

DOI:10.3880/j.issn.1004-6933.2022.02.003

基于关键参数耦合效应的城市排涝设计方法

唐 明¹, 许文斌^{2,3}, 周涵杰¹, 许文涛⁴

(1. 南昌工程学院水利与生态工程学院, 江西 南昌 330099; 2. 南昌市城市规划设计研究总院市政工程分院, 江西 南昌 330038; 3. 南昌市城市内涝防治与河湖水质调控工程技术研究中心, 江西 南昌 330038; 4. 江西省水利科学院江西省鄱阳湖水资源与环境重点实验室, 江西 南昌 330029)

摘要:为破解城市排涝规划设计中难以选择蓄涝水面率、暴雨历时的问题,提出了基于蓄涝水面率和暴雨历时 2 个关键参数耦合效应的设计方法,针对常规的平均排除法在部分工况下失效或得出的排涝流量偏小问题进行了改进。该方法能够协调较短历时暴雨及其后续降水过程中的排蓄关系,快速确定蓄涝水面率与暴雨历时耦合条件下的设计指标成果表,进而合理确定关键参数与设计指标的大小。以南昌市沙井电排区为例,借助 MIKE 模型分析改进前后排涝进程的差异,验证该方法的可靠性;该方法可以弥补常规方法的 2 个缺陷,实现关键参数耦合条件下的设计指标快速计算,解决其计算结果偏小、难以适应短历时集中强降雨的问题。

关键词:城市排涝设计方法;平均排除法;蓄涝水面率;暴雨历时;耦合效应

中图分类号:TU992.1 **文献标志码:**A **文章编号:**1004-6933(2022)02-0017-08

Urban drainage design method based on coupling effect of key parameters //TANG Ming¹, XU Wenbin^{2,3}, ZHOU Hanjie¹, XU Wentao⁴ (1. School of Hydraulic & Ecological Engineering, Nanchang Institute of Technology, Nanchang 330099, China; 2. Municipal Engineering Branch, Nanchang Urban Planning and Design Research Institute, Nanchang 330038, China; 3. Nanchang Engineering Technology Research Center for Urban Waterlogging Prevention and Water Quality Regulation, Nanchang 330038, China; 4. Jiangxi Provincial Key Laboratory of Water Resources and Environment of Poyang Lake, Jiangxi Academy of Water Sciences and Engineering, Nanchang 330099, China)

Abstract: In order to solve the problem that it is difficult to select the water surface rate of waterlogging and rainstorm duration in urban drainage planning and design, a design method based on the coupling effect of two key parameters of water surface rate of waterlogging and rainstorm duration was proposed. In view of the failure of the conventional average elimination method under some working conditions or the small drainage flow obtained, the improvement was made. This method can coordinate the relationship between discharge and storage in the short duration rainstorm and its subsequent precipitation process, quickly determine the design index result table under the coupling condition of water surface rate of waterlogging and rainstorm duration, and then reasonably determine the key parameters and design indexes. Taking Shajing electric drainage area in Nanchang City as an example, MIKE model is used to analyze the difference of drainage process before and after improvement, so as to verify the reliability of the method. The results show that the method can make up for the two defects of the conventional method, realize the rapid calculation of the design index under the coupling condition of key parameters, and solve the problem that the calculation result is too small to adapt to the short-duration concentrated heavy rainfall.

Key words: urban drainage design method; average elimination method; water surface rate of waterlogging; rainstorm duration; coupling effect

21 世纪以来,我国经历了空前迅猛的城市化进程,洪涝威胁对象、致灾机理、成灾模式与损失构成

均发生了显著变化^[1]。城市应对短历时强降雨的能力明显不足,逢雨即涝问题普遍存在^[2]。“城市

基金项目:江西省鄱阳湖水资源与环境重点实验室开放研究基金(2020GPSYS05)

作者简介:唐明(1972—),男,高级工程师,博士,主要从事水旱灾害风险管理及城市水利研究。E-mail: frankt@nit.edu.cn

通信作者:许文涛(1998—),男,硕士研究生,主要从事水文水资源研究。E-mail: 1582890587@qq.com

看海”一直是社会关注的焦点^[3],也引起国家的高度重视。国民经济和社会发展规划明确提出增强城市防洪排涝能力,建设海绵城市、韧性城市,全国各地的城市内涝防治又将迎来一轮新的建设热潮。

在城市水利系统规划或能力复核时,不论是城市水利排涝系统,还是源头控制工程,往往需要通过设置不同的蓄涝水面率和暴雨历时(以下简称关键参数)的组合,进行多方案的设计与比选。但是,适合城市自身暴雨特性与下垫面特点的合理蓄涝水面率应该在什么范围,城市排涝流量、调蓄水深等指标(以下简称设计指标)计算时如何选择设计暴雨历时,依据不同关键参数组合设计的水利排涝系统是否适应短历时强降雨,都是实践中面临的难题。

在城市排涝实践中,水利排涝系统和市政排水系统是否协调,直接影响到内涝防治系统的工作效率。然而,由水利部门主管的水利排涝系统和住建部门负责的市政排水系统,涉及不同学科领域,依据的行业规范也不相同,采用的暴雨选样方法、设计标准、频率分布模型、设计流量计算方法等都有各自的特点^[4];如何在各自行业规范框架内合理确定工程规模,解决两个系统运行不协调问题,是很多学者的研究方向^[3-9]。21世纪以来,水利部门和市政部门已经多次修订各自的规程规范,力图适应城市内涝防治需求。其中,对暴雨历时、蓄涝水面率选取的强调尤为引人注目。SL 723—2016《治涝标准》规定:涝区应充分利用现有湖泊、洼地滞蓄涝水,合理确定蓄涝水面率或蓄涝容积率;设计暴雨历时和涝水排除时间可采用24 h降雨24 h排除;水利排涝工程的排涝流量与城市排水要求不能完全衔接时,沟渠、河道、泵站等工程的设计流量可以按12 h排除或6 h排除的要求进行计算。GB 51222—2017《城镇内涝防治技术规范》提出:为达到内涝设计重现期标准,就要保证一定的蓄涝水面率;进行城镇内涝防治设施设计时,降雨历时应根据设施的服务面积,可采用3~24 h。GB 51174—2017《城镇雨水调蓄工程技术规范》提出:用于削减峰值流量的雨水调蓄工程的调蓄量计算中,设计降雨历时宜选用3~24 h。在城市内涝防治系统规划设计、能力复核时,要全面考虑下垫面径流系数、暴雨特性、蓄涝能力等因素的影响,特别是需要量化暴雨历时、蓄涝水面率这2个关键参数对设计指标的综合影响。因此,尽管现行规范对上述2个关键参数的选取分别提供了原则性建议,但是在城市排涝设计时,依然面临选择难的问题。

综上所述,寻求适合城市小流域汇流特点的排

涝计算方法,快速计算出关键参数耦合条件下的设计指标,全景展现关键参数与设计指标的关系,进而寻求确定关键参数与设计指标大小的办法,将规程规范的原则性建议转化为具体工程设计指标的计算方法,已经成为当前亟须解决的技术问题。

1 城市排涝流量设计方法

1.1 小流域排涝流量的计算方法

小流域设计洪水经历了由简单到复杂、由计算洪峰流量到计算洪量的发展过程,计算方法主要包括经验公式法、推理公式法、综合单位线法、水文模型等^[10-11]。小流域排涝流量设计实践中,通过洪量推求排涝流量更为方便,一般多采用水量平衡法、平均排除法等。水量平衡法是一种过程排除法,适用于各种类型的排涝区,结合降雨过程进行排蓄试算,计算成果较为精确,但是需要寻找符合本地特点的不同历时暴雨雨型;平均排除法适用于平原坡水区、滨河滨湖圩(垸)区、平原水网区、潮位顶托区等^[8],计算过程较简单,具有计算快速的优势,满足快速计算出关键参数耦合条件下的设计指标的基本需求。

适应城市排涝“小流域”特点的平均排除法,因计算过程简单而得到较为广泛的应用。但其存在2个明显的弱点:①当设计暴雨历时较小或者蓄涝水面率较高时,容易出现小排蓄比的计算结果,设计排涝流量偏小,不能满足正常排涝需要;甚至结果出现负数,导致无法采用。②该方法基于设计暴雨总时段的水量平衡,当蓄涝水面率较低、设计暴雨历时较长时,计算结果偏小,难以适应短历时集中强降雨。在实践中,往往需要通过基于雨洪过程的综合单位线、水量平衡等计算方法来实现多情景调算,工作量巨大,一般情况下,调算出来的方案数量不足,代表性也不佳。

1.2 常规的平均排除法

城市集中式排水系统能够快速收集与输送雨洪,汇流时间短,而且下垫面硬化程度高、下渗较小,可以近似地认为排水历时与降雨历时相等。因此,设计排水量为设计暴雨形成的净雨量减去设计调蓄水量,使用常规平均排除法推算设计排涝流量,计算公式为

$$Q_{\text{avg}} = (V_{\text{净}i} - V_{\text{设调}})/0.36t_i = 0.278[\psi Sf(t_i) - 1000\alpha_j Sh_{\text{允}}]/t_i \quad (1)$$

式中: Q_{avg} 为设计蓄涝水面率 α_j 条件下,设计暴雨历时 t_i 对应的排涝流量, m^3/s ; $V_{\text{净}i}$ 为设计暴雨历时 t_i 对应的净雨量,万 m^3 ; $V_{\text{设调}}$ 为设计调蓄水量,万 m^3 ; ψ 为地区综合径流系数; S 为设计排水面积, km^2 ; $f(t_i)$ 为设计暴雨历时 t_i 对应的暴雨量, mm ; $h_{\text{允}}$ 为主

要蓄涝水体的最大允许调蓄水深, m , 由城市竖向空间规划给定。

根据相关规范, 平均排除法计算出的设计排涝流量应保证设计暴雨历时内, 涝水排至不淹没重要建筑物高程, 即在设计历时末, 调蓄区水位应排至最高设计蓄水位; 并自设计历时末, 排空设计调蓄水量, 将蓄涝区逐渐控制到正常水位。

1.3 基于过程约束的平均排除法改进

由式(1)可见, 设计调蓄水量越大, 设计排涝流量就越小。当设计暴雨历时较小或者蓄涝水面率较高时, 调蓄量占比较高, 排涝流量计算结果偏小, 不足以排除下一时段的净增雨洪量, 导致蓄涝区水位上涨, 并超过最高调蓄水位, 从而影响正常排涝进程。这就是常规平均排除法在小排蓄比时, 其成果不适应城市排涝需求的根本原因。因此, 需要着手设计暴雨的雨型构建, 从而结合设计暴雨的雨洪过程, 细化排涝进程中的流量需求, 对常规的平均排除法进行改进(以下简称改进的平均排除法), 协调较短历时设计暴雨及其后续降水过程中的排蓄关系, 使其能够实现关键参数耦合条件下设计指标的快速计算, 提高多方案比选设计的时效性和准确率。

a. 设计暴雨的雨型构建。结合规范与实践需求进行相应的雨型构建, 通常采用典型暴雨和综合暴雨。典型暴雨同倍比或同频率放大法都是规范推荐的计算方法, 有着各自的优缺点。同倍比放大法能保持典型降雨的基本形态不变, 且计算简单, 便于时间刻度的细化, 但是只能满足设计历时的频率要求, 与其他主要统计历时降水量的重现期差异很大, 难以客观评价市政排水与水利排涝系统的能力; 同频率放大法能针对工程建设的设计或复核需要, 控制主要时段的频率, 体现理论上的一致性, 有明显的集中降雨期, 有利于排涝系统的能力复核, 但需要细化时间刻度, 同时, 受典型暴雨时程随机分布的影响, 雨型调算过程较为复杂, 降雨时程也存在较大差异。综合暴雨是水利部门根据实测暴雨资料, 运用统计分析推求出来的, 不同历时的最大降水量也不能达到同频要求; 但由于综合暴雨时程系数是一种结构化的人工分配, 其同频调算过程相对简单。

以上方法构造出来的 24 h 雨型, 最大 1 h、3 h、6 h、12 h 降雨的时程分布没有稳定的规律, 难以结合设计暴雨过程细化排涝进程中的流量需求。因此, 为了能够通过 1 个设计暴雨模拟不同时间尺度的雨洪规律, 本文参照水文部门 3 h、6 h、12 h 双倍步长的降雨资料统计规律, 基于不同历时暴雨成果, 构建集中暴雨雨型(图 1), 能够直观地呈现每个历时

后续不同时段内可能出现的最大降雨, 从而针对性地进行某个设计历时暴雨及其后续降水过程中的排蓄关系调整。

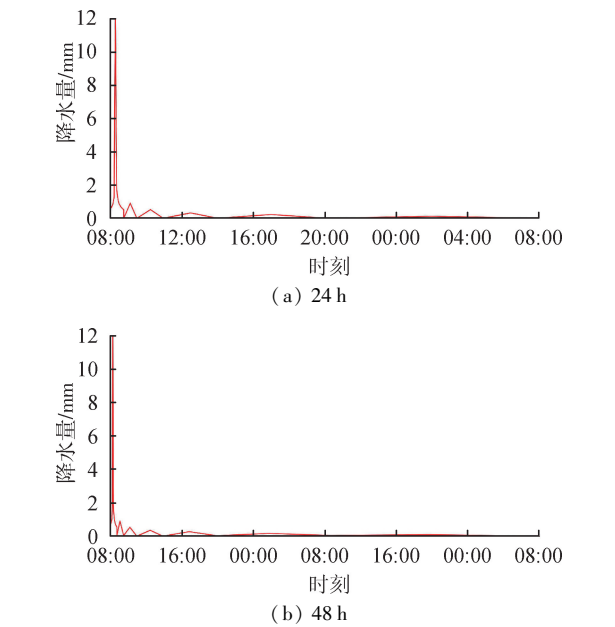


图 1 集中暴雨雨型时程分布
Fig. 1 Time history distribution of concentrated rainstorm type

为了同步考核大尺度水利排涝系统与小尺度市政排水系统的可靠性, 按照长、短历时暴雨双向控制的构想进行雨量细化^[12-13]。将适应本地市政系统的芝加哥雨型嵌入第一个 45 min 当中, 其余时段按三角分布处理, 设计雨型主要时段的最大暴雨量依然满足暴雨统计成果与历时的关系(表 1)。构造出来的集中暴雨雨型既能从较长历时降雨的角度考验水利排涝系统的能力, 又能从短历时降雨的角度考验排水管网的能力, 从而兼顾市政排水与水利排涝两个系统。

表 1 集中暴雨雨型的时程变化
Table 1 Variation of time history of concentrated rainstorm type

序号	分段时长/h	分段雨量/mm	平均雨强/(mm · h ⁻¹)	累积时长/h	累积雨量/mm
1	0.75	66.02	88.03	0.75	66.02
2	0.75	20.50	27.33	1.5	86.52
3	1.5	22.68	15.12	3	109.20
4	3	28.10	9.37	6	137.30
5	6	40.90	6.82	12	178.20
6	12	45.40	3.78	24	223.60
7	24	40.15	1.67	48	263.75

b. 过程控制条件一。水文暴雨成果采用年最大值取样法, 表 1 所示的分段平均雨强呈衰减趋势, 如设计暴雨历时分别为 3 h、6 h、12 h、24 h 时平均雨强逐渐减小(表 1)。因此, 如果采取平均排除法, 按

照暴雨历时 t_i 设计的排涝流量,只要在 t_i 到 t_{i+1} 时段能够排除该时段的净增雨洪(该时段已经无调蓄容积可用),就能满足其后程排涝需要;反之,则影响后续排涝。即,此控制条件下的排涝流量 Q_{bij} 为

$$Q_{bij} = (V_{\text{净}i+1} - V_{\text{净}i}) / (t_{i+1} - t_i) = 0.278\psi S[f(t_{i+1}) - f(t_i)] / (t_{i+1} - t_i) \quad (2)$$

其中 $t_{i+1} = 2t_i$
式中: Q_{bij} 为排除 $t_{i+1} - t_i$ 时段净雨量所需的排涝流量, m^3/s ; $V_{\text{净}i+1}$ 为暴雨历时 t_{i+1} 对应的净雨量, 万 m^3 ; $f(t_{i+1})$ 为暴雨历时 t_{i+1} 对应的暴雨量, mm 。

当 $Q_{aij} < Q_{bij}$ 时,说明 Q_{aij} 不能完全排除后续 $t_{i+1} - t_i$ 时段的净增雨洪量,平均排除法受限。为解决该情景下设计排涝流量不能满足后续时段的排涝需求问题,基于双倍步长进行调整,在 0 到 t_{i+1} 时段内,排涝流量可调整为

$$Q_{ij} = Q_{(i+1)j} = (Q_{aij} + Q_{bij}) / 2 \quad (3)$$

式中: Q_{ij} 为暴雨历时 t_i 与蓄涝水面率 α_j 耦合条件下的排涝流量, m^3/s 。

调整后,如果还出现 $Q_{(i+1)j} < Q_{b(i+1)j}$ 的情况,继续按照上述方法进行双倍步长的调整处理,直到其排涝能力能够排除下一时段的净雨量。

c. 过程控制条件二。依据 SL 723—2016《治涝标准》,针对 20 年一遇最大 1 d(或最大 24 h)暴雨,1 d(或 24 h)内涝水排至不淹没重要建筑物高程,并没有明确规定腾出调蓄库容的时间。因此,当暴雨历时 t_{i+1} 增加到 24 h,综合考虑降水规律与实际需要,可以规定此时的设计排涝流量至少需满足雨后 1~2 d 腾出调蓄库容(本文选择雨后 1 d 腾出调蓄库容);则在第 2 天,排涝机组还应具备完成排除第 2 天降雨与腾出调蓄库容双重任务的能力。即,从 2 d 的时间尺度来看,排涝流量应满足“2 日暴雨 2 日排净”(腾出调蓄库容)的能力:

$$Q_{\min} = 0.278\psi S f(t_{\max}) / t_{\max} \quad (4)$$

式中: $t_{\max}$ 为城市的最大允许排涝时长, h, 即从起排至腾出所有调蓄库容所需的时间, 这里为 48 h; $f(t_{\max})$ 为与 $t_{\max}$ 对应的暴雨历时累积雨量, mm ; $Q_{\min}$ 为满足 $t_{\max}$ 所需的排涝流量, m^3/s 。

d. 计算基于改进的平均排除法在任意组合下的设计排涝流量 Q_{ij} :

$$\begin{aligned} & \begin{cases} Q_{aij} & Q_{aij} \geq Q_{bij} \\ Q_{(i+1)j} = (Q_{aij} + Q_{bij}) / 2 \\ Q_{ij} = \begin{cases} Q_{aij} < Q_{bij}, Q_{ij} \geq Q_{b(i+1)j}, t_{i+1} < 24 \text{ h} \\ \max(Q_{(i+1)j}, Q_{\min}) \\ Q_{aij} < Q_{bij}, Q_{ij} \geq Q_{b(i+1)j}, t_{i+1} = 24 \text{ h} \end{cases} \end{cases} \end{aligned} \quad (5)$$

e. 计算基于改进的平均排除法在任意组合下的实际调蓄水深 h_{ij} :

$$h_{ij} = \frac{\psi f(t_i)}{1000\alpha_j} - \frac{Q_{ij}t_i}{278\alpha_j S} \quad (6)$$

式中 h_{ij} 为不同暴雨历时 t_i 与蓄涝水面率 α_j 耦合条件下的调蓄水深, m 。

具体计算流程见图 2。

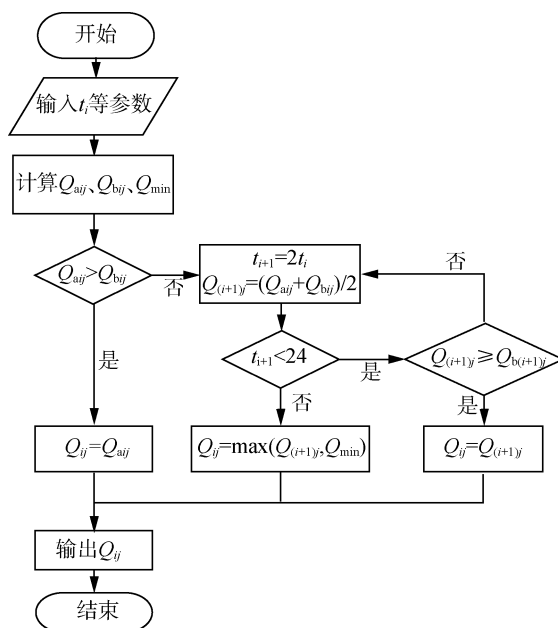


图 2 排涝流量计算流程

Fig. 4 Flow chart of drainage discharge calculation

1.4 基于关键参数耦合的城市排涝系统设计指标的确定方法

如前所述,当蓄涝水面率较低且设计暴雨历时较长时,常规的平均排除法计算结果偏小,难以适应短历时集中强降雨。因此,在改进的平均排除法得出关键参数耦合条件下设计指标的基础上,在 3~24 h 设计暴雨历时的范围内,综合考虑城市小流域排涝片的现状蓄涝水面率、蓄涝水面率调整的客观条件与内生动力以及排蓄关系调整所需投资等情况,合理确定设计蓄涝水面率。利用式(5)、(6)的计算成果,选择与设计蓄涝水面率相应的设计暴雨历时,进而得出设计排涝流量、调蓄水深等指标的设计值。即:在选定设计蓄涝水面率 α_{jd} 之后,利用该蓄涝水面率下不同暴雨历时的排涝流量 $Q_{ij,d}$ 与调蓄水深 $h_{ij,d}$ 成果,确定设计暴雨历时 $t_{i,d}$,其对应的设计值满足下述条件:

$$\begin{cases} Q_{i,d} = \max Q_{ij,d} \\ h_{i,d} = \max h_{ij,d} \end{cases} \quad (7)$$

式中: $Q_{i,d}$ 为蓄涝水面率 α_{jd} 与设计暴雨历时 $t_{i,d}$ 耦合条件下的排涝流量, m^3/s ; $h_{i,d}$ 为相应耦合条件下的

调蓄水深, m ; Q_{ij_d} 为蓄涝水面率 α_{j_d} 与不同暴雨历时 t_i 耦合条件下的排涝流量, m^3/s ; t_i 为规范推荐的设计暴雨历时, 分别取 3 h、6 h、12 h 和 24 h; h_{ij_d} 为同一耦合条件下的调蓄水深, m 。

2 实例验证

2.1 研究区概况

南昌市红谷滩区是集商贸金融、行政办公、信息、文化、居住等多功能为一体的现代化新型城市中心。地处中亚热带暖湿季风区, 雨量充沛, 4—6 月为主雨季, 降水量占多年平均降水量的 51.3%, 致灾性暴雨多发。红谷滩沙井电排区处于沿江大堤和丰和联圩共同组成的防洪保护圈内, 采用自排、调蓄和电排相结合的方式, 排水面积约为 7.95 km²; 所有市政排水管网通过地下箱涵直接汇入泵站前池(调蓄区), 泵站排涝流量为 16.94 m³/s。建设初期, 没有保留区内河湖水系; 最初规划的蓄涝区又被城市建设挤占, 实际调蓄水面为 6.67 hm²(蓄涝水面率为 0.84%), 是低水面率城区的典型代表。

近 20 年的排涝实践表明, 根据当时规范设计的排涝设施, 无法适应其低蓄涝水面率特点, 不能满足城市排涝需求。大暴雨期间, 区内受涝严重, 泵站前池雍水过高, 威胁到泵站的正常运行。区域排涝能力提升方案包括新增调蓄水面 8.67 hm², 总调蓄水面达到 15.33 hm²(蓄涝水面率 1.93%); 同时, 增加区域排涝流量。但是, 在泵站规模核定时, 在关键参数选取上争论较多, 分歧很大。最终通过多工况组合下的平均排除法、多雨型的过程排除法等方案比

选, 将区域排涝流量增加至 40.4 m³/s。

2.2 关键参数耦合条件下沙井电排区设计指标的计算

根据沙井电排区内的房屋屋顶、混凝土路面、沥青路面等不透水覆盖面所占面积比例, 将该区域综合径流系数设为 0.90; 根据现状管网布置及区域竖向空间规划等因素, 将最大调蓄深度设置为 1.5 m。采用水文部门提供的代表站不同历时的暴雨统计成果, 由于治涝区域面积较小, 点面折算系数取 1。按式(1)进行常规的平均排除法(24 h 暴雨, 20 年一遇, 下同)计算出的排涝流量, 为了全景展现关键参数的耦合效应, 在现状蓄涝水面率 0.84%、拟改造提升后的蓄涝水面率 1.93% 之外, 增设 8 个可能蓄涝水面率, 结果见表 2。由表 2 可见, 随着蓄涝水面率的提高, 排涝流量逐渐减小, 当暴雨历时进一步减小时, 甚至出现较多负值。例如, 在蓄涝水面率为 5%、暴雨历时为 3 h 条件下, 设计流量为 17.14 m³/s, 不能排除下一个 3 h 的净增洪量, 则该情景就不再适用常规的平均排除法。

按照改进的平均排除法, 可以快速计算出不同情景下的排涝流量(表 3)。由表 3 可见, 随着蓄涝水面率的逐渐减小时, 设计排涝流量呈增加趋势。特别是在蓄涝水面率较小时, 不同暴雨历时的排涝流量需求差异随着蓄涝水面率的减小而快速增加, 这也说明, 在蓄涝水面率偏低的情况下, 排涝设施对短历时强降雨的适应性快速减弱。根据式(6)可以计算出相应情景下的设计调蓄水深(表 4)。高蓄涝水面率条件下, 采用改进的平均排除法确定的排涝流量, 实际上取决于式(4), 按照“2 日暴雨 2 日排

表 2 常规的平均排除法不同排涝情景时的设计排涝流量

Table 2 Design drainage discharge under different drainage scenarios by conventional average drainage method										
暴雨 历时/h	设计排涝流量/(m ³ ·s ⁻¹)									
	$\alpha_j=0.84\%$	$\alpha_j=1.93\%$	$\alpha_j=3\%$	$\alpha_j=4\%$	$\alpha_j=5\%$	$\alpha_j=6\%$	$\alpha_j=7\%$	$\alpha_j=8\%$	$\alpha_j=9\%$	$\alpha_j=10\%$
0.75	137.86	89.71	42.40	-1.77	-45.93	-90.10	-134.27	-178.43	-222.60	-266.77
1.50	96.09	72.02	48.36	26.28	4.20	-17.89	-39.97	-62.05	-84.14	-106.22
3	63.09	51.05	39.22	28.18	17.14	6.10	-4.95	-15.99	-27.03	-38.07
6	40.85	34.83	28.92	23.40	17.88	12.36	6.83	1.31	-4.21	-9.73
12	27.20	24.19	21.23	18.47	15.71	12.95	10.19	7.43	4.67	1.91
24	17.36	15.85	14.38	13.00	11.62	10.24	8.86	7.48	6.10	4.71

表 3 改进的平均排除法不同排涝情景时的设计排涝流量

Table 3 Design drainage discharge under different drainage scenarios by improved average drainage method										
暴雨 历时/h	设计排涝流量/(m ³ ·s ⁻¹)									
	$\alpha_j=0.84\%$	$\alpha_j=1.93\%$	$\alpha_j=3\%$	$\alpha_j=4\%$	$\alpha_j=5\%$	$\alpha_j=6\%$	$\alpha_j=7\%$	$\alpha_j=8\%$	$\alpha_j=9\%$	$\alpha_j=10\%$
0.75	137.86	89.71	48.36	28.18	17.88	12.95	10.93	10.93	10.93	10.93
1.50	96.09	72.02	48.36	28.18	17.88	12.95	10.93	10.93	10.93	10.93
3	63.09	51.05	39.22	28.18	17.88	12.95	10.93	10.93	10.93	10.93
6	40.85	34.83	28.92	23.40	17.88	12.95	10.93	10.93	10.93	10.93
12	27.20	24.19	21.23	18.47	15.71	12.95	10.93	10.93	10.93	10.93
24	17.36	15.85	14.38	13.00	11.62	10.93	10.93	10.93	10.93	10.93

净”(不扣除调蓄量)来控制,以便在 2 日末恢复调蓄库容,应对后续降雨。但是,排涝流量提升可以相应地减小调蓄水深。

根据式(7)选择与设计蓄涝水面率相应的设计暴雨历时,进而得出设计排涝流量与调蓄水深(表 5)。可以看出,当蓄涝水面率较低(6% 及以下)时,需要通过调整排涝流量来适应短历时强降雨;当水面率较高(7% ~ 10%)时,则可以通过调整设计调蓄水深来适应短历时强降雨。比如,当蓄涝水面率为 9%、设计暴雨历时为 24 h 时,设计流量为 10.93 m³/s、设计调蓄水深为 0.92 m,排涝过程中会出现超过设计调蓄水深现象,可以选择设计暴雨历时为 12 h,设计调蓄水深可调整为 1.12 m,即可改善城市排涝效果。

2.3 基于 MIKE 模型的分析

2.3.1 MIKE 模型应用的工况设置

采用 MIKE 模型构建雨洪模型,具体步骤可参考文献[13-15],这里不再赘述。仅介绍排涝系统运行工况的设置:①采取前文的集中暴雨雨型。②将最低调蓄水位 16.5 m 设计为初始水位;将泵站机组分 3 档启停:第一档排涝流量占 50%,第二档占 25%,第三档占 25%;24 h 排涝过程分析时,调蓄水位第一档 17.0 m 起排、16.9 m 停机,第二档 16.8 m 起排、16.7 m 停机,第三档 16.6 m 起排、16.5 m 停

机;高蓄涝水面率的 72 h 排涝过程分析时,调蓄水位第一档 16.7 m 起排、16.6 m 停机,第二档 16.65 m 起排、16.55 m 停机,第三档 16.6 m 起排、16.5 m 停机。③选择蓄涝水面率分别为 1.93%、5%、9% 情形下,按照方法改进前后的设计成果,设置 6 个模拟工况(模拟降雨时长为 24 h)。另外,鉴于大蓄涝水面率下的排涝装机较小,腾出库容的时间较长,增设 2 个 48 h 的模拟工况(表 6)。

2.3.2 设计方法改进前后的排涝进程对比

表 7 为设计方法改进前后的设计流量及相应排涝进程的主要特征参数。可以看出,改进后的方法可以将泵站前池最高水位控制到设计调蓄水位以下,并且可以大幅减少高水位的持续时间,从而减轻对市政排水系统的影响;24 h 末的前池水位控制得更低,有利于后续排涝。

图 3 为改进前后的不同蓄涝水面率条件下排涝进程。由图 3(a)可见,因为常规的平均排除法得出的排涝流量偏小,导致暴雨洪峰值高,高水位(17.5 m 以上,下同)持续时间长。低蓄涝水面率(工况 I)条件下,最高泵站前池水位达到 19.17 m,严重影响市政排水系统的运行效率,城区积水严重。更高蓄涝水面率(工况 III、V)的条件下,由于排涝流量偏小,峰值之后的涝水排除速度也较慢,高水位的持续时间偏长,而且腾空库容的时间长,24 h 末的

表 4 改进的平均排除法不同排涝情景时的设计调蓄水深

暴雨 历时/h	设计调蓄水深/m									
	$\alpha_j = 0.84\%$	$\alpha_j = 1.93\%$	$\alpha_j = 3\%$	$\alpha_j = 4\%$	$\alpha_j = 5\%$	$\alpha_j = 6\%$	$\alpha_j = 7\%$	$\alpha_j = 8\%$	$\alpha_j = 9\%$	$\alpha_j = 10\%$
0.75	1.50	1.50	1.43	1.25	1.07	0.92	0.80	0.70	0.62	0.56
1.50	1.50	1.50	1.50	1.47	1.31	1.15	1.01	0.88	0.78	0.70
3	1.50	1.50	1.50	1.50	1.48	1.34	1.19	1.04	0.93	0.83
6	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	1.47	1.34	1.17	1.04	0.94
12	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	1.44	1.26	1.12	1.01
24	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	1.37	1.18	1.03	0.92	0.82

表 5 沙井电排区不同蓄涝水面率的设计指标

Table 5 Design index of different water surface rate of waterlogging in Shajing electric drainage area			
蓄涝水面 率/%	设计暴雨 历时/h	设计排涝流量/ (m ³ · s ⁻¹)	设计调蓄 水深/m
0.84	3	63.09	1.50
1.93	3	51.05	1.50
3	3	39.22	1.50
4	3	28.18	1.50
5	6	17.88	1.50
6	12	12.95	1.50
7	12	10.93	1.44
8	12	10.93	1.26
9	12	10.93	1.12
10	12	10.93	1.01

表 6 沙井电排区排涝系统模拟工况中的主要参数

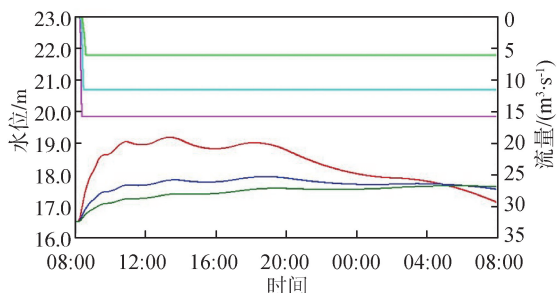
Table 6 Main parameters in simulation condition of drainage system in Shajing electric drainage area				
调蓄水面 率/%	计算方法	模拟降雨 历时/h	排涝流量/ (m ³ · s ⁻¹)	工况代码
1.93	常规	24	15.85	I
	改进	24	51.05	II
5	常规	24	11.62	III
	改进	24	17.88	IV
9	常规	24	6.10	V
	改进	24	10.93	VI
9	常规	48	6.10	VII
	改进	48	10.93	VIII

表7 设计方法改进前后计算结果对比

Table 7 Comparison of main parameters before and after improvement of design method

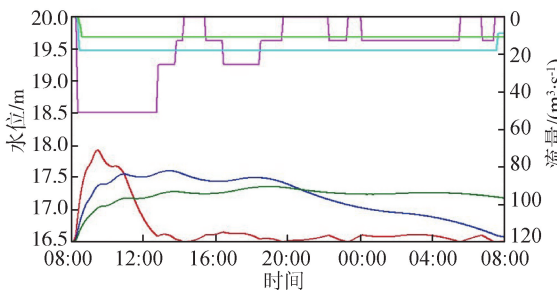
蓄涝水面率/%	改进前计算结果				改进后计算结果			
	设计流量/ ($\text{m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$)	泵站前池峰 值水位/m	泵站前池峰 值时间	24 h 末前 池水位/m	设计流量/ ($\text{m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$)	泵站前池峰 值水位/m	泵站前池峰 值时间	24 h 末前 池水位/m
1.93	15.85	19.17	05:26	17.11	51.05	17.93	01:28	16.51
5	11.62	17.93	10:43	17.52	17.88	17.60	05:29	16.57
9	6.10	17.64	21:35	17.61	10.93	17.36	11:06	17.18

— 工况 I 前池水位 — 工况 III 前池水位 — 工况 V 前池水位
— 工况 I 外排流量 — 工况 III 外排流量 — 工况 V 外排流量



(a) 改进前

— 工况 II 前池水位 — 工况 IV 前池水位 — 工况 VI 前池水位
— 工况 II 外排流量 — 工况 IV 外排流量 — 工况 VI 外排流量



(b) 改进后

图3 改进前后的不同蓄涝水面率条件下排涝进程

Fig.3 Drainage process under different water surface rates of waterlogging before and after improvement

水位分别处在 17.52 m 和 17.61 m 的较高水位,对城区积水的影响依然较大。由图 2(b)可见,随着改进的平均排除法设计排涝流量的增大,泵站前池最高水位普遍下降,高水位持续时间减小。低蓄涝水面率(工况 II)条件下,最高泵站前池水位只有 17.93 m,低于设计调蓄水位(18.0 m)。同时,强大的外排能力可以在较短的时间内将前池水位控制下来,高水位持续时间大为减小。较高蓄涝水面率(工况 IV)条件下,削峰能力得到加强,泵站前池最高水位进一步降低,前池最高水位为 17.60 m,高水位持续的时间大为减少。而且随着外排能力的增加,腾空库容速度加快,24 h 末的水位降至 16.57 m,基本完成腾空库容的任务。高蓄涝水面率(工况 VI)条件下,削峰能力更强,前池最高水位为 17.36 m,受外排能力影响,24 h 末的水位降至 17.18 m,当日不能完

成腾空调蓄库容任务(按 2 日暴雨 2 日排净设计)。

高蓄涝水面率的排涝优势是强大的削峰能力,更容易适应短历时强降雨的冲击。但是,相对偏低的外排能力影响到调蓄库容的腾空效率。因此,为了进一步验证改进的方法在高蓄涝水面率下的可靠性,采用 9% 蓄涝水面率,进行 48 h 排涝进程的模拟(图 4)。可以看出,按常规的平均排除法工况 VII,虽然可以依靠调蓄能力强的优势,将泵站前池最高水位控制在 17.64 m,减小对市政排水系统的影响;但由于设计排涝流量过小,至 2 d 末,泵站前池水位还是 17.33 m,还有大部分调蓄库容未腾出,不利于后续降雨的应对。按照改进的方法工况 VIII,排涝能力有所提升,泵站前池最高水位控制在 17.36 m,不影响市政排水系统;至 2 d 末,泵站前池水位 16.5 m,完成腾空调蓄库容,不影响后续设计标准内暴雨的应对。

— 工况 VII 前池水位 — 工况 VIII 前池水位
— 工况 VII 外排流量 — 工况 VIII 外排流量

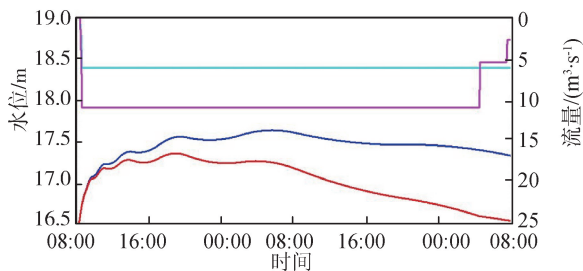


图4 不同方案 48 h 排涝进程(9%蓄涝水面率)

Fig.4 Drainage process of 48 h of different schemes (9% of water surface rate of waterlogging)

3 结 论

a. 基于暴雨过程控制的改进的平均排除法,可以协调较短历时设计暴雨及其后续降水过程中的排蓄关系,从而弥补常规方法中当设计暴雨历时较小或者蓄涝水面率较高时,计算结果容易出现小排蓄比,甚至负数的缺陷,实现关键参数耦合效应的快速计算。

b. 基于参数耦合的城市排涝流量设计方法是利用上述成果,合理确定设计蓄涝水面率及与之相

应的设计暴雨历时,进而量化排涝流量、调蓄水深等设计指标;可以解决常规方法中当蓄涝水面率较低、设计暴雨历时较长时,计算结果偏小,难以适应短历时集中强降雨的问题。

c. 基于参数耦合的城市排涝流量设计方法得出的计算结果更加符合实际排涝需求;该方法确定的排涝流量,削峰能力得到加强,泵站前池最高水位控制在设计调蓄水位以内,高水位持续的时间大为减少,腾空库容速度加快。

d. 对于蓄涝水面率偏低的城市排涝区域,设计降雨历时宜选用 3~6 h;同时,应结合老城改造、新城未利用土地的调整等途径,恢复部分水面、洼地,适度增加城市蓄涝水面率,增加内涝防治系统应对短历时强降雨的弹性,有利于城市治涝效果的提升。

e. 对于蓄涝水面率较高的城市排涝区域,按改进后方法确定的排涝流量,实际上是由“不扣除调蓄量”的“ X 日暴雨 X 日排净”来控制,以便在 X 日未恢复调蓄库容,迎接下一场暴雨袭击;各地可结合排涝区域对内涝的耐受能力确定相应的 X 值,同时注意短历时设计调蓄水深的复核。

参考文献:

[1] 程晓陶. 防御超标准洪水需有全局思考[J]. 中国水利, 2020(13): 8-10. (CHENG Xiaotao. Overall consideration needs to be paid on prevention of exceed standard floods[J]. China Water Resources, 2020(13): 8-10. (in Chinese))

[2] 黄国如, 罗海婉, 卢鑫祥, 等. 城市洪涝灾害风险分析与区划方法综述[J]. 水资源保护, 2020, 36(6): 1-6. (HUANG Guoru, LUO Haiwan, LU Xinxiang, et al. Study on risk analysis and zoning method of urban flood disaster [J]. Water Resources Protection, 2020, 36(6): 1-6. (in Chinese))

[3] 贾绍凤. 我国城市雨洪管理近期应以防涝达标为重点[J]. 水资源保护, 2017, 33(2): 13-15. (JIA Shaofeng. China should prioritize waterlogging prevention for recent urban storm water management [J]. Water Resources Protection, 2017, 33(2): 13-15. (in Chinese))

[4] 谢华, 黄介生. 城市化地区市政排水与区域排涝关系研究[J]. 灌溉排水学报, 2007, 26(5): 10-13. (XIE Hua, HUANG Jiesheng. Study on the relationship of municipal drainage and hydrological for urban area [J]. Journal of Irrigation and Drainage, 2007, 26(5): 10-13. (in Chinese))

[5] 谢映霞. 从城市内涝灾害频发看排水规划的发展趋势[J]. 城市规划, 2013, 37(2): 45-50. (XIE Yingxia. Development of drainage planning in view of frequent urban waterlogging disasters [J]. City Planning Review,

2013, 37(2): 45-50. (in Chinese))

[6] 郝晓丽, 穆杰, 喻海军, 等. 城市洪涝试验研究进展[J]. 水利水电科技进展, 2021, 41(1): 80-86. (HAO Xiaoli, MU Jie, YU Haijun, et al. Advances in experimental research of urban flooding [J]. Advances in Science and Technology of Water Resources, 2021, 41(1): 80-86. (in Chinese))

[7] 高学珑. 城市排涝标准与排水标准衔接的探讨[J]. 给水排水, 2014, 50(6): 18-20. (GAO Xuelong. Discussion on connection relationship of the standard between urban drainage and drainage [J]. Water & Wastewater Engineering, 2014, 40(6): 18-21. (in Chinese))

[8] 张翔, 廖辰旸, 韦芳良, 等. 城市水系统关联模型研究[J]. 水资源保护, 2021, 37(1): 14-19. (ZHANG Xiang, LIAO Chenyang, WEI Fangliang, et al. Research on the nexus model of urban water system [J]. Water Resources Protection, 2021, 37(1): 14-19. (in Chinese))

[9] 姜仁贵, 解建仓. 城市内涝的集合应对体系[J]. 水资源保护, 2017, 33(1): 17. (JIANG Rengui, XIE Jiancang. An integrated coping system for urban waterlogging [J]. Water Resources Protection, 2017, 33(1): 17. (in Chinese))

[10] 聂大鹏. 简化的推理公式在辽宁省无资料地区小流域设计洪水计算中的应用研究[J]. 水利规划与设计, 2020(5): 44-48. (NIE Dapeng. Application of simplified reasoning formula in design flood calculation of small watershed without data in Liaoning Province [J]. Water Conservancy Planning and Design, 2020(5): 44-48. (in Chinese))

[11] 黄国如, 李立成, 黄纪萍. 城镇小流域设计洪峰流量计算方法研究[J]. 水资源与水工程学报, 2014, 25(8): 35-38. (HUANG Guoru, LI Licheng, HUANG Jiping. Calculation method of design flood peak discharge for urban small watershed [J]. Journal of Water Resources & Water Engineering, 2014, 25(8): 35-38. (in Chinese))

[12] 唐明, 许文斌. 基于情景模拟的城市雨洪联合调度策略[J]. 中国农村水利水电, 2020(8): 76-81. (TANG Ming, XU Wenbin. Research on the joint scheduling strategy of the urban drainage system based on scenario simulation [J]. China Rural Water and Hydropower, 2020(8): 76-81. (in Chinese))

[13] 刘晗, 王坤, 候云寒, 等. 基于 MIKE11 的山丘区小流域洪水演进模拟与分析[J]. 中国农村水利水电, 2019(1): 63-69. (LIU Han, WANG Kun, HOU Yunhan, et al. Flood routing simulation and analysis based on MIKE11 in small watershed of hilly regions [J]. China Rural Water and Hydropower, 2019(1): 63-69. (in Chinese))

(收稿日期: 2020-12-28 编辑: 王芳)