

DOI:10.19853/j.zgjsps.1000-4602.2023.02.012

# 削峰型调蓄设施有效容积计算方法研究

程俊<sup>1</sup>, 何帅<sup>1</sup>, 杨涛<sup>2</sup>

(1. 中国市政工程中南设计研究总院有限公司, 湖北 武汉 430023; 2. 武汉市政工程设计研究院有限责任公司, 湖北 武汉 430023)

**摘要:** 介绍了现有规范中用于削减峰值流量时调蓄设施有效容积的计算方法。根据《城镇雨水调蓄工程技术规范》(GB 51174—2017)并结合调蓄目标,基于水量平衡、管道过流特性和过程分析,提出了计算削峰型调蓄设施有效容积的新方法。为避免壅水向上游传导并对上游排水设施形成妨碍,新方法中调蓄容积根据降雨过程中调蓄设施拟设点上游管道实际流量、下游管道设计过流能力进行计算。通过调蓄前后管道流量过程线和最高水位线的对比,新方法的合理性得到了验证,可为削峰型调蓄设施有效容积的计算提供新的思路。

**关键词:** 雨水调蓄设施; 削峰; 有效容积; 计算方法

**中图分类号:** TU992 **文献标识码:** B **文章编号:** 1000-4602(2023)02-0063-06

## Research on a Calculation Method of Effective Volume of Peak Flow Regulation and Storage Facilities

CHENG Jun<sup>1</sup>, HE Shuai<sup>1</sup>, YANG Tao<sup>2</sup>

(1. Central & Southern China Municipal Engineering Design and Research Institute Co. Ltd., Wuhan 430023, China; 2. Wuhan Municipal Engineering Design and Research Institute Co. Ltd., Wuhan 430023, China)

**Abstract:** The methods for calculating effective volume of peak flow regulation and storage facilities in existing specifications were introduced. According to *Technical Code for Urban Stormwater Detention and Retention Engineering* (GB 51174-2017) and the regulation and storage object, a new method for calculating the effective volume of peak flow regulation and storage facilities was proposed based on water balance, pipeline flow characteristics and process analysis. To avoid backwater transmission to the upstream and obstruction to upstream drainage facilities, the storage volume specified in the new method was calculated according to the actual flow of upstream pipeline and the designed drainage capacity of downstream pipeline at the proposed location of storage facility during rainfall. The rationality of the new method was verified by comparing the pipeline flow process and the highest water level before and after storage, which provided a new choice for the calculation of the effective volume of peak flow regulation and storage facilities.

**Key words:** stormwater storage facility; peak flow regulation; effective volume; calculation method

当一定范围内的降雨超过其雨水排放设施的消纳能力时,地面将产生积水、发生内涝。然而,城市道路下的地下空间有限,同时各种电力电信、给水排水、燃气热力管线以及交通设施、商业设施密集排布、错综复杂,因此实际工程中通过扩大雨水排放通道过流断面解决城市内涝的方案实施难度非常大<sup>[1]</sup>。针对于此,在雨水排放系统中增设调蓄设施存储降雨期间超过管道承载能力的雨水并错峰排放,既能够避免排放通道过多挤占城市地下空间,又可以提高城市的排水标准,具有良好的可行性<sup>[2-3]</sup>。

目前,雨水调蓄设施有效容积的计算方法主要有推理公式法和数学模型法。

推理公式法衍生于雨水管渠设计中采用的恒定均匀流推理公式,数学模型法则是基于管道进、出水流量过程线。根据《城镇雨水调蓄工程技术规范》(GB 51174—2017),当汇水面积 $<2\text{ km}^2$ 时,可采用推理公式法估算调蓄设施的有效容积;当汇水面积 $>2\text{ km}^2$ 时,降雨、地表产流的时空不均匀性以及地表产流、管网汇流的过程性对管道流量过程线的影响不容忽视,宜采用数学模型法计算。结合现有计算公式的使用情况,研究削峰型调蓄设施有效容积的计算方法。

## 1 容积计算方法简介

### 1.1 城镇雨水调蓄工程

根据《城镇雨水调蓄工程技术规范》(GB 51174—2017)第3.1.3条,当调蓄设施用于削减峰值流量时,调蓄量通过比较雨水调蓄工程上下游的流量过程线确定。

计算方法如下:

$$V_1 = \int_0^T [Q_i(t_1) - Q_o(t_1)] dt_1 \quad (1)$$

式中: $V_1$ 为调蓄量或调蓄设施有效容积, $\text{m}^3$ ;  $Q_i$ 为调蓄设施上游设计流量, $\text{m}^3/\text{s}$ ;  $Q_o$ 为调蓄设施下游设计流量, $\text{m}^3/\text{s}$ ;  $t_1$ 为降雨历时,min。

根据条文解释和杜佐道等<sup>[4]</sup>的研究,“设计流量”为设计标准对应的入流瞬时流量、出流瞬时流量,积分上限“ $T$ ”为整场降雨历时。那么,调蓄容积为整场降雨历时内上游入流过程线、下游出流过程线的围合面积。

具体如图1所示。

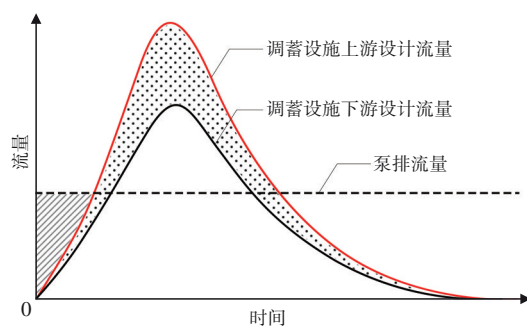


图1 式(1)调蓄容积计算原理

Fig.1 Schematic diagram of calculation principle of storage volume of formula (1)

### 1.2 海绵城市调节设施

根据《南宁市海绵城市建设技术——低影响开发雨水控制与利用工程设计标准图集(试行)》公式(4-2)、《厦门市海绵城市建设技术标准图集(试行)》公式(5-5),以径流峰值调节为目标进行设计的蓄水池、湿塘、雨水湿地等设施的容积应根据雨水管渠系统设计标准、下游雨水管道负荷(设计过流流量)以及入流、出流流量过程线合理确定,计算方法如下:

$$V_2 = \text{Max} \left[ \int_0^T [Q_{in}(t) - Q_{out}(t)] dt \right] \quad (2)$$

式中: $V_2$ 为调蓄量或调蓄设施有效容积, $\text{m}^3$ ;  $Q_{in}$ 为调蓄设施的入流流量, $\text{m}^3/\text{s}$ ;  $Q_{out}$ 为调蓄设施的出流流量, $\text{m}^3/\text{s}$ ;  $t$ 为计算步长,s;  $T$ 为计算降雨历时,s。

式(2)中,流量采用瞬时流量,积分区间上限“ $T$ ”为计算降雨历时——降雨过程中 $Q_{in}$ 开始小于 $Q_{out}$ 的临界时刻。式(2)计算所得容积为降雨历时中入流量超过出流量的累计值,即降雨期间该点溢流量,反映到流量过程线上为计算历时内上游入流过程线、下游出流过程线的围合面积(见图2)。

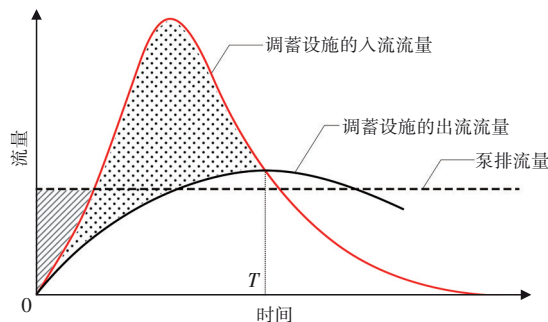


图2 式(2)调蓄容积计算原理

Fig.2 Schematic diagram of calculation principle of storage volume of formula (2)

对于式(1)和式(2),当调蓄工程下游系统出水采用泵排时, $Q_{in}$ 为瞬时值、 $Q_{out}$ 为恒定值,计算降雨历时则会包括 $Q_{in}$ 小于 $Q_{out}$ 的时段,而这些时段的计算值为负值。因此,计算过程应根据实际情况合理选择积分区间。

## 2 调蓄容积分析

### 2.1 管道过流特性分析

雨水管道流量计算方法见下式:

$$Q = \frac{A}{n} R^{2/3} i^{1/2} \quad (3)$$

实际流量和设计流量的关系见下式<sup>[5]</sup>:

$$\frac{Q_t}{Q_d} = \frac{(\theta_t - \sin \theta_t)^{5/3}}{2\pi \theta_d^{2/3}} \cdot \left(\frac{i_t}{i_d}\right)^{1/2} \quad (4)$$

式中: $A$ 为过水断面面积, $m^2$ ;  $R$ 为水力半径, $m$ ;  $n$ 为曼宁系数;  $Q_t$ 为 $t$ 时刻排水流量, $m^3/s$ ;  $Q_d$ 为设计排水流量, $m^3/s$ ;  $i_t$ 为 $t$ 时刻水力坡度,对于均匀流,为管道设计坡度 $i_d$ ;  $\theta_t$ 为 $t$ 时刻水面夹角,与管道充满度有关。

降雨期间管道内的流态是瞬时变化的,基本上可分为三种:

① 来水量小于设计能力时,管道为非满管重力流,水力坡度等于设计坡度, $Q_t$ 为关于管道充满度的函数;

② 来水量等于设计能力时,管道为满管重力流,水力坡度等于设计坡度;

③ 来水量大于设计能力时,管道为满管承压流,水力坡度不等于设计坡度, $Q_t$ 为关于水力坡度的函数。

其中,第②种状态为重力流和承压流转换的临界状态。

### 2.2 容积计算方法分析

调蓄容积计算的根本依据是基于物料守恒关系和连续性方程的水量平衡。用于削减峰值流量时,调蓄的目的是暂时储存超过下游系统容纳能力的来水,而不影响下游系统承受范围内的来水的正常排放<sup>[3]</sup>。检查井的入流量由接入检查井的上游管道的转输流量和检查井所服务地块的径流量组成。根据水量平衡关系,当检查井无溢流时,检查井的入流量等于检查井的出流量,即 $Q_{in}=Q_{out}$ ;当检查井发生溢流时,检查井的入流量大于检查井的出流量,即 $Q_{in}>Q_{out}$ ,溢流量在降雨期间的累计值即为需要调蓄的部分。当下游管道排水不畅导致管道壅

水时,如果调蓄设施拟设点处的管道的埋深足够大,即便该处的检查井不发生溢流,壅水过程向上游的传导仍会导致上游检查井的溢流风险加大。因此,为保持管道排水通畅、防止上游检查井溢水,调蓄设施有效容积应计算如下:

$$V_3 = \sum_{i=1}^m \int_{s_i}^{f_i} [Q_{in}(t) - Q_{out}(t)] dt \quad (5)$$

式中: $V_3$ 为调蓄量或调蓄设施有效容积, $m^3$ ;  $Q_{in}$ 为设置点上游实际入流量, $m^3/s$ ;  $Q_{out}$ 为设置点下游设计出流量, $m^3/s$ ;  $dt$ 为计算步长, $s$ ;  $s_i$ 为管道第 $i$ 次超载开始时间; $f_i$ 为管道第 $i$ 次超载结束时间; $m$ 为整场降雨中管道超载次数。

## 3 算例

### 3.1 基础资料

示例雨水管网见图3,汇水区综合径流系数为0.6,管道设计降雨重现期为1 a,地面集水时间按10 min考虑。J2-J3、J11-J3管道直径为2 000 mm、坡度为0.8%,设计排水能力为12.64  $m^3/s$ 。进水前不设调蓄设施时,J3-J4管道需采用 $B \times H=2.5 \text{ m} \times 2.5 \text{ m}$ 的箱涵,设计坡度为0.8%、排水能力为34.37  $m^3/s$ 。为了满足排水需求并综合考虑工程实施条件等因素,拟在J3检查井处设置离线调蓄池,J3-J4管道直径调整为2 000 mm、坡度调整为1%,管道设计排水能力为14.13  $m^3/s$ 。调蓄池服务区的汇水面积为305.2  $hm^2$ ,已超出推理公式法的最佳适用范围,因此有效容积采用数学模型法计算。

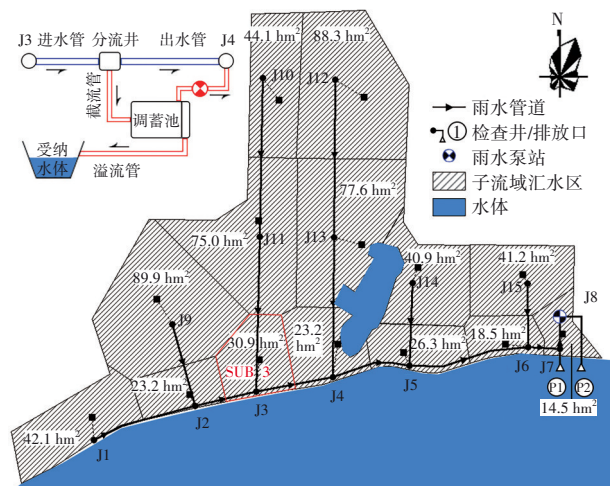


图3 示例平面图

Fig.3 Plane diagram of the example

本研究采用InfoWorks ICM软件构建了示例雨水管网的数学模型,模拟分析中产流计算采用固定



径流系数法,径流系数取汇水区综合径流系数<sup>[6]</sup>。根据调蓄工程技术规范,设计降雨历时宜采用3~24 h较长降雨历时。

降雨情景重现期取3 a、历时取5 h,时间序列采用芝加哥雨型按下式推求:

$$q = \frac{1\,198.032(1 + 0.997 \lg P)}{(t_1 + 11.058)^{0.559}} \quad (6)$$

式中: $q$ 为设计暴雨强度, $L/(s \cdot \text{hm}^2)$ ;  $P$ 为设计重现期, $a$ 。

设计降雨曲线见图4。

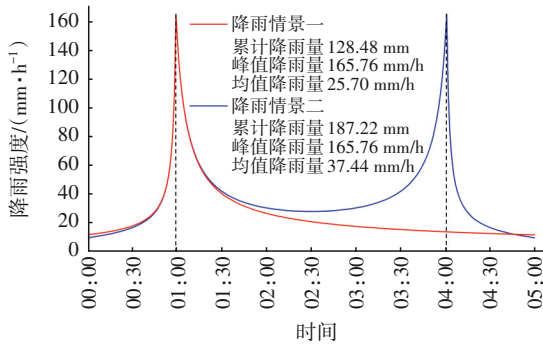


图4 设计降雨曲线

Fig.4 Designed rainfall curve

### 3.2 容积计算

调蓄前降雨情景一中J1-J5管道最高水位线见图5,两场降雨情景中J3-J4管道流量过程线见图6。

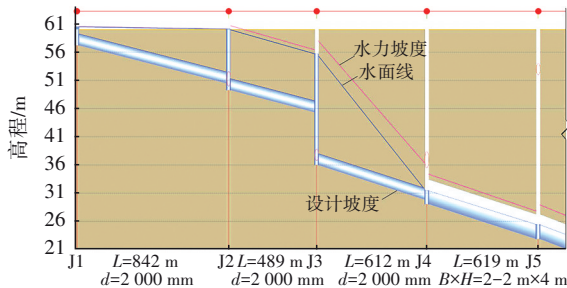
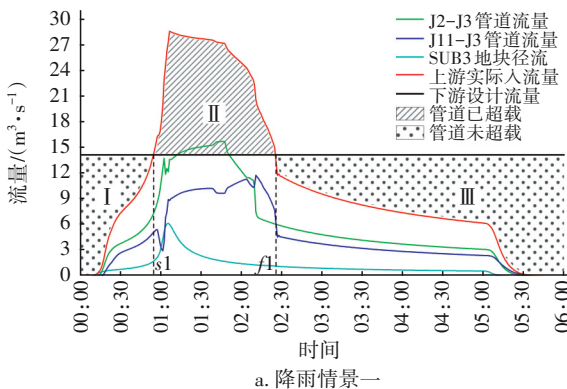
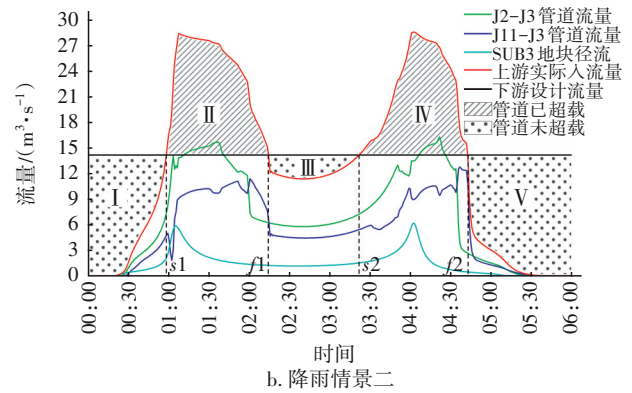


图5 调蓄前J1-J5管道最高水位线

Fig.5 Highest water level of J1-J5 pipe before storage



a. 降雨情景一



b. 降雨情景二

图6 调蓄前J3-J4管道流量过程线

Fig.6 Flow process of J3-J4 pipe before storage

由图5可知,降雨期间J4检查井上游管道出现壅水现象,并导致J2检查井处发生溢流,可见J3-J4管道排水能力已对J4检查井上游管网排水效果形成制约。由图3可知,J3-J4管道的入流量由J2-J3管道流量、J11-J3管道流量和子排水区SUB3径流量三部分组成,因此调蓄设施设置点上游瞬时入流量为三部分瞬时入流量之和。

根据式(1)计算时,由于两场降雨期间J3检查井均未发生溢流,则其入流量等于出流量,调蓄容积计算值 $V_1=V_1'=0 \text{ m}^3$ 。根据式(2)计算时,同样由于两场降雨期间J3检查井未发生溢流,调蓄容积计算值 $V_2=V_2'=0 \text{ m}^3$ 。根据式(3)采用定积分矩形求解法计算时,降雨情景一中计算降雨历时取 $s_1-f_1$ 时段(II区),调蓄容积计算值 $V_3'=5.49 \times 10^4 \text{ m}^3$ ;降雨情景二中计算降雨历时取 $s_1-f_1$ 时段(II区)和 $s_2-f_2$ 时段(IV区),调蓄容积计算值 $V_3'=8.30 \times 10^4 \text{ m}^3$ 。以降雨情景二为例,J3-J4管道实际入流量见表1。

基于式(3)和定积分矩形求解法的调蓄容积计算过程如下:

$$\begin{aligned} V_3' &= \sum_{i=1}^m \int_{s_i}^{f_i} [Q_{in}(t) - Q_{out}(t)] dt \\ &= \int_{s_1}^{f_1} [Q_{in}(t) - Q_{out}(t)] dt + \\ &\quad \int_{s_2}^{f_2} [Q_{in}(t) - Q_{out}(t)] dt \\ &= 60 \times \sum_{t=00:59}^{t=02:17} [(14.27 - 14.13) + \\ &\quad (15.38 - 14.13) + \dots + \\ &\quad (15.13 - 14.13) + (14.72 - 14.13)] + \\ &\quad 60 \times \sum_{t=03:24}^{t=04:44} [(14.27 - 14.13) + (14.44 - \end{aligned}$$

14. 13) + \cdots + (15. 00 - 14. 13) + (14. 68 - 14. 13) ] = 8. 30 \times 10^4 (m^3) (7)

表 1 J3-J4 管道实际入流量

Tab.1 Actual flow of J3-J4 pipe m^3 \cdot s^{-1}

时间	J2-J3 流量	J11-J3 流量	SUB3 地块径流	J3-J4 实际入流量	时间	J2-J3 流量	J11-J3 流量	SUB3 地块径流	J3-J4 实际入流量
00:56	5.65	3.86	1.52	11.03	03:21	7.08	5.25	1.48	13.81
00:57	6.20	4.08	1.67	11.95	03:22	7.17	5.27	1.50	13.94
00:58	6.73	4.49	1.88	13.09	03:23	7.27	5.29	1.52	14.09
00:59	7.28	4.84	2.15	14.27	03:24	7.39	5.34	1.54	14.27
01:00	8.36	4.48	2.54	15.38	03:25	7.52	5.35	1.57	14.44
01:01	9.47	3.53	3.19	16.19	03:26	7.65	5.37	1.59	14.61
01:02	10.87	2.12	3.99	16.97	03:27	7.78	5.34	1.61	14.73
01:03	12.11	2.06	4.81	18.98	03:28	7.90	5.30	1.64	14.84
01:04	13.09	3.80	5.44	22.33	03:29	8.02	5.23	1.67	14.92
01:05	12.36	6.39	5.77	24.51	03:30	8.13	5.22	1.70	15.04
02:11	6.38	9.43	1.24	17.05	04:41	2.91	12.05	0.48	15.43
02:12	6.33	9.17	1.23	16.73	04:42	2.81	11.97	0.46	15.25
02:13	6.29	8.85	1.22	16.36	04:43	2.71	11.84	0.45	15.00
02:14	6.25	8.50	1.22	15.97	04:44	2.62	11.63	0.43	14.68
02:15	6.21	8.14	1.21	15.56	04:45	2.52	10.10	0.42	13.04
02:16	6.17	7.75	1.21	15.13	04:46	2.41	5.83	0.40	8.65
02:17	6.14	7.38	1.20	14.72	04:47	2.31	3.70	0.39	6.40
02:18	6.11	6.80	1.19	14.11	04:48	2.21	2.63	0.38	5.22
02:19	6.08	5.72	1.19	12.99	04:49	2.13	2.13	0.36	4.62
02:20	6.05	4.91	1.18	12.14	04:50	2.06	1.88	0.35	4.30

3. 3 结果验证

J3 检查井改造为分流井,溢流堰顶高程取 J3-J4 管道上游内顶高程。当入流量超过出水管设计排水能力时,分流井内液位壅高;当液位高过堰顶时,部分来水溢流进入调蓄池。调蓄后降雨情景一中 J1-J5 管道最高水位线见图 7。

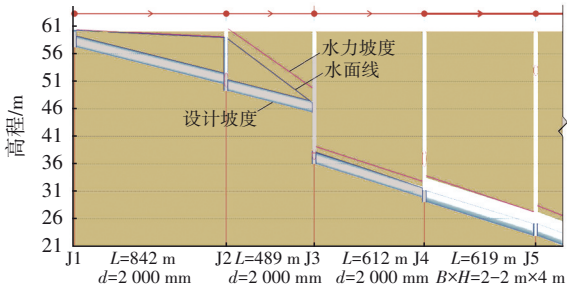


图 7 调蓄后 J1-J5 管道最高水位线

Fig.7 Highest water level of J1-J5 pipe after storage

两场降雨情景中 J3-J4 管道流量过程线见图 8。

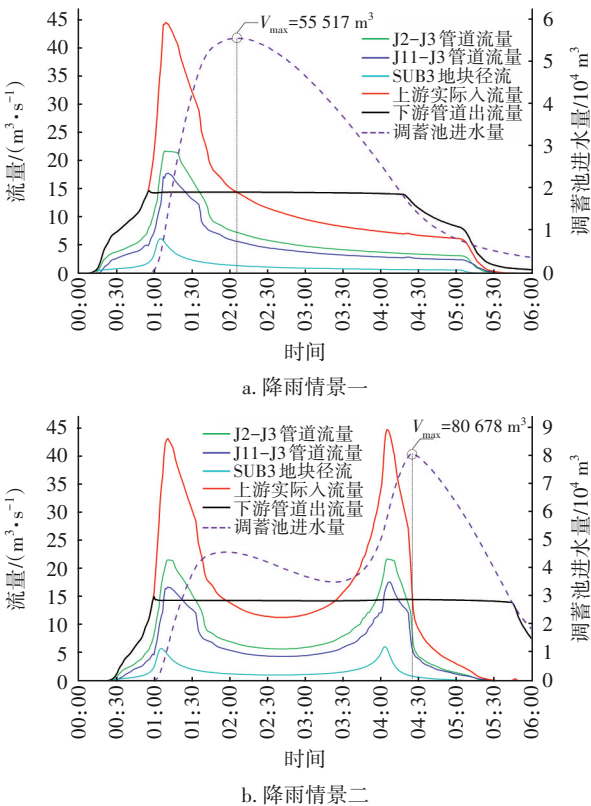


图 8 调蓄后 J3-J4 管道流量过程线

Fig.8 Flow process of J3-J4 pipe after storage

由图 7 可知,经调蓄后降雨期间 J3-J4 管道基本未发生壅水, J2 检查井处也未发生溢流。

由图 8 可知,在两场降雨情景中调蓄设施设置点下游的 J3-J4 管道峰值流量大幅降低——分别为 14. 65 m^3/s 和 15. 04 m^3/s,调蓄池最大进水量分别为 5. 55 \times 10^4 m^3 和 8. 07 \times 10^4 m^3。可见,实际所需调蓄量与式(3)计算值基本一致,与式(1)和式(2)计算值差异巨大。其原因可能为三个公式对应的调蓄目标和效果不一样,式(1)和式(2)的调蓄结果是设置点不溢流,但下游管道可以承压;式(3)的调蓄结果是设置点不溢流,且下游管道不可以承压。因此,当削峰要求较高时,式(3)可用于调蓄设施有效容积的计算。

另外,与调蓄前相比,调蓄后 J3-J4 管道入流曲线的驼峰变窄、变陡,表明调蓄后上游管道的水力条件变好。至于 J3-J4 管道峰值流量略大于其设计过流能力,分析其原因为堰上水头导致分流井内液位略高于管道内顶,进而导致管道处于微承压状态。为了进一步削弱堰上水头对管道过流的影响,

分流井可使用较长的固定堰或者采用翻板堰,以减小井内液位高出水管内顶的程度。

#### 4 结语

削峰调蓄通过对峰值流量的分流、调节和储存,可增强雨水管网对超标雨水的应对能力。调蓄容积的科学计算则是调蓄工程的关键,不仅关系着工程效果,还深刻影响着工程投资。根据《城镇雨水调蓄工程技术规范》(GB 51174—2017)的指导精神并结合调蓄目标,本研究基于水量平衡、管道过流特性和过程分析提出了新的削峰型调蓄设施有效容积计算方法。新方法更符合削峰的设计意图,模拟结果显示据此设置的调蓄池可有效分化并控制峰值时刻管道过流量。此外,运用该方法时,分流井溢流堰顶高程可根据出水管内顶高程计取,使用简单、设计方便。

#### 参考文献:

- [1] 钱七虎. 利用地下空间,助力发展绿色建筑与绿色城市[J]. 隧道建设, 2019, 39(11): 1737-1747.  
QIAN Qihu. Utilizing underground space to help develop green buildings and green cities [J]. Tunnel Construction, 2019, 39(11): 1737-1747(in Chinese).
- [2] 李海霞, 顾韞辉, 郑涛, 等. 城市雨水调蓄池设计优化与运行研究进展[C]//《环境工程》编辑部. 中国环境科学学会2019年科学技术年会论文集. 西安:《环境工程》编辑部, 2019.  
LI Haixia, GU Yunhui, ZHENG Tao, et al. Research progress on design optimization and operation of urban rainwater storage ponds [C]//Editorial Office of *Environmental Engineering*. Proceeding of the 2019 Annual Conference of Science and Technology of Chinese Society for Environmental Sciences. Xi'an: Editorial Office of *Environmental Engineering*, 2019(in Chinese).

- [3] 李俊奇, 孟光辉, 车伍. 城市雨水利用调蓄方式及调蓄容积实用算法的探讨[J]. 给水排水, 2007, 33(2): 42-46.  
LI Junqi, MENG Guanghui, CHE Wu. On regulation, reservation and practical calculation in urban rainwater utilization [J]. *Water & Wastewater Engineering*, 2007, 33(2): 42-46(in Chinese).
- [4] 杜佐道, 徐晓明, 付朝晖, 等. 某医院后山雨水调蓄池削减洪峰流量的效果研究[J]. 给水排水, 2019, 45(12): 86-89.  
DU Zuodao, XU Xiaoming, FU Zhaohui, et al. Study on the effect of reducing peak flow by rainwater storage tank on the hill behind a hospital [J]. *Water & Wastewater Engineering*, 2019, 45(12): 86-89(in Chinese).
- [5] 严煦世, 刘遂庆. 给水排水管网系统[M]. 2版. 北京: 中国建筑工业出版社, 2014.  
YAN Xushi, LIU Suiqing. *Water Supply and Drainage Network System* [M]. 2nd ed. Beijing: China Architecture & Building Press, 2014(in Chinese).
- [6] 杨涛, 陈宝玉, 王正雄, 等. 城市雨水管道排水能力评估中不同方法的对比分析[J]. 中国给水排水, 2019, 35(23): 134-138.  
YANG Tao, CHEN Baoyu, WANG Zhengxiong, et al. Comparison of different methods applied in drainage capacity assessment of municipal storm sewers [J]. *China Water & Wastewater*, 2019, 35(23): 134-138(in Chinese).

作者简介:程俊(1977-),男,安徽潜山人,大学本科,高级工程师,从事给排水设计工作,完成约200项规划与设计项目,曾获全国优秀市政公用工程设计二等奖。

E-mail: cnyangtao@126.com

收稿日期: 2021-06-28

修回日期: 2021-09-06

(编辑:孔红春)

加强水土保持, 打造绿水青山