

关于复杂地形长距离输水管道水力计算的探讨

郝晓迅¹ 刘晓龙¹ 陈汝建² 高范华¹ 李汶晋¹ 杨恒¹

1. 山东恒源勘测设计有限公司; 2. 华潍项目管理有限公司

摘要: 输水管道水力计算直接影响水泵选型、管径确定、工程投资及运行效率。本文对穿越复杂地形长距离输水管道水力计算方法进行了分析,指出了常见计算误区,并对陡坡下降管道内流态进行了定性分析,提出了更加符合运行实际的计算方法,对类似项目设计具有实用借鉴价值。

关键词: 长距离输水管道; 水力计算; 管道流态; 复杂地形

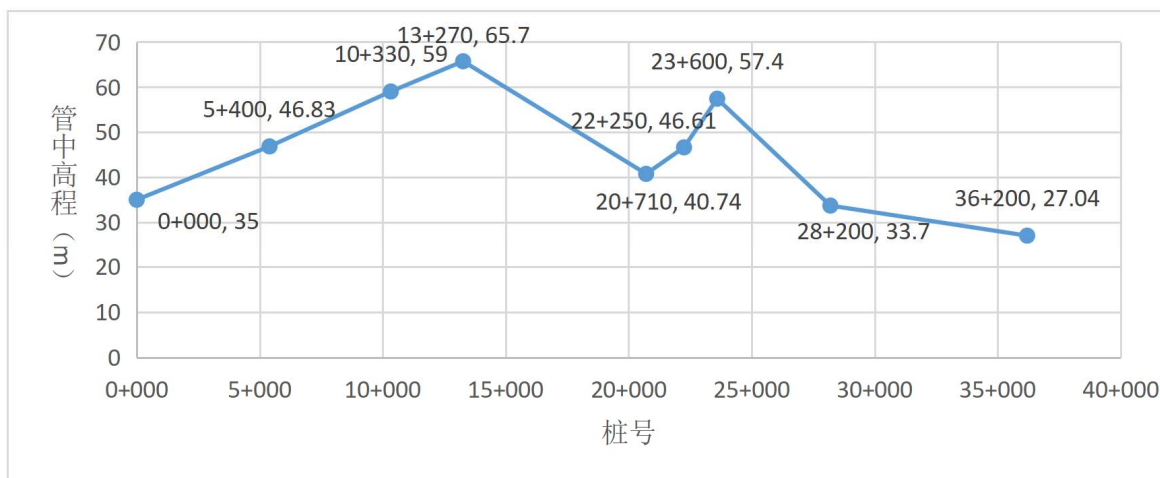
【DOI】10.12254/j.issn.2096-6539.2022.06.053

为解决水资源地域分配不均问题,近年来引调水工程工程建设越来越受到重视,而管道输水具有占地少、漏损率低、施工快捷方便等突出优点,广泛应用于中小型输水工程中。管道设计的关键环节即为水力计算,

计算准确与否直接影响到水泵选型、管径选取、工程投资及运行效率,尤其是对于穿越复杂地形的距离输水管道,设计中常出现全线一次性或简单分段进行计算的误区,而实际运行管道压力与设计偏差较大,出现引水流量不足或投资浪费等问题。现就穿越复杂地形的长距离输水管道水力计算相关问题进行探讨。

一、模型构建

本次分析以山东某地正在建的某引调水工程为计算模型,该工程自A河道上甲水库跨流域调水至B河道,调水规模40万m³/d,管道长36km,简化后管中高程见下图1。管道最高点为13+270,管中高程65.70m;次高点为23+600,管中高程57.40m。参照经济流速,工程初步选定两根直径1.6mPCCP管,于5+400、10+330、20+710、28+200处设置了事故连通井。



二、水力分析计算

(一) 计算工况

水力计算需考虑正常工况及检修工况,当某管段需停水检修时,通过连通井控制使事故段单管运行,其他段双管运行,事故流量按设计流量70%。故计算工况如下:

1. 正常工况: 流量40万m³/d, 全线双管运行;
2. 检修工况: 流量28万m³/d, 事故管段单管运行, 其他管段双管运行。

为方便对比分析,管道水力计算遵循以下原则:

- (1) 管中压力水头不小于(管道半径r+2)m;

- (2) 泵站内水头损失按2m计;
- (3) 检修工况按10+330~20+710段单管运行进行典型计算。

(二) 管道水头损失计算方法

管道总水头损失由沿程水头损失及局部水头损失组成,局部水头损失取沿程水头损失10%计。沿程水头损失采用《室外给水设计标准》中7.2.2-3公式进行计算,公式如下:

$$h_z = h_y + h_j = 1.1h_y \quad (1)$$

$$h_y = \frac{v^2 l}{c^2 R} \quad (2)$$

$$C = \frac{1}{n} R^{1/6} \quad (3)$$

式中： h_z —管道的总水头损失（m）， h_y —管道沿程水头损失（m）， h_j —管道局部水头损失（m）； v —管道断面平均流速（m/s）， l —管段长度（m）， C —谢才系数， R —水力半径（m）， n —糙率系数，PCCP管取0.0125。

（三）常见计算误区

1. 全段一次性计算

对于复杂地形管道，部分设计人员因经验不足或偏于保守，常对管道全段一次性计算水头损失，并和相对起点的最大高差、最低压力水头、站内水头损失叠加作为泵站扬程，采用该方式计算，正常工况扬程为63.48m，检修工况扬程为61.01m。

该计算方式未考虑最高点处管道水体的重力势能可以抵消下游管段部分水头损失，导致计算结果偏大，尤其是极高点下游比降较陡时，富余水头过多，存在管径选取偏大的情况。

2. 简单分段计算

将管道以最高点为界分两段计算，先计算上游管段水头损失，与地形高差、最低压力水头、站内水头损失叠加作为初选扬程 H_1 。然后计算下游管段，先计算出管道最高点水头与出口水位高差 ΔH 及管段水头损失 $h_{z下}$ ，若 $\Delta H > h_{z下}$ ，则以 H_1 作为确定水泵扬程；若 $\Delta H < h_{z下}$ ，则

以 $(H_1 + h_z - \Delta H)$ 作为水泵扬程。采用该方式计算，正常工况扬程为45.76m，检修工况扬程为43.87m。

若最高点下游基本为单调下降地势，该方法计算结果一般较为准确；但若最高点下游存在多个极高点，该计算方式未考虑最高点与下游极高点间高差能否满足水头损失，可能出现次高点为控制性节点而导致计算扬程偏小。

（四）关键节点分段计算

为分析管道全线压力变化及不同工况控制性节点位置，合理确定水泵扬程，复杂地形长距离输水管道应对全线关键节点进行分段水力计算，关键节点选取极高点、连通井、管径变化等处。为提高计算效率，可在EXCEL表格中建立联动公式，通过给定不同数值的管道起点压力水头，自动计算沿线各节点的最小压力水头，当所有节点均能满足最小压力水头时，以起点压力水头加站内水头损失即为水泵扬程。采用该方式计算的不同工况管道节点压力及水泵扬程见表1。

该方法充分考虑了沿线地形变化及压力、势能转换，计算过程更加详细，能够更加全面、准确的反应管道沿线压力变化，进而合理确定水泵扬程。

该方式计算的不同工况水泵扬程均小于2.3.1节计算结果，佐证了全段一次计算所选水泵扬程偏大问题。与2.3.2节计算结果相比，正常工况控制点位于最高点，计算结果一致；而检修工况控制点位于次高点，实

表1 全线关键节点分段计算时泵站扬程

工况	管道根数	起始桩号	终止桩号	管段长度(m)	单管流量(m ³ /s)	管径(m)	水头损失(m)	起点(m)		终点(m)		备注
								管中	水头	管中	水头	
正常	双管	0	10330	10330	2.31	1.6	7.985	35	43.76	59	11.78	扬程45.76
		10330	13270	2940	2.31	1.6	2.273	59	11.78	65.7	2.80	控制节点
		13270	20710	7440	2.31	1.6	5.751	65.7	2.80	40.74	22.01	
		20710	22250	1540	2.31	1.6	1.190	40.74	22.01	46.61	14.95	
		22250	23600	1350	2.31	1.6	1.044	46.61	14.95	53.4	7.12	
		23600	28200	4600	2.31	1.6	3.556	53.4	7.12	33.7	23.26	
		28200	36200	8000	2.31	1.6	6.184	33.7	23.26	27.04	23.74	
检修	双管	0	10330	10330	1.62	1.6	3.913	35	45.93	59	18.02	扬程47.93
		10330	13270	2940	3.24	1.6	4.454	59	18.02	65.7	6.86	
	单管	13270	20710	7440	3.24	1.6	11.272	65.7	6.86	40.74	20.55	
		20710	22250	1540	1.62	1.6	0.583	40.74	20.55	46.61	14.10	
	双管	22250	23600	1350	1.62	1.6	0.511	46.61	14.10	57.4	2.80	控制节点
		23600	28200	4600	1.62	1.6	1.742	57.4	2.80	33.7	24.75	
		28200	36200	8000	1.62	1.6	3.030	33.7	24.75	27.04	28.38	

际水泵扬程大于2.3.2节计算结果,说明最高点下游管道存在多个极高点时,控制点位置存在不确定性,简单分段计算时可能出现水泵扬程计算偏小情况。

(五) 管径优化空间探讨

据前计算,正常与检修工况下,控制点下游各节点富余水头均较大,原因为控制点下游比降陡,而初选管径大、水头损失小,故而富余水头较大。出现该情况时,可将控制点下游部分管段直径调小一个规格计算,若沿线最小压力仍满足要求,即以调小后管径作为确定管径,以节约投资;但亦有可能出现管径调小后沿线压力无法满足要求的情况,此时只能维持初选管径。

考虑到检修工况出现概率小、运行时间短,实际操作中建议以正常工况计算过程为主进行管径优化。以本计算模型为例进行管径优化,正常工况控制点为13+270最高点,保持水泵扬程不变,先将13+270~36+200段管道直径调整为1.4m,次高点23+600处将出现负压,即水泵扬程不足;而将20+710~36+200段管道直径调整为1.4m,管道沿线压力均可满足要求,即使检修工况,最小压力水头为1.7m,亦基本满足要求。故可将20+710~36+200段长15.49km管道直径调整为1.4m,可节约工程投资近2000万元。

(六) 陡坡下降管道流态与末端消能设施必要性探讨

对管径优化后管道系统进行水力计算,正常工况管道出口富余水头为11.30m,检修工况为23.43m,富余水头仍较大主要原因为控制点下游管道沿线地形比降较陡,但继续调小管径已无法满足压力要求。出现该情况时,多数设计人员认为出口富余水头将转变为动能,管道出口流速骤增,即使在淹没出流、出口流速恒定的情况下,仍认为必须在管道末端设调流阀或出口消力池。但按此逻辑推理,当管道流量无限小时,水头损失亦无限小,而出口流速将变得非常大,这显然与常理常识相悖。

出现该悖论主要原因为,一般引调水管道的初始水力计算均假定管道为满流状态,该假定在管道沿线地形呈上升趋势、流态为压力流或沿线地形下降趋势较平缓时一般符合实际情况,但当管道沿线地形下降比降较陡,管道内将出现非满流状态,故而假定满流状态的水力计算结果与实际情况偏差较大。

以本文计算模型正常工况下23+600~28+200段管道为例进行分析,该段管道比降约为0.005,按直径1.4m管道查《给水排水设计手册(第二版)第01册 常用资料》“第14章 钢筋混凝土圆管(非满流, $n=0.014$)”

水力计算表可知,充满度0.57时即达到设计流量。按“能量最低原理”,当管道比降较陡、非满管即可达到设计流量的情况下,必然不会出现满管运行情况。

综上,提前假定满管的水力计算仅能从整体角度来初步判断是管径选择是否满足流量压力要求,而无法准确判断各管段流态,在初选管径留有一定富余水头、而减小规格又无法满足要求时,该管径即为合理管径,但该管径往往稍大于理论计算的恰好管径。故当管道下坡比降较陡时,通过沿线进排气阀进气,管道中实际流态将出现非满管的无压明渠均匀流状态,单延米水头损失大于满管流态,水头得到快速消减;而明渠均匀流管段与上、下游满管段均通过渐变流衔接,在不考虑出口水头损失的情况下,末端满管段起点水面与出水池水面线连线即为管道压力水头线。而并非管道出口处出现水压骤降,亦不存在所谓富余水头于管道出口转变为动能,管道出口流速骤然增加的情况;当管道淹没出流时,出口流速即为 $4Q/\pi D^2$,出口损失仅为 $v^2/2g$,故流速在合理范围内一般无需在管道末端设置所谓消能阀或消能工,浪费投资。

三、结语

本文结合实际工程案例,对穿越复杂地形的长距离输水管道水力计算思路进行了系统梳理,指出了常见的计算误区,提出了全线关键节点系统计算的操作方法与管径优选方案,对合理确定水泵扬程、管道管径、节约工程投资具有实用性借鉴意义。尤其对陡坡下降管道内流态的分析,打破了多数项目设计中存在的流态理解误区,但本次尚停留在定性分析阶段,今后需对该类管道的流态衔接进行数值化具体计算。

参考文献

- [1] 李炜. 水力计算手册. 第2版[M]. 中国水利水电出版社, 2006.
- [2] 中国市政工程西南设计研究院. 给水排水设计手册. 1, 常用资料-第二版[M]. 中国建筑工业出版社, 2000.
- [2] 夏丽, 夏磊, 乔立峰. 长距离输水工程有关技术问题的探讨[J]. 山东水利, 2004(6): 48-48.
- [3] 王雪原, 黄慎勇, 付忠志. 长距离输水管道水力计算公式的选用[J]. 给水排水, 2006, 32(10): 4.
- [4] 徐燕. 泵流系统中压力输水管道扬程计算中几个水力学问题的探讨[J]. 新疆水利, 2012(5): 4.
- [5] 李辉, 潘玉龙. 对重力流压力管道输水系统水力学问题的认识[J]. 人民黄河, 2003, 25(6): 2.