为

收稿日期: 2020-12-27
作者简介: 姚怡斐(1993—),女,本科,助理工程师,从事海塘设计与管理工作。

20 a 一遇,闸室共 4 孔,净孔宽 4 m,4 孔为一个结构段。底板顺水流方向长 20 m,宽 22.7 m,闸底板顶高程 -2.0 m,底板厚 0.8 m,中墩厚 1.50 m,边墩厚 1.10 m。闸室基础采用直径 80 cm 的 C25 钢筋混凝土钻孔灌注桩,桩底进入砾砂层,桩长 14 m,闸室与桩刚性连接,具体结构如图 2 所示。

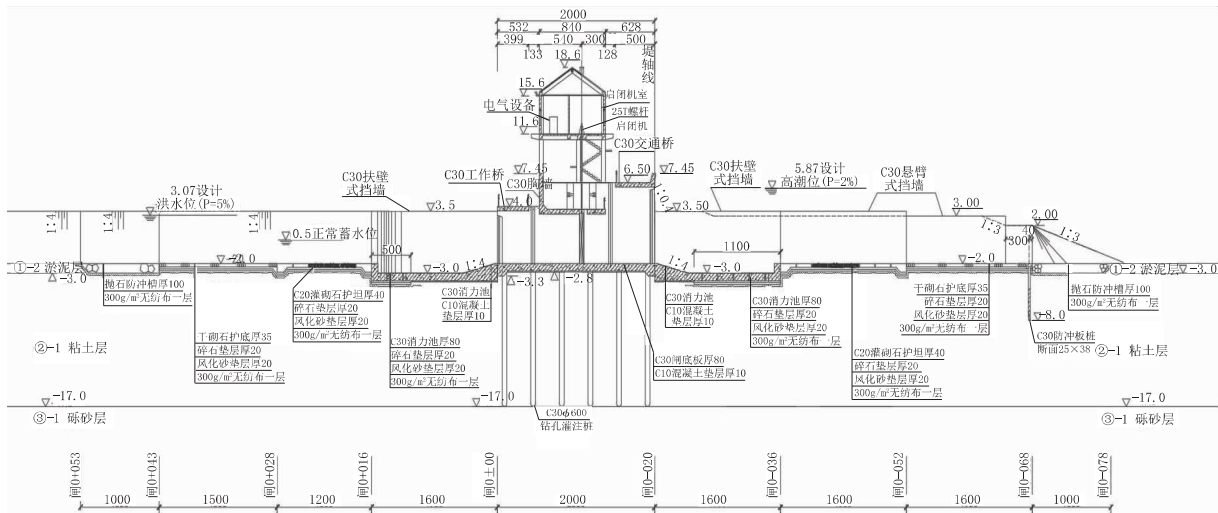


图 2 水闸纵剖面图

表 2 各工况汇总分析表			
序号	内河水位 /m	外海水位 /m	水头差 /m
①	5%设计内河水位 3.07	底板顶高程 -2	5.07
②	常水位 0.5	2%设计高潮位 5.87	5.37
③	5%设计内河水位 3.07	2%设计高潮位 5.87	2.80

竖向力的计算不仅与闸室水重有关,还与扬压力、上部荷载产生的弯矩有关,因此在竖向力的复核计算方面,需对上述三种工况都进行计算。为精简起见,本文仅对②工况进行计算流程的说明,其余工况只在各节末尾列表展示计算结果。

水平力需考虑上下游水头差,以及浪压力的作用,表 2 中②工况水头差最大,同时水压力的方向与浪压力一致,在三种工况中所承受水平力最大,因此选择②工况作为水平承载能力复核的最不利工况。

4.2 荷载计算

本节内容包括结构自重、浮托力、渗流压力、闸室内水重力、浪压力,其中各数据正负号的含义如表 3 所列。

表 3 各数据正负号含义表		
类别	正负号	意义
荷载	+	力的方向向下
	-	力的方向向上
力臂	+	位于基点的靠外海侧
	-	位于基点的靠内河侧
力矩	+	顺时针方向
	-	逆时针方向

4 闸室稳定计算

4.1 工况选取

该项计算采用的荷载组合为基本组合,计算情况为设计洪水水位情况,在此情况下的各工况梳理如表 2 所列。

4.2.1 竖向力

4.2.1.1 结构自重

通过在 Cad 中量取闸室纵剖面图中各个构件的体积,结合闸室垂直水流方向长度换算闸室自重,此外,在力臂方面,首先通过 Cad 中的 ucs 坐标定义命令使模型中的坐标原点定位于闸室底板底边中点,其次对需提取力臂的结构使用 region 命令形成该结构的面域,再通过 massprop 命令求出形心的坐标,坐标的横坐标数据即为此时该构件的力臂,具体计算结果如表 4 所列。

表 4 闸室自重计算表				
项目	体积 /m ³	竖向力 /kN	力臂 /m	力矩 /(kN·m)
底板	345.6	8 640.0	0.0	0.0
中墩(3 处)	559.8	13 995.0	0.7	9 236.7
检修门槽 1(8 处)	5.4	-135.0	-5.5	742.5
检修门槽 2(8 处)	7.7	-191.3	4.4	-835.8
工作门槽(8 处)	9.1	-228.0	0.8	-175.6
边墩(2 处)	311.0	7 775.0	0.7	5 131.5
检修平台楼板	67.2	1 680.0	-0.5	-806.4
操作室平台	108.0	2 700.0	-0.5	-1 296.0
胸墙	34.0	850.0	-4.3	-3 646.5
交通桥	86.4	2 160.0	0.6	1 317.6
排架柱 1	11.3	281.3	4.3	1 215.0
排架柱 2	11.3	281.3	0.3	90.0
排架柱 3	10.6	265.5	-4.4	-1 176.2
外墙	71.3	1 782.0	-0.5	-855.4
启闭机	-	160.0	1.6	260.8
工作闸门	-	880.0	0.8	677.6
合计	40 895.8		0.2	9 880.0

4.2.1.2 浮托力

浮托力主要为闸室底板所受的浮托力,各工况下浮托力基本一致:

$$F_{\text{浮托}} = \rho g V$$

$$M_{\text{浮托}} = y_{\text{浮托}} F_{\text{浮托}}$$

式中: $F_{\text{浮托}}$ 为作用于闸室的浮托力; ρ 为水密度; g 为重力加速度; V 为结构受浮托力作用的体积; $M_{\text{浮托}}$ 为浮托力所产生的弯矩; $y_{\text{浮托}}$ 为距离闸室底板基点的力臂。

通过上述分析,主要为闸室底板的体积所产生的浮托力,浮托力作用于闸室底板中点,三种工况下浮托力一致,浮托力矩为零,即 $F_{\text{浮托}}=3\,456\text{ kN}$ 。

4.2.1.3 渗流压力

渗流压力按照规范的方法进行手算的流程较为繁琐,可通过理正结构工具箱 7.0PB4 对其计算,通过输入上下游水位、闸室尺寸等参数,即可得相应的计算数值,②工况的具体输入界面及结果见图 3、图 4 所示。

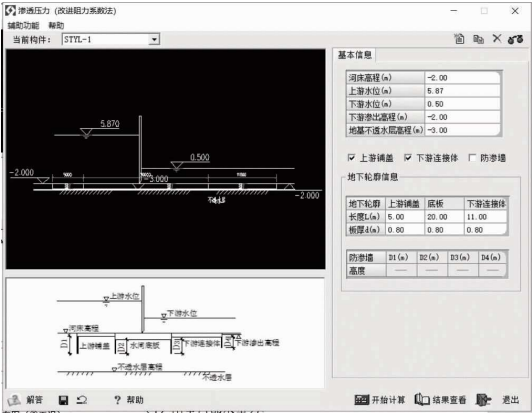


图 3 渗透压力计算参数输入界面图(②工况)

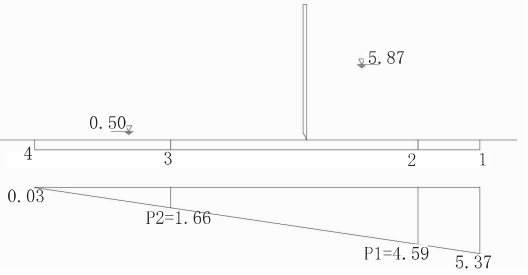


图 4 渗透压力水头计算分布图(②工况)

在 Excel 中列表自动化计算渗流压力数据,具体计算方法如下所示。

表 7 静水压力计算成果表

工况	闸室内河侧			闸室外海侧			汇总	
	水压力 /kN	力臂 /m	力矩 /(kN·m)	下游侧水压力 /kN	力臂 /m	力矩 /(kN·m)	静水压力 /kN	力矩 /(kN·m)
①	2 776.1	1.7	4 691.7	0.0	0.0	0.0	2 776.1	4 691.7
②	675.0	0.8	562.5	6 689.2	2.6	17 548.0	6 014.2	-16 985.5
③	2 776.1	1.7	4 691.7	6 689.2	2.6	17 548.0	3 913.1	-12 856.3

$$F_{\text{渗流}} = \frac{1}{2} (P_1 + P_2) BL$$

$$y = \frac{1}{2} B - \frac{1}{3} B \frac{2P_1 + P_2}{P_1 + P_2}$$

$$M_{\text{渗流}} = y_{\text{渗流}} F_{\text{渗流}}$$

式中: $F_{\text{渗流}}$ 为作用于闸室的渗流压力; P_1 为闸室上下游侧最大的渗流压强; P_2 为闸室上下游侧最小的渗流压强; B 为闸室底板纵向宽度,为 20 m; L 为闸室底板横向长度,为 21.6 m; $M_{\text{渗流}}$ 为渗流压力所产生的弯矩; $y_{\text{渗流}}$ 为距离闸室底板基点的力臂。

经上述方法计算,计算结果如表 5 所列。

表 5 渗流压力计算成果表

工况	P_1 /kPa	P_2 /kPa	y /m	$F_{\text{渗流}}$ /kN	$M_{\text{渗流}}$ /(kN·m)
①	0.7	3.5	2.2	-907.2	2 016.0
②	1.7	4.6	1.6	-1 350.0	-2 109.6
③	0.9	2.4	1.6	-702.0	-1 101.6

4.2.1.4 闸室内水重力

本荷载与闸室自重的计算方法一致,通过 cad 量取断面面积,通过 ucs 等命令提取力臂,进而计算弯矩,具体计算结果如表 6 所列。

表 6 闸室内水重力计算成果表

工况	体积 /m ³	竖向力 /kN	力臂 /m	力矩 /(kN·m)
①	1 140.48	11 404.80	4.78	-54 514.94
②	2 318.76	23 187.60	2.29	52 985.38
③	2 896.34	28 963.44	0.88	25 376.87

4.2.2 水平力

4.2.2.1 静水压力

静水压力主要由闸室上下游水位差所引起,具体计算方法如下所示。

$$P_{\text{静水}} = \frac{1}{2} \gamma H^2 L$$

式中: $P_{\text{静水}}$ 为静水压力; γ 为水的容重; H 为水位高度; L 为闸室立面宽度。具体计算结果如表 7 所列。

4.2.2.2 浪压力

浪压力的计算同样通过理正软件进行计算,通过理正结构工具箱 7.0PB4 对其计算,通过输入风速、风区长度等参数,可得相应的计算数值(见图 5)。

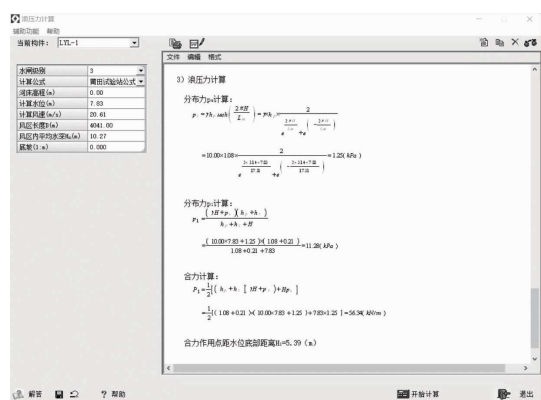


图5 浪压力计算输入及输出界面图

由表2可知,①工况为低潮位工况,外海测水位与闸室底板高程一致,无浪压力;②、③工况为设计高潮位工况,浪压力一致。

由上述方法计算得知 $P_1=56.34\text{ kN/m}$,力臂 $y_{\text{浪}}=5.39+0.8=6.19\text{ (m)}$,则②、③工况的浪压力及力矩为:

$$P_{\text{浪}}=P_1L$$
$$M_{\text{浪}}=y_{\text{浪}}P_{\text{浪}}$$

式中: $P_{\text{浪}}$ 为作用于闸室的浪压力; P_1 为作用于闸室每延米浪压力; P_2 为闸室上下游侧最小的渗流压强; $y_{\text{浪}}$ 为距离闸室底板基点的力臂; $M_{\text{浪}}$ 为浪压力所产生的弯矩。

根据上述计算公式,可得 $P_{\text{浪}}=1\,216.9\text{ kN}$, $M_{\text{浪}}=-7\,532.9\text{ kN}\cdot\text{m}$ 。

4.3 承载能力及受力分析

4.3.1 桩顶受力分析

4.3.1.1 桩顶竖向荷载计算

首先通过 excel 汇总分析各工况的荷载及力矩,现以②工况示意(见表8)。

表8 ②工况受力分析表

编号	项目	竖向力/kN	水平力/kN	力臂/m	力矩/(kN·m)
1	结构自重	40 895.8	—	0.2	9 880.0
2	浮托力	3 456.0	—	0.0	0.0
3	渗流压力	-1 350.0	—	1.6	-2 109.6
4	内部水重力	23 187.6	—	2.3	52 985.4
5	静水压力	—	6 014.2	2.8	-16 985.5
6	浪压力	—	1 216.9	-6.2	-75 32.9
竖向力合计/kN		66 189.4	力矩合计/(kN·m)		36 237.4

通过上述方法,汇总各个工况的受力分析结果,如表9所列。

根据上述计算成果,考虑上部偏心荷载的作用,进行桩顶最大荷载与最小荷载的计算^[5]。

表9 各工况受力汇总表

工况	竖向合力/kN	力矩/(kN·m)
①	54 849.4	-42 052.9
②	66 189.4	36 237.4
③	72 613.2	13 766.1

$$N_k=\frac{F}{n}$$

$$N_{k\max}=\frac{F}{n}+\frac{M_{yk}X_{\max}}{\sum x_j^2}$$

$$N_{k\min}=\frac{F}{n}-\frac{M_{yk}X_{\max}}{\sum x_j^2}$$

式中: F 为作用于桩顶的竖向力; N_k 为基桩的平均竖向力; $N_{k\max}$ 为承受竖向力最大的基桩竖向力; $N_{k\min}$ 为承受竖向力最大的基桩竖向力; M_{yk} 为作用于承台底面,绕通过桩群形心 y 主轴的力矩; $X_{\max}$ 为最外侧基桩至 y 轴的距离; x_j 为第 j 基桩至 y 轴的距离。

根据桩基平面布置图,结合上述计算成果,拟定计算简图,具体如图6所示。

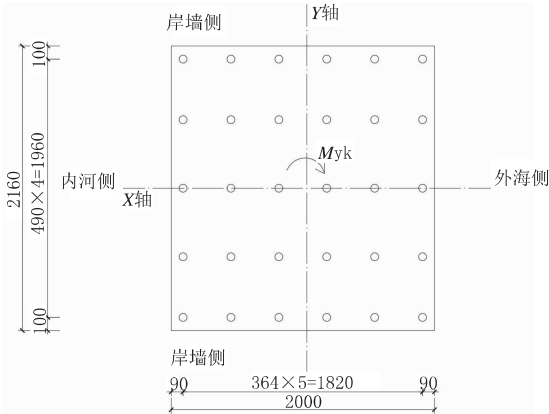


图6 竖向力计算简图

由上述公式及计算简图可知,桩顶荷载最大值发生在最靠近外海侧的一列桩上,结合上述方法进行计算,结果如表10所列。

表10 桩顶荷载计算成果表

工况	$N_{k\max}$ /kN	$N_{k\min}$ /kN	N /kN
①	2 158.4	1 498.2	1 828.3
②	2 490.7	1 921.9	2 206.3
③	2 528.5	2 312.4	2 420.4

4.3.1.2 桩顶水平向荷载计算

桩顶水平向荷载主要为静水压力及浪压力,本小节在各个工况中,将相应荷载整合平均分配到各个桩顶,得出各工况下最大的水平向荷载数据,如表11所列。

表 11 水平力计算成果表

工况	静水压力 /kN	浪压力 /kN	单桩水平荷载 H_k /kN
①	2 776.1	0.0	92.5
②	6 014.2	1 216.9	159.9
③	3 913.1	1 216.9	89.9

4.3.2 承载能力分析

4.3.2.1 竖向桩基承载力计算

由于该闸室下部深基础采用桩基的桩型、尺寸、高程均一致,其各个桩基的承载力数值一样,考虑承台效应,同时结合上部荷载的偏心作用,选取上部所受荷载最大的桩,对其进行竖向力与承载力的比较分析,从而判定其竖向稳定情况。

根据相关规范^[6],桩基竖向承载力 R_a 按下式计算:

$$Q_{uk} = Q_{sk} + Q_{pk} = u \sum q_{sik} l_i + q_{pk} A_p$$

$$R_a = \frac{1}{2} Q_{uk}$$

$$A_c = (A - nA_{ps})/n$$

$$R = R_a + \eta_c f_{ak} A_c$$

式中: Q_{uk} 为单桩竖向极限承载力标准值; Q_{sk} 为极限侧阻力标准值; Q_{pk} 为极限端阻力标准值; q_{sik} 为桩侧第层土的极限侧阻力标准值; q_{pk} 为极限端阻力标准值; u 为桩身周长; η_c 为承台效应系数; f_{ak} 为闸室下 1/2 闸室宽度且不超过 5 m 深度范围内各层土的地基承载力特征值按厚度加权的平均值; A_c 为计算基桩所对应的闸室底板净面积; A_{ps} 为桩身截面面积; A 为闸室底板面积。

结合相关地质参数及上述方法计算,最终得出桩基竖向承载力为 2 783 kN。

4.3.2.2 水平向桩基承载力计算

群桩基础的基桩水平承载力特征值应考虑由承台、桩群、土相互作用产生的群桩效应,桩基水平向承载力 R_h ,可按下列公式确定^[6]:

$$R_h = \eta_h R_{ha}$$

$$R_{ha} = 0.75 \frac{a^3 EI}{\nu_x} \chi_{0a}$$

$$\eta_h = \eta_i \eta_r + \eta_l + \eta_b$$

$$\eta_i = \frac{\left(\frac{s_a}{d}\right)^{0.015n_2+0.45}}{0.15n_1+0.10n_2+0.19}$$

$$\eta_l = \frac{m \chi_{0a} B_c' h_c^2}{2n_1 n_2 R_{ha}}$$

$$\eta_b = \frac{\mu P_c}{n_1 n_2 R_h}$$

$$B_c' = B_c + 1$$

$$P_c = \eta_c f_{ak} (A - nA_{ps})$$

式中: EI 为桩身抗弯刚度; χ_{0a} 为桩顶允许水平位移; ν_x 为桩顶水平位移系数; η_h 为群桩效应综合系数; η_i 为桩的相互影响效应系数; η_r 为桩顶约束效应系数; η_l 为闸室底板侧向土抗力效应系数; η_b 为闸室底板底摩阻效应系数; η_c 按规范中的表格确定; s_a/d 为沿水平荷载方向的距径比; n_1 、 n_2 为沿水平荷载方向与垂直水平荷载方向每排桩中的桩数; m 为闸室底板侧面土水平抗力系数的比例系数; B_c' 为闸室底板受侧向土抗力一边的计算宽度; B_c 为闸室底板宽度; h_c 为闸室底板厚度; μ 为闸室底板底与基土间的摩擦系数; P_c 为闸室底板底地基土分担的竖向总荷载标准值; A 为闸室底板面积; A_{ps} 为桩身截面面积。

结合相关地质参数及上述方法计算,最终得出桩基水平向承载力为 236 kN。

4.4 计算结果与规范要求值比对

根据规范,主要从桩顶最大荷载与最小荷载的比值、桩基竖向力与竖向承载力的大小、桩基水平力与水平承载力的大小三个方面进行闸室稳定性的判定,具体判定结果如表 12 所列。

表 12 闸室稳定验算表

工况	类别								
	上部桩顶荷载			竖向承载力验算			水平承载力验算		
	N_{kmax} /kN	N_{kmin} /kN	N_{kmax}/N_{kmin}	N_{kmax} /kN	$1.2R_a$ /kN	N_k /kN	R_a /kN	H_k /kN	R_h /kN
①	2 158.4	1 498.2	1.4	2 158.4	3 339.6	1 828.3	2 783.0	92.5	236.0
②	2 490.7	1 921.9	1.3	2 490.7	3 339.6	2 206.3	2 783.0	159.9	236.0
③	2 528.5	2 312.4	1.1	2 528.5	3 339.6	2 420.4	2 783.0	89.9	236.0
结果比对	$N_{kmax}/N_{kmin} < 1.5$			$N_{kmax} < 1.2R$		$N_k < R$		$H_k < R_h$	

4 结论与建议

水闸闸室的稳定与否直接决定了水闸工程甚至

整个枢纽工程的安全性。因此,对于闸室稳定的计算一定要严格按照规范规定,并结合工程具体情况,多种工况进行计算,以确定工程的稳定性和安全性。通

(下转第 233 页)

螺栓锁紧到位,并确保整个吊运过程的安全。

2.3 装置优势

2.3.1 生产效率

针对养护后脱模起吊到堆放环节,采用本装置及施工方法可提升效率 40%,且减少起重机使用频率,降低起重设备频繁使用导致故障带来的停工风险。传统施工方法与新施工方法效率比对见表 1。

表 1 传统施工方法与新施工方法效率比对

施工方法	开始工序	步骤 1	步骤 2	步骤 3	步骤 4	步骤 5	步骤 6	总耗时/min
传统施工方法	预制件达到起模强度	拆模(5 m)耗时 5 min	起吊运至翻转工位(5 m),耗时 5 min	翻转(5 m),耗时 5 min	起吊运至堆放区(10 m),耗时 10 min	修补量较大(10 m),耗时 10 min	静养待出厂	35
翻转设备下施工方法	预制件达到起模强度	翻转(5 m)耗时 5 min	拆模(5 m),耗时 5 min	起吊运至堆放区(5 m),耗时 5 min	修补量较少(5 m),耗时 5 min	静养待出厂		20



图 12 预制构件起吊损坏示意图

3 结 语

本课题的研究,是对预制件生产效率提升、产品质量提高以及节约成本的一次探索,并从人性化设计,软件模拟计算辅助等方面作进一步优化。目前,该方案已提交实用新型与发明专利 2 项申请,也将会在今后现场实践中不断改进。面对全国各地的基

2.3.2 产品质量

起吊时易发生碰撞,即构件缺边少角。以预制混凝土管片为例,由于起吊强度不足、放置速度过快等各类起吊不规范的野蛮操作,单次起吊碰撞率约为 10%;原施工方法起吊 2 次,其损坏率约为 19%。采用本装置可减少吊装次数,显著降低起吊带来的质量隐患。

础建设密度集中提升,配套产业预制件需求量随之不断增加的市场环境下,本装置的理念与设计可为其他类似相关工程提供借鉴与思考。

参考文献:

[1] 刘俊岩. 深基坑工程[M].北京:中国建筑工业出版社,2001.
[2] GB 50204—2015,混凝土结构工程施工及验收规范[S].
[3] 刘清泉. 空中翻转技术在仰拱预制块生产中的应用[J].隧道建设, 2011,31(5):629-633,642.
[4] 吴明留,孙宝寿,束学道,等.180°模具翻转机构的设计与仿真[J].宁波大学学报(理工版),2017,30(2):44-48.
[5] 张琦峰,刘学峰,钟波,等.方草捆捡拾码垛车翻转卸车机构的设计[J].山东农业大学学报(自然科学版),2019,50(6):967-970.
[6] GB/T 33000—2016,企业安全生产标准化基本规范[S].

(上接第 202 页)

过文中计算可以发现:

(1)闸室稳定计算依托于理正、excel 等软件,将省略较多手算步骤,大幅度提高工作效率,减少计算量。

(2)桩顶竖向荷载与水重、扬压力,以及上部弯矩有关,需对所有工况进行计算才能保证结果的准确性。

参考文献:

[1] 陈宝华,张世儒.水闸[M].北京:中国水利水电出版社,2003:191.
[2] 朱定国,周奕琪,朱柳峰. 复杂结构闸室稳定分析程序的研究与开发[J].上海水务,2016,32(2):53-55.
[3] 马飞,马兆会,李永春. 基于 ANSYS 的孟家闸闸室稳定有限元分析[J].水利规划与设计, 2013:54-55.
[4] 刘斌.水闸闸室稳定计算分析[J].中国水运,2010,10(8):179-180.
[5] 水闸设计规范[S].
[6] 建筑桩基技术规范[S].