

小浪底灌溉塔非线性动力安全研究

牛贺道¹,金 峰²,沈凤生³

(1.黄河勘测规划设计有限公司,河南 郑州 450003;2.清华大学水利水电工程系,北京 100084;
3.水利部水利水电规划设计总局,北京 100011)

摘要 对灌溉塔的动力安全性进行了研究。计算时,灌溉塔与挡墙间的施工缝采用接触单元进行模拟,动力非线性计算采用时程分析法,加速度的假定采用 Newmark 方法,计算平台为 ANSYS。计算结果表明 塔顶动力变形满足 20 cm 宽的塔间缝设计要求,事故闸门槽的变形不会影响闸门的开启,塔体拉应力主要分布在塔基面和 232 m,245 m 高程塔体截面变化处,接触面混凝土不会被压坏,塔体的抗滑和抗倾覆稳定满足要求。

关键词 灌溉塔 接触单元 非线性 动力安全 小浪底水利枢纽

中图分类号 TV67 **文献标识码** A **文章编号** 1006-7647(2006)01-0046-04

Nonlinear dynamic safety study for irrigation tower of Xiaolangdi Project//NIU He-dao¹, Jin-feng², SHEN Feng-sheng³
(1. Yellow River Engineering Consulting Co., Ltd., Zhengzhou 450003, China; 2. Department of Hydraulic Engineering, Tsinghua University, Beijing 100084, China; 3. Water Resources and Hydropower Planning and Design General Institute, MWR, Beijing 100011, China)

Abstract :The dynamic safety study was performed by ANSYS software and the acceleration distribution was assumed based on the Newmark method. In this study, the contact element was used for simulation of the construction joints between the irrigation tower and the retaining wall, and the time-history analysis method was employed for nonlinear computation. Some conclusions are drawn : the dynamic deformation at the top of the irrigation tower meets the design requirement of 20 cm for gaps between towers ; the deformation of emergency gate slot does not influence the opening of the emergency gate ; the tensile stresses mainly distribute in the bearing surface and the sections at the elevation of 232 m and 245 m, where the shape of the tower body varies ; the compressive stresses are less than the strength of concrete at contact faces, therefore, the concrete contact faces will not be damaged ; the anti-slide and anti-overturning stability of the tower body meets the design requirement.

Key words : irrigation tower ; contact element ; nonlinearity ; dynamic safety ; Xiaolangdi Hydro Project

小浪底灌溉塔(见图 1)高 83 m,下部截面 15.5 m × (57 ~ 63) m,上部截面 10.8 m × 21.5 m,很单薄。灌溉塔周边约束很复杂 右侧为 3 号明流塔,下游侧为山体,左侧为挡墙。挡墙作为灌溉塔横向稳定的支撑物,坐落在 F₂₈ 断层及其影响带上,如果地基发生不均匀沉降,塔与挡墙之间的施工缝就会张开,从而削弱挡墙的支撑作用。灌溉塔在设计时参考了小浪底其他进水塔的计算成果,本身仅进行了拟静力法计算。考虑到灌溉塔的规模较大,有自身的特殊性,对其进行专门的动力安全研究,有着重要的生产实践意义。

对建(构)筑物的施工缝和基岩的节理裂隙,可以采用特殊的接触单元^[1,2]如 Goodman 单元、薄层单元、摩擦单元进行模拟,从而取得更加符合实际的结果。本文用三维无厚度等参接触单元模拟灌溉塔

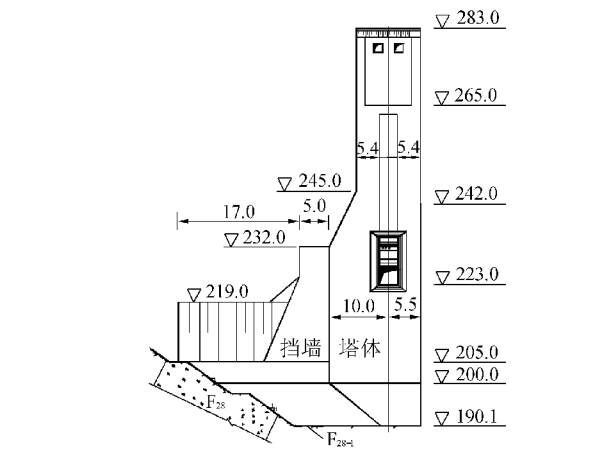


图 1 灌溉塔体形示意图(单位:m)

与挡墙之间的施工缝,在简化灌溉塔周边约束的基础上,采用非线性动力时程分析法对灌溉塔进行了计算。根据计算结果,对灌溉塔的变形、应力和稳定

性进行了分析研究。

1 计算模型

1.1 计算网格

采用大型通用程序 ANSYS,用有限单元法计算。动力计算采用时程分析法,对速度和加速度的假定采用 Newmark 方法。总体坐标采用右手笛卡儿坐标系,坐标原点设在建基面左上角点, x 轴正向指向右岸, y 轴正向竖直向上, z 轴正向指向上游。地基为无质量地基。采用 8 节点块体单元离散塔体、地基和挡墙,集中质量单元模拟塔体设备和动水压力。计算模型共有 1 130 个节点,1 103 个单元。有限元网格离散见图 2。计算结果中,沿坐标轴正向的变形值为正值,拉应力为正值。

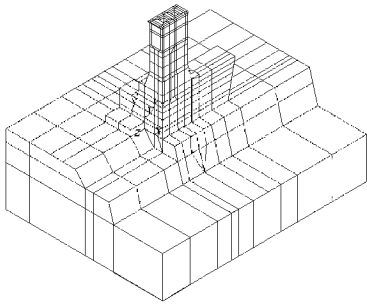


图 2 有限元网格

灌溉塔和挡墙混凝土的弹性模量、泊松比和密度分别取为 28.0 GPa,0.167 和 2 450 kg/m³。T₁⁺ 基岩的变形模量取 7.0 GPa,泊松比取 0.25 ;F₂₈ 断层的变形模量取 1.1 GPa,泊松比取 0.30。模型参数的合理性分析见文献[3]。

灌溉塔的周边约束复杂,在计算时需要简化,简化的原则是:①尽量接近实际情况;②从不利于塔体向左侧和上游侧的滑动和倾覆稳定的角度出发;③考虑不同约束简化的影响,形成比较方案。

灌溉塔与挡墙间的施工缝分 3 种情况简化:一是计算顺水向地震时,假定施工缝完全开裂,挡墙与灌溉塔分离,在地震作用下互不影响。这是因为施工缝面为顺水向,缝面间的相互作用对塔体顺水向稳定的影响很小。二是计算横水向地震时,假定施工缝结合良好,挡墙与灌溉塔为整体。三是计算横水向地震时,用接触单元来模拟施工缝,缝隙的初始宽度分别假定为 0 mm 和 1 mm,缝面间的初始应力假定为零。

灌溉塔与 3 号明流塔在 200 ~ 242 m 高程间为施工缝,242 ~ 283 m 之间为 20 cm 宽的塔间缝。测缝计的观测结果^[4]表明,施工缝张开近 2 mm。在本次计算中,忽略 3 号明流塔的影响,灌溉塔右侧表面承受静水压力。

灌溉塔与下游侧的山体在 200 ~ 225 m 高程间为弹性模量极小的软垫层,225 ~ 230 m 高程间为施工缝。在本计算中,忽略山体的影响,灌溉塔下游表面承受静水压力。

1.2 计算方案

小浪底水利枢纽可能遭遇两种危险地震,一是根据地震危险性分析研究得到的远场地震,设计地面峰值加速度为 0.215 g ,持时 38 s;二是 1991 年我国地震专家会议确定的水库诱发地震,设计地面峰值加速度为 0.313 g ,持时 12 s。这两种地震的设计反应谱见表 1。

表 1 设计地震反应谱

设计远震		水库诱发地震	
t/s	β	t/s	β
0.03	1.0	0.01	1.000
0.07	1.9	0.03	1.000
0.10	2.5	0.10	2.110
0.30	2.5	0.25	2.630
0.60	2.5	0.30	2.612
10.00	0.2	0.40	2.360
		0.50	2.002
		0.60	1.686
		0.70	1.430
		0.80	1.212
		0.90	1.040
		1.00	0.912

灌溉塔运用工况取正常蓄水位 275 m 事故闸门运用。动力计算方案见表 2。

表 2 动力计算方案

方案	地震类型	塔与挡墙间施工缝的模拟
1	顺水向设计远震	缝完全开裂,塔、墙独立
2	顺水向诱发地震	缝完全开裂,塔、墙独立
3	横水向诱发地震	缝结合紧密,塔与墙为整体
4	横水向设计远震	接触单元,初始缝宽 0 mm
5	横水向诱发地震	接触单元,初始缝宽 0 mm
6	横水向诱发地震	接触单元,初始缝宽 1 mm
7	三向诱发地震	接触单元,初始缝宽 1 mm

1.3 模拟灌溉塔与挡墙间施工缝的接触单元

本文采用 ANSYS 提供的三维无厚度等参接触单元,允许接触面滑动,忽略接触面间的摩擦,单元只抵抗压应力,不抵抗拉应力,可以模拟灌溉塔与挡墙施工缝的闭合与张开。

接触面间的法向力采用扩展的拉格朗日乘子法 (Augmented Lagrangian Method) 调整嵌入量不超过允许值,见公式(1)。

$$p = \begin{cases} 0 & u_n > 0 \\ k_n u_n + \lambda_{i+1} & u_n \leq 0 \end{cases} \quad (1)$$

其中

$$\lambda_{i+1} = \begin{cases} \lambda_i & u_n < \epsilon \\ k_n u_n + \lambda_i & u_n > \epsilon \end{cases} \quad (2)$$

式中 λ_i 为在第 i 迭代步的拉格朗日乘子,可以对每个单元进行迭代取值; ϵ 为接触面允许的穿透量; k_n 为接触面的法向刚度。

2 动力变形分析

2.1 塔顶变形

灌溉塔顶的最大振幅见表 3。三向地震作用下的塔顶振幅最大,水库诱发地震时的塔顶振幅大于设计远震,横水向地震时灌溉塔与挡墙之间施工缝的结合状况对塔顶振幅的影响不大。灌溉塔顶横流向的最大振幅为 32.71 mm(方案 7,5.88 s 时,见图 3 和图 4),考虑 3 号明流塔顶发生相同数量级的变形,则 20 cm 宽的塔间缝能够满足互不碰撞的设计要求。

表 3 灌溉塔顶最大振幅及事故门槽底部与 2 倍闸门高处的位移差值

方案	最大振幅/mm			位移差值/mm	
	x 向	y 向	z 向	x 向	z 向
1	3.06	1.26	10.17	0.33	2.30
2	4.85	1.99	17.06	0.35	2.60
3	30.89	1.81	2.22	2.57	1.82
4	25.10	1.30	1.76	1.99	1.85
5	30.62	1.73	2.67	2.65	1.92
6	30.32	1.68	2.72	2.50	1.92
7	32.71	3.08	17.36	2.67	2.67

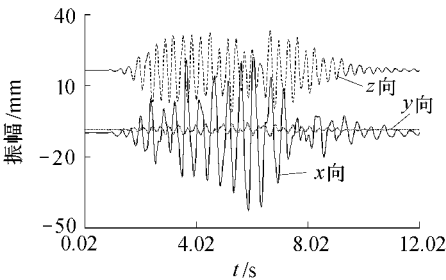


图 3 方案 7 灌溉塔顶振幅随时间的变化

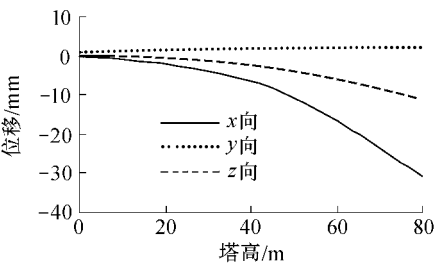


图 4 方案 7 动荷载产生的塔截面平均变形(5.88 s)

2.2 闸门槽变形

事故门槽底部与 2 倍闸门高处的最大位移差值约 2.7 mm(见表 3),不会影响闸门的顺利开启。

3 应力分析

3.1 拉应力分布

各个方案的最大拉应力都出现在棱角部位,且三向地震作用时数值最大,水库诱发地震时比设计

远震时大,塔体与挡墙间的施工缝开裂时比未开裂时大。方案 7 的拉应力最大,且位于灌溉塔基面和 245 m,232 m 高程塔体截面变化处(见表 4)。其中,最大竖向拉应力位于塔基面和 245 m 高程的时间占总持时的 88.16%,表明这是两个主要的竖向拉应力分布区域。塔底面的竖向拉应力范围相对较小,在 6 m 范围内衰减为压应力。245 m 高程的竖向拉应力范围相对较大,延伸到了事故门槽附近。出现最大竖向拉应力时(5.16 s)的等值线见图 5。由于拉应力的出现部位与其他进水塔的计算结果类似,设计单位对此已经注意并采取了措施。

表 4 方案 7 灌溉塔最大拉应力的主要位置

最大拉应力位置	拉应力方向	累计持续时间/s	占总持时的比例/%
塔基面右后角点	y 向	8.50	70.83
245 m 高程塔体棱角	y 向	2.08	17.33
242 m 高程塔体左前棱角	y 向	0.30	2.50
塔基面左前角点	x 向	12.00	100.00
塔基面右后角点	z 向	10.68	89.00
232 m 高程塔体棱角	z 向	1.20	10.00

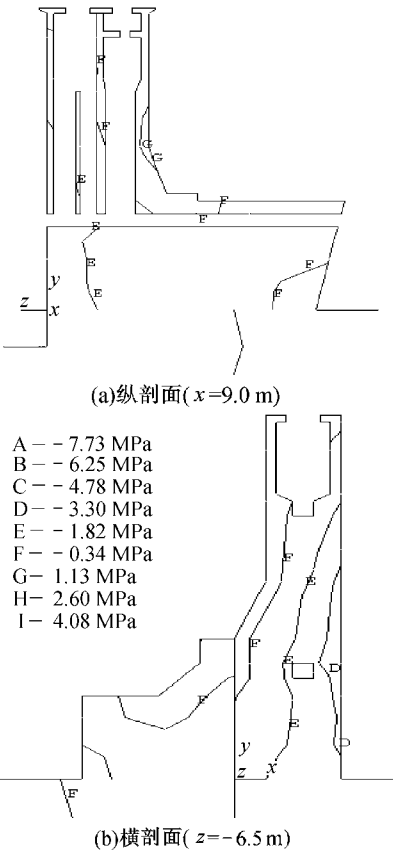


图 5 方案 7 竖向应力等值线(5.16 s)

3.2 接触面应力及缝间推力

接触面最大单元压应力和最大缝间推力为 362 MN(方案 7)。接触面最大单元压应力为 0.84 MPa(方案 6 和方案 7),远小于混凝土的轴心抗压强度设计值 12.5 MPa,接触面混凝土不会被压坏。

4 稳定分析

按 SL203—97《水工建筑物抗震设计规范》的要求,使用抗剪断指标和材料力学方法判定灌溉塔的抗滑和抗倾覆稳定性。选取灌溉塔和挡墙的建基面为滑动和倾覆验算面。建基面摩擦系数 f' 和黏聚力 c' ,灌溉塔取 0.98 和 0.95 MPa,挡墙取 0.60 和 0.10 MPa。当灌溉塔和挡墙的滑动和倾覆指向对方时,意味着一方是阻挡另一方的有利因素,这时把二者当成一个整体来考虑。整体滑动的综合摩擦系数用面积加权平均法计算^[5], $f' = 0.81, c' = 0.57$ MPa。

计算结果(见表 5)表明,灌溉塔单独滑动时的最小抗滑动安全系数为 6.64(顺水向)和 2.48(横水向),大于允许值 2.5(设计远震)和 2.3(诱发地震);灌溉塔和挡墙一起滑动时的最小抗滑动安全系数为 2.99(横水向),也大于允许值。其中方案 7 的灌溉塔建基面瞬时抗滑动安全系数见图 6。显然,灌溉塔的抗滑动稳定满足要求。

表 5 灌溉塔建基面抗滑抗倾稳定计算						
方案	滑动或倾覆物体	最小抗滑动安全系数		抗倾覆建基面边缘应力/MPa		
		K_x	K_z	上游	下游	左侧 右侧
1	塔		10.10	-1.38	0.15	
2	塔		6.64	-1.74	0.51	
3	塔+墙	3.05				-1.18 0.20
4	塔	3.45				-4.04 2.88
4	塔+墙	3.57				0.18 -0.82
5	塔	3.10				-4.69 3.56
5	塔+墙	3.08				-1.17 0.20
6	塔	2.57				-5.36 4.24
6	塔+墙	3.08				-1.17 0.20
7	塔	2.48	6.74	-1.77	0.47	-5.44 4.34
7	塔+墙	2.99				-1.19 0.22

注 塔体单独滑动或倾覆时计入缝间推力。

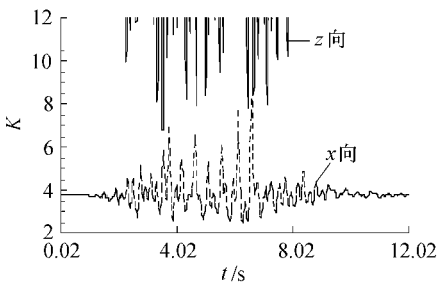


图 6 方案 7 灌溉塔建基面抗滑动安全系数

灌溉塔的最大边缘压应力为 5.44 MPa,小于允许值 10.8 MPa。顺水向地震时的最大拉应力没有超出允许值(诱发地震为 0.75 MPa,设计远震为 0.45 MPa),横水向地震时的塔体边缘最大拉应力大于允许值,但塔体与挡墙共同抗倾覆时,拉应力由最大的 4.34 MPa 下降到 0.22 MPa。综合考虑拉压应力要求、边界取值条件以及拉应力是地震工况下的瞬时最不利应力,可以

认定灌溉塔的抗倾覆稳定满足要求。

方案 1 的最小抗滑动安全系数大于方案 2,方案 4 的最小抗滑动安全系数大于方案 5,表明水库诱发地震比设计远震更不利于灌溉塔的稳定。方案 6 的抗滑动最小安全系数大于方案 7,表明灌溉塔与挡墙间的施工缝开裂较大时更不利于灌溉塔的稳定。

5 结论与建议

灌溉塔作为小浪底进水塔群中的一类塔型,比其他 3 种塔型更加单薄,且周边约束复杂,其动力安全性需要专门的分析研究。本计算使用三维等参接触单元模拟灌溉塔与挡墙之间的施工缝,建立了灌溉塔的非线性动力计算模型。计算表明:①动力变形满足灌溉塔与 3 号明流塔互不碰撞的设计要求,事故门槽的变形不会影响闸门的开启。②塔体的抗滑及抗倾覆稳定满足设计要求。③拉应力主要分布在塔基面和 232 m、245 m 高程塔体截面变化处。接触面混凝土不会被压坏。④水库诱发地震比设计远震更不利于灌溉塔的应力和稳定。灌溉塔与挡墙结合为整体时对灌溉塔的应力和稳定更为有利。

如果观测到灌溉塔与挡墙间的施工缝张开,建议择机钻孔,重新进行接缝灌浆。

参考文献:

[1] GOODMAN R E, TAYLOR R L, BREKKE T L. A model for the mechanics of jointed rock [J]. Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division, 1968, 94(3): 637-659.

[2] DESAI C S, ZAMAN M M. Thin-layer element for interfaces and joints [J]. International Journal for Numerical Methods in Geomechanics, 1984, 8: 19-43.

[3] 牛贺道. 小浪底水利枢纽灌溉塔非线性动力稳定分析研究 [D]. 北京: 清华大学, 2004.

[4] 小浪底水利枢纽工程安全监测 2001 年度监测年报 [R]. 济源: 小浪底水力发电厂, 2002.

[5] 水利电力部水利水电规划设计院. 水利水电工程地质手册 [M]. 北京: 水利电力出版社, 1985.

(收稿日期 2004-12-12 编辑 熊水斌)

