

DOI: 10.14042/j.cnki.32.1309.2025.01.012

城市入河雨水管道水动力特性试验研究

郑子萱¹, 郑飞飞¹, 唐洪武², 张汇明², 汪怡然¹, 袁赛瑜²

(1. 浙江大学建筑工程学院, 浙江 杭州 310058; 2. 河海大学水利部水循环与水动力系统重点实验室, 江苏 南京 210098)

摘要: 管道下游高水位顶托是影响雨水管网排涝的关键因素, 对城市内涝防控至关重要, 但其水动力过程作用机理尚不清晰。通过上游水池-试验管道-下游渠道物理试验, 研究下游河道状态对城市入河雨水管道排水能力的影响机制。结果表明: 对于较大坡度管道, 尽管在顶托初始阶段流速下降, 但顶托作用能对非满流管道产生抽吸效应, 增加管道过流面积并促进排水(增幅可达18.7%); 过度顶托将显著抑制排水(降幅可达20.3%); 下游河道流动可以改善受顶托管道的排水能力, 降雨过程排水总量和峰值流量随河道流速增加而增大, 最大分别提升4.6%和8.5%。研究结果加强了下游河道高水位顶托对管道排水过程作用机理的认识, 为城市河网调控及相关排水工程设计提供了科学指导。

关键词: 入河雨水管道; 城市内涝; 顶托作用; 水动力过程; 管道排水能力

中图分类号: TV134

文献标志码: A

文章编号: 1001-6791(2025)01-0132-11

近年来, 在气候变化和城镇化快速发展的双重影响下, 中国城市内涝问题突出, 造成了严重的经济损失和人员伤亡^[1]。城市内涝成因复杂多样, 主要包括极端降雨频发、地面透水能力下降以及管道排水能力不足等因素^[2-4]。发表在 *PNAS*、*Nature* 子刊上的多项权威研究表明, 由极端降雨和管道排水能力不足共同作用引发的城市内涝, 其严重程度往往超过单一因素^[5-6]。降雨过程中河道高水位可能导致雨水管道排水受阻, 排水能力下降^[7-8]。因此, 研究城市入河雨水管道的水动力特性对于城市河网调控和雨水管网设计及运行具有重要意义。

目前, 相关研究主要针对极端降雨与河道共同作用的致涝规律展开, 研究手段包括统计模型、数值模型和模型试验。统计模型主要侧重模拟极端降雨和河道高水位之间的联合致涝概率^[9]; 数值模型则主要模拟雨水径流和下游河流高水位共同作用引发洪水的物理过程, 例如, 解以扬等^[10]构建城市暴雨内涝积水的数学模型并将河道水流运动纳入考虑, 朱悦茹等^[11]利用开源计算流体力学软件 OpenFOAM 搭建二维数值模型研究管道-河道耦合水动力的作用机制。虽然相关数值模型研究已取得大量研究成果, 但这些工作缺乏对于管内水动力过程和排水能力变化的详细研究, 无法揭示下游高水位对雨水管道的作用机理。茅泽育等^[12]、丁法龙等^[13]结合物理模型试验研究了河道交汇口的流场特性和管道水动力特性; Nédélec 等^[14]针对管道与河道交汇处进行试验以研究河道的水力特性; 刘同宦等^[15]利用物理模型对入汇区域流速展开研究。目前的物理模型试验主要针对河道以及管河交汇处的流场分析展开, 几乎没有考虑下游水位对雨水管道排水过程的影响。Zheng 等^[16]考虑了下游河道水位产生的顶托作用, 针对管道水动力过程开展物理模型试验和数值模拟研究, 该研究基于下游高水位对雨水管道排水能力的作用机理展开, 阐明了高水位对管道流量和流态的影响机制, 同时揭示了数值模型在管道水力学研究中存在的精度不足、模型简化等缺陷。然而该研究中管道上

收稿日期: 2024-10-16; 网络出版日期: 2025-01-22

网络出版地址: <https://link.cnki.net/urlid/32.1309.P.20250121.1712.002>

基金项目: 国家重点研发计划项目(2022YFC3202602); 国家自然科学基金项目(52261160379)

作者简介: 郑子萱(1997—), 女, 福建福州人, 博士研究生, 主要从事管道水力学方面研究。

E-mail: zixuanzheng@zju.edu.cn

通信作者: 郑飞飞, E-mail: feifeizheng@zju.edu.cn

下游水位保持恒定, 忽略了实际管道上游水位时序变化、河道流动和波浪等动态因素对管内流态和过流流量的影响。在真实降雨过程中, 管道上下游水位随着降雨历时变化, 且下游河道可能伴随着多种波流组合, 共同影响雨水管道内的水动力过程。

本文搭建上游水池-试验管道-下游渠道耦合试验平台, 设置动态上下游变化过程及多种下游河道动态特征, 探究下游河道状态对入河雨水管道排水能力的影响机制, 定量分析雨水管道对下游顶托以及下游波流动态边界等因素的响应机制, 为城市河网调控及雨水管道设计及运行提供理论依据。

1 试验系统与方法

1.1 试验装置与方法

本研究参考杭州市入河雨水管道实际情况, 针对管径为 DN1 000 的雨水管道展开试验研究, 根据《给水排水设计手册(第 05 册)城镇排水》中的要求, 检查井间距应为 80 m。基于弗劳德相似准则采用长度比尺 $L_r = D_m/D_p = 1:10$ (以管径作为特征长度, D_m 和 D_p 分别代表试验和原型所对应的管径尺寸), 搭建上游水池-试验管道-下游渠道试验平台。布局如图 1(a) 和图 1(b) 所示, 设置上游水池和下游渠道间距为 8 m, 选取内径为 DN100 的有机玻璃圆管作为试验管道(图 1(c)), 以便于观察。根据杨开林等^[17] 的研究, 基于糙率系数比尺 $n_r = L_r^{1/6}$ 换算, 采用有机玻璃管可满足物理试验模型与原型雨水管摩阻损失数相同的力学相似条件。在实际雨水排水系统中, 城市入河雨水管道坡度以 1% 和 2% 为主, 在一些山地城市和地势差较大的位置, 入河雨水管道铺设坡度较大, 可达 5%。基于此, 设置试验管道的坡度为 $i = 1\%$ 、 2% 、 5% 以复现实际系统中常用和特殊的坡度。

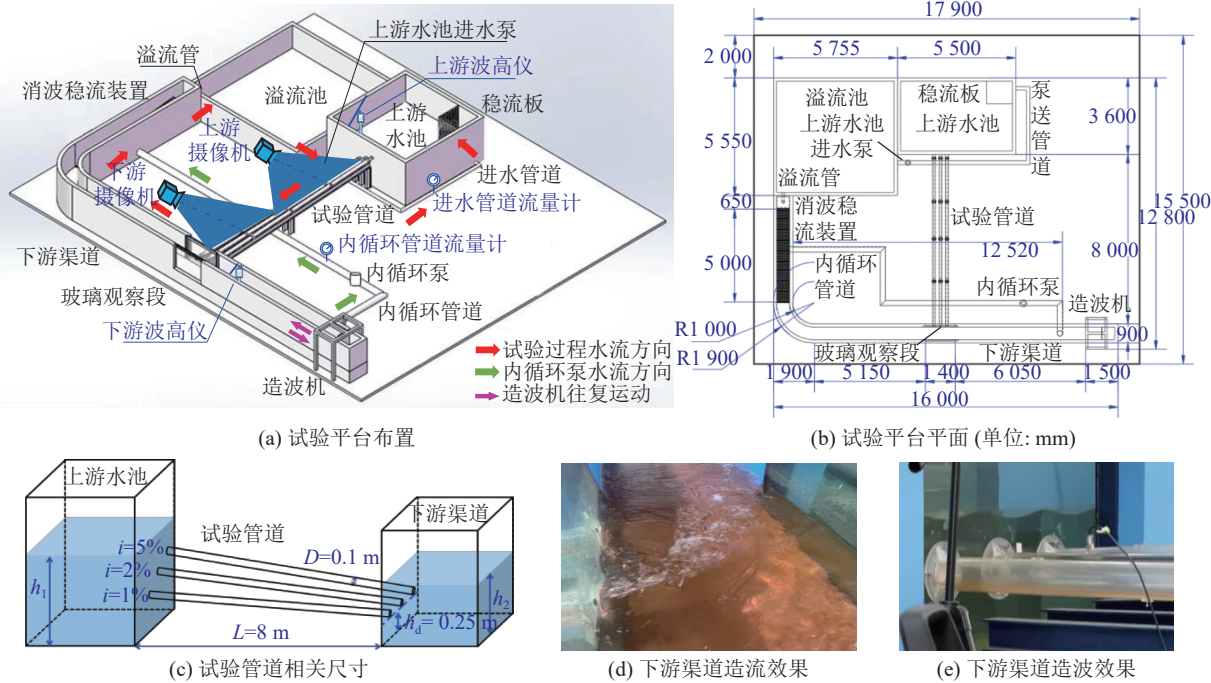


图 1 试验平台概述

Fig. 1 Experimental setup overview

管道沿线布置 2 台大疆 Action 4 摄像机记录管内情况; 上下游水位由数字波高仪(成都新达盛通科技有限公司 YWH200-D)监测; 上游水池进水泵和下游内循环泵的流量通过管道上设置的电磁流量计(开封和信仪表

有限公司 BLD-DN100)测量得到,各设备具体布置位置见图 1(a)。以试验管道管径(D)为基准,定义量纲一形式上游水位(H/D)和下游淹没度(S)(具体尺寸见图 1(c)):

$$H/D = \frac{h_1 - h_u}{D}, \quad S = \frac{h_2 - h_d}{D}$$

(1)

式中: h_1 为管道上游水池水位, m; h_2 为下游渠道水位, m; h_d 为管道出口管底高程, m; $h_u = h_d + iL$, 为管道入口管底高程, m, L 为上下游水池间的距离, $L=8$ m。

在本研究中,每次试验对目标管道展开研究,关闭其余非试验管道的进出口。在试验开始前,将上游水池和下游渠道的水位调整到固定初始位置以控制变量。试验开始时,开启上游水池进水泵,将溢流池中的水泵送至上游水池,调节水泵频率控制上游水池的水位变化,并在进水管出口设置稳流板以减少水位波动;下游渠道水位的控制则可以通过调节溢流管高度实现。此外,不同下游波流工况可借助内循环泵和造波机设置,具体而言,通过调节下游渠道中的内循环泵流量实现不同的河道流速(图 1(d)),借助造波机及消波稳流装置可模拟河道的动态波流效果(图 1(e))。

1.2 试验工况设计

在一场降雨中,降雨强度随时间通常呈现先增加后减少的趋势,本研究综合考虑管道排水和河道水位变化的滞后性和变化范围,设置管道上游水位的时序变化过程如图 2(a)所示,其规律为:上游水位先增后稳再减,下游水位滞后增加再维持稳定。为模拟 1 h 的真实降雨,依据弗劳德相似准则时间比尺,设置试验时长 19 min,其中上游水位上升期 8 min、水位平稳期 5 min、水位下降期 6 min。试验工况如表 1,主要分为两大类,分别是自由出流和存在下游顶托,其中后者包括下游河道无波流、下游河道存在流动以及下游河道存在波浪 3 种河流状态。为了避免试验偶然性、降低试验误差,每组工况至少重复 3 次,剔除异常值,计算有效数据平均值作为最终结果。

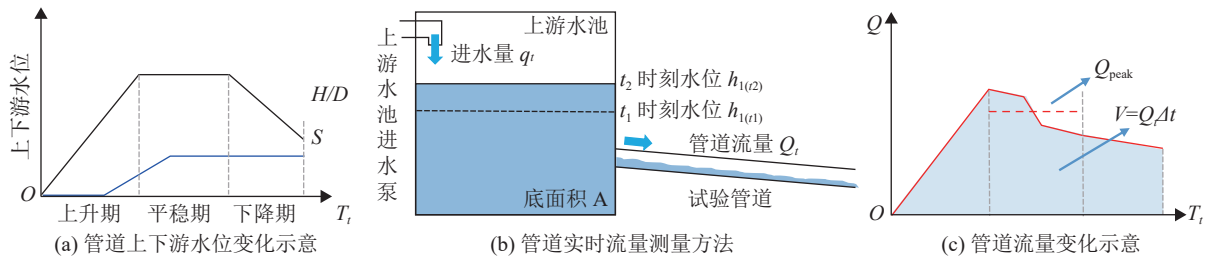


图 2 管道流量测量方法与定义
Fig. 2 Pipe flow measurement methods and definitions

表 1 试验工况
Table 1 Experimental condition table

管道出口情况	河道状态	$i/\%$	$q_{in}/(gD^5)^{1/2}$	下游渠道特征
自由出流($S_{max} \leq 0$)	无波流	1, 2, 5	1.1, 1.4, 1.7, 2.0, 2.2	-
	无波流	1, 2, 5	1.1, 1.4, 1.7, 2.0, 2.2	-
下游顶托($S_{max} = 0.5, 1, 1.5, 2$)	存在流动	1, 2, 5	1.7	$v_d/(gD)^{1/2} = 0.2, 0.3, 0.5$
	存在波浪	1, 2, 5	1.7	$T_\lambda(g/D)^{1/2} = 0.1, 0.15, 0.2; h_\lambda/D = 0.25, 0.5, 0.75, 1$

注: S_{max} 为下游渠道最终稳定淹没度; q_{in} 为上游水位上升期的上游水池进水泵流量,为恒定值, q_{in} 的数值越大代表降雨强度越大、上游水池的水位上升速率越快; v_d 、 T_λ 、 h_λ 分别为下游渠道的流速、波浪周期和波高,均参照实际河流流速和波浪特征选取并换算; g 为重力加速度, $g=9.8m/s^2$ 。 $q_{in}/(gD^5)^{1/2}$ 、 $v_d/(gD)^{1/2}$ 、 $T_\lambda(g/D)^{1/2}$ 、 h_λ/D 为各变量的量纲一形式。

1.3 流量测量方法与相关定义

为减少电磁流量计测量对管道内流态的干扰, 由上游进水泵入流量以及水位变化计算得到的管道入流量作为管内流量。根据质量守恒原理, 上游水池水量变化为水池进水量(上游水池进水泵流量)与水池出水量(管道流量)之差, 其关系如图2(b)所示, 因此管道流量(Q_t)的计算式可表达为如下形式:

$$Q_t = q_t - \frac{h_{1(\Delta t)}A}{\Delta t} \quad (2)$$

式中: Δt 为时间间隔, s; q_t 为上游水池进水泵流量, m^3/s , 通过进水泵流量计测得; $h_{1(\Delta t)}$ 为上游水池水位在 Δt 内的变化量, m, 由上游波高仪测得; A 为上游水池底面积, m^2 。

试验过程中下游水位上升时间会略微滞后于上游水位, 呈现出先增后稳的趋势如图2(a)所示。此时, 管道内流量变化如图2(c)所示存在多个拐点。选取上游水位平稳期的管道平均流量(Q_{peak})为一场降雨过程中的管道流量峰值, m^3/s ; 同时定义试验时长 T_t 内管道的排水总量为 V , m^3 。

1.4 试验可行性验证

对试验过程中上下游水位的控制效果进行验证, 对所有有效试验组的平稳阶段水位进行误差分析, 结果显示上下游水位控制误差均在 $\pm 2\%$ 内。以管道下游无波流顶托状态下 $i = 2\%$ 、 $q_{\text{in}}/(gD^5)^{1/2} = 1.7$ 、 $S_{\text{max}} = 2$ 工况为例, 上游水池和下游渠道的水位变化过程如图3(a)所示, 上下游水位的变化过程符合预期, 即上游水位先增加后稳定再下降, 下游水位滞后一段时间后增加再稳定。对比平稳段上下游水位的设计目标值与实际监测值(图3(b)和图3(c))可以发现, 水位波动误差分别不超过 0.7% 和 2%, 证明试验采取的水位控制方式可靠。

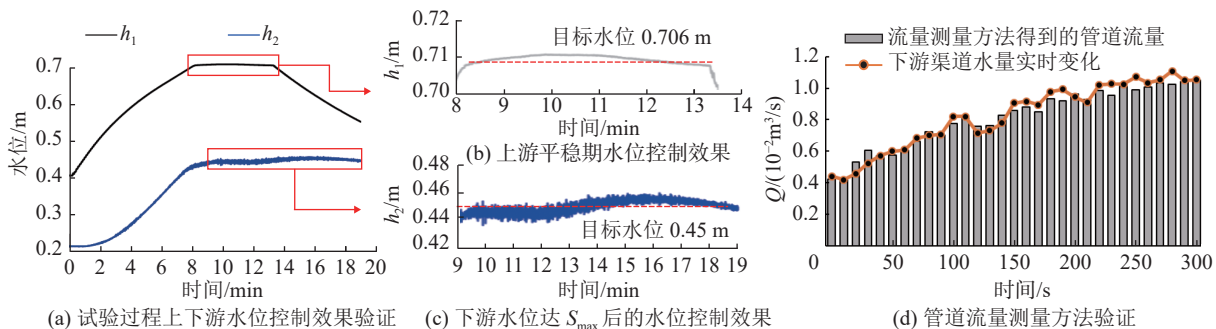


图3 试验可行性验证

Fig. 3 Experimental feasibility verification

对试验过程中的流量测量方法可靠性进行验证, 封闭试验管道与下游渠道交汇处下游部分, 引导水流进入内循环管, 以内循环管道流量计读数为参考进行验证。在 $i = 2\%$ 、 $q_{\text{in}}/(gD^5)^{1/2} = 1.7$ 工况自由出流的状态下, 监测得到的流量和计算流量如图3(d)所示, 结果表明上游流量计算结果与下游监测结果的变化规律及趋势一致, 流量值相对误差为 1.4%。针对其余 i 、 q_{in} 的预试验结果表明, 流量测量的相对误差均不超过 2%, 满足试验精度要求。

2 结果分析与讨论

2.1 管道自由出流水动力特性分析

图4给出了 $i = 1\%$ 、 $q_{\text{in}}/(gD^5)^{1/2} = 1.7$ 、 $S_{\text{max}} = -1$ 工况下的管道水位、流量、流态变化过程, 表2给出了管道流态及管道排水总量、峰值流量的量纲一结果, 其中下标“0”代表自由出流工况与其余工况进行区分。在上游水位上升期, 管内流态从自由表面流经间歇流($t = T_1$)转变为满流($t = T_2$), 此时管道流量持续增加; 水

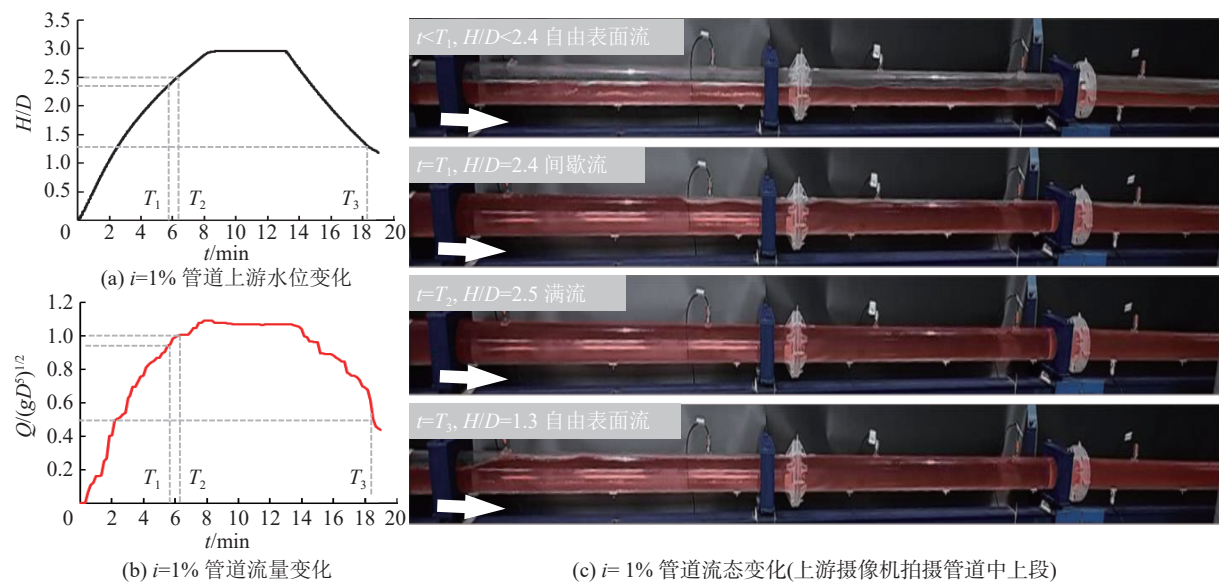


图 4 $i = 1\%$ 、 $q_{in}/(gD^5)^{1/2} = 1.7$ 、 $S_{max} = -1$ 工况管道上游水位、流量及流态变化过程
Fig. 4 Changes in upstream water level, pipe flow rate and flow pattern of $i = 1\%$, $q_{in}/(gD^5)^{1/2} = 1.7$ and $S_{max} = -1$

表 2 自由出流各工况的水动力特性

Table 2 Hydrodynamic characteristics of free outflow under various conditions

$i/\%$	$q_{in}/(gD^5)^{1/2}$	试验过程管道流态转变临界值(H/D)				上游水位平稳期特征			V_0/D^3
		间歇流	下游空腔流	满流	自由表面流	H_{max}/D	管内流态	$Q_{peak(0)}/(gD^5)^{1/2}$	
1	1.1	未出现	无	未出现	未出现	2.0	自由表面流	0.8	6 500
	1.4	2.4	无	2.5	1.3	2.5	满流	1.0	8 100
	1.7	2.4	无	2.5	1.3	3.0	满流	1.1	9 600
	2.0	2.4	无	2.5	1.3	3.6	满流	1.2	10 800
	2.2	2.4	无	2.5	1.3	4.2	满流	1.3	11 700
2	1.1	无	未出现	未出现	未出现	2.0	自由表面流	0.8	6 500
	1.4	无	2.6	3.4	1.3	2.5	下游空腔流	1.0	8 100
	1.7	无	2.6	3.4	1.3	3.0	下游空腔流	1.1	9 600
	2.0	无	2.6	3.4	1.3	3.5	满流	1.3	11 200
	2.2	无	2.6	3.4	1.3	4.1	满流	1.4	12 400
5	1.1	无	未出现	未出现	未出现	2.0	自由表面流	0.8	6 500
	1.4	无	未出现	未出现	未出现	2.4	自由表面流	1.1	8 700
	1.7	无	2.7	未出现	1.3	2.8	下游空腔流	1.3	10 600
	2.0	无	2.7	未出现	1.3	3.3	下游空腔流	1.4	12 100
	2.2	无	2.7	未出现	1.3	3.8	下游空腔流	1.5	13 500

位平稳期为恒定流状态，管内流态和流量保持恒定；在水位下降期，流态从满流变回自由表面流($t = T_3$)，流量随之逐渐下降。与 $i = 1\%$ 管道不同， $i = 2\%$ 、 5% 管道的明满过渡流态是下游空腔流而非间歇流，即管道上游为满管流，下游为自由表面流。这是因为在较陡的坡度($i = 2\%$ 、 5%)下，水跃波峰难以接触管顶，大气团延伸至下游形成下游空腔流^[18-19]。对比表 2 中不同坡度的流态转变临界值可知，坡度越大，气体浮力导致的阻滞效应越强，越不容易形成满流^[20]。此时，由非满流转向满流的 H/D 临界值越大，如 $i = 1\%$ 、 2% 管道对

应的 H/D 分别为 2.5、3.4, 而在 $i=5\%$ 管道中当 H/D 达到 3.8 时, 管内仍未出现满流现象。此外, 管道由满流或下游空腔流转向非满流的 H/D 临界值不受坡度影响, 均为 1.3^[21-22]。在这一水深下降阶段, 只有当管内流量降至满管流量以下, 也就是管内充满度小于 0.82 时, 管道入口处转变为非满流状态。由满流或下游空腔流向非满流转变的充满度临界值仅与管道入口水位有关, 与整根管道中的空气阻力和流态等无关, 在给定的范围内管道坡度对其影响较小。

需要说明的是, 通过对试验过程中水位的上升期、平稳期、下降期管道特征对比发现, 上升期和下降期管道内为非恒定流状态, 流量随时间变化, 前者受到上游水位的影响, 后者则受上游水位、水流惯性的影响; 水位平稳期管内为恒定流状态, 流量达到峰值且保持稳定, 便于分析不同上下游边界的影响规律。因此, 在定量分析管道过流能力时, 本研究针对管道的排水总量和峰值流量进行。对于管道流量而言, 在管道为自由表面流时, 管道入口未形成满流, 管道流量仅受 H/D 影响, 与坡度无关^[23]。例如 $q_{in}/(gD^5)^{1/2}=1.1$ 时, 3 种不同坡度管道具有相同的峰值流量和排水总量。而在管道入口为满流状态时(包括下游空腔流和满流), 管道流量受坡度和 H/D 共同影响, 这是因为管道入口过流面积相同, 坡度越大的管道具有更大的上下游水位差, 流速越快, 因此流量也越大^[16,23]。以 $q_{in}/(gD^5)^{1/2}=2.0$ 的情况为例, 1%、2%、5% 坡度的管道对应的上下游水位差(即上游水位与管道出口管底的距离)分别为 0.44、0.51、0.73 m, 其峰值流量 $Q_{peak(0)}/(gD^5)^{1/2}$ 分别为 1.2、1.3、1.4, 排水总量 V_0/D^3 分别为 10 800、11 200、12 100。

2.2 下游顶托对管道水力特性的影响

下游淹没无波流情况下各试验工况排水总量和峰值流量与自由出流情况下的比值如表 3 所示, 其中正值表示促进管道排水, 负值代表抑制管道排水。

表 3 下游淹没无波流情况下管道排水总量和峰值流量的变化
Table 3 Changes in V and Q_{peak} of pipes under high downstream water level without channel flow and waves

$i/\%$	$q_{in}/(gD^5)^{1/2}$	$[(V-V_0)/V_0]/\%$					$[(Q_{peak}-Q_{peak(0)})/Q_{peak(0)}]/\%$				
		$S_{max}=0$	$S_{max}=0.5$	$S_{max}=1$	$S_{max}=1.5$	$S_{max}=2$	$S_{max}=0$	$S_{max}=0.5$	$S_{max}=1$	$S_{max}=1.5$	$S_{max}=2$
1	1.1	0	-1.7	-2.2	-9.4	-20.3	0	-1.3	-2.6	-16.1	-29.2
	1.4	0	-0.8	-2.9	-10.0	-20.1	0	-1.2	-6.6	-16.0	-27.7
	1.7	0	-1.4	-3.7	-9.6	-18.0	0	-2.6	-6.0	-13.3	-23.0
	2.0	0	-1.9	-4.7	-10.0	-15.9	0	-2.6	-5.6	-11.0	-17.4
	2.2	0	-1.5	-4.3	-8.7	-13.6	0	-1.3	-4.6	-8.6	-14.7
2	1.1	0	0.8	1.4	-3.4	-11.7	0	1.4	2.8	-7.5	-18.4
	1.4	0	1.7	3.9	-3.8	-10.2	0	1.2	3.2	-10.2	-19.0
	1.7	0	0.2	2.5	-2.9	-8.9	0	0.3	0.6	-6.3	-13.9
	2.0	0	-0.4	-3.1	-7.1	-13.1	0	-1.1	-5.3	-9.6	-16.1
	2.2	0	-0.8	-3.6	-7.3	-11.0	0	-1.5	-3.8	-7.8	-11.7
5	1.1	0	1.4	12.3	18.7	17.7	0	1.5	22.9	44.9	40.6
	1.4	0	1.0	7.9	14.9	12.6	0	2.1	17.0	34.5	28.7
	1.7	0	0.6	3.8	3.2	0	0	1.3	7.0	2.7	-2.4
	2.0	0	0.9	3.0	1.1	-0.6	0	0.1	3.4	0.2	-3.6
	2.2	0	0.5	3.4	1.1	-1.2	0	0	5.3	2.2	-1.8

由表 3 看出, 对于坡度较小 ($i = 1\%$) 的管道, 下游顶托形成后对管道排水产生阻滞。这是由于管道水力坡度较小, 缺乏足够的动力克服下游顶托阻力, 此时即使轻微的顶托也对管道排水产生显著影响。 $q_{in}/(gD^5)^{1/2}$ 越小、下游顶托程度越高, 顶托的阻滞效应越明显。如 $q_{in}/(gD^5)^{1/2} = 1.1$ 、 $S_{max} = 2$ 工况, 排水总量和峰值流量较自由出流分别减少了 20.3%、29.2%。图 5 给出该工况与自由出流状态的管道下游淹没度、管道流量及管道流态的对比图。在 T_1 时刻以前, 2 种工况的管道下游均未形成顶托, 管道流量相近 (图 5(a))。当 $t > T_1$ 时, $S_{max} = 2$ 工况管道下游水位上升开始形成顶托, 管道水流压力不足以克服下游顶托阻力, 顶托回流进入管道并随着淹没度增加不断上行, 导致管道排水势能降低, 管道流量开始低于自由出流工况。当 $t > T_2$ 时, $S \geq 1$, 下游顶托开始超过管道出口管顶, 管内流量出现明显下降。当下游水位稳定, 即 T_3 时刻 $S = 2$ 时, 顶托回流上行并占据了管道大部分空间 (图 5(b)), 导致管内流速和过流面积显著下降, 严重阻滞管道排水。

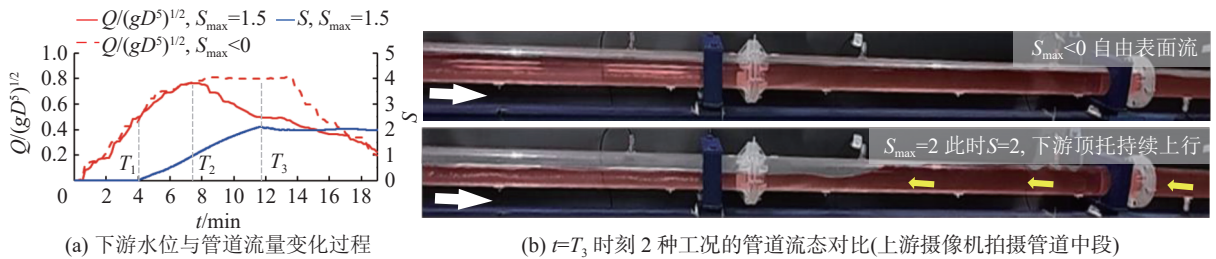


图 5 顶托回流上行阻滞管道排水 (以 $i = 1\%$ 、 $q_{in}/(gD^5)^{1/2} = 1.1$ 、 $S_{max} = 2$ 工况为例)

Fig. 5 Pipe drainage obstruction caused by high downstream water level ($i = 1\%$, $q_{in}/(gD^5)^{1/2} = 1.1$, $S_{max} = 2$)

对于坡度较大 ($i = 2\%$ 、 5%) 的管道, 若管内流态在自由出流状态下为满流, 顶托作用会减少上下游水位差, 降低排水势能, 从而抑制排水。例如, 2% 坡度管道 $q_{in}/(gD^5)^{1/2}$ 为 1.1 和 2.2 的 2 种工况, 管道排水总量和峰值流量的最大降幅分别可达 13.1% 和 16.1%。然而对于其余非满流工况, 顶托作用对管道产生了先促进后抑制的效果, 对 2% 和 5% 坡度管道的排水总量和峰值流量最大提升分别可达 3.9%、3.2% 和 18.7%、44.9%。这种促进效应有 2 个主要原因, 分别是顶托产生抽吸作用和顶托促进管内过流面积增加。在 $i = 2\%$ 、 $q_{in}/(gD^5)^{1/2} = 1.4$ 、 $S_{max} = 1$ 工况下 (图 6), 管内水流动压力与顶托阻力相当或略高于顶托阻力。当 $T_1 < t < T_2$ 时, 管道出口处出现回流上行进入管道又被推出的往复现象, 如图 6(c) 所示。这一现象的作用类似拉风箱原理, 使管道出口形成局部低压, 对管道水体往复抽吸, 从而促进管道排水。图 7 为 $i = 5\%$ 、 $q_{in}/(gD^5)^{1/2} = 1.1$ 时 $S_{max} < 0$ 与 $S_{max} = 1.5$ 工况的非满流阶段对比, 可以看出在 $t = T$ 时刻下游顶托工况的管道呈现下游空腔流, 与自由出流工况相比管道入口处的过流面积显著增加。虽然顶托作用导致管道下游流速降低, 但该工况过流面积的增长幅度较大, 管道排水流量因此得以促进。

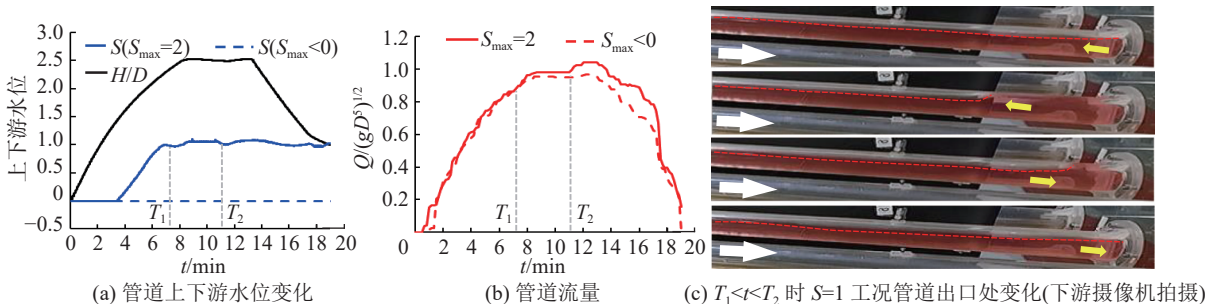


图 6 顶托对管道排水的抽吸作用 (以 $i = 2\%$ 、 $q_{in}/(gD^5)^{1/2} = 1.4$ 、 $S_{max} = 1$ 工况为例)

Fig. 6 Suction effect on the pipe drainage caused by high downstream water level ($i = 2\%$, $q_{in}/(gD^5)^{1/2} = 1.4$, $S_{max} = 1$)

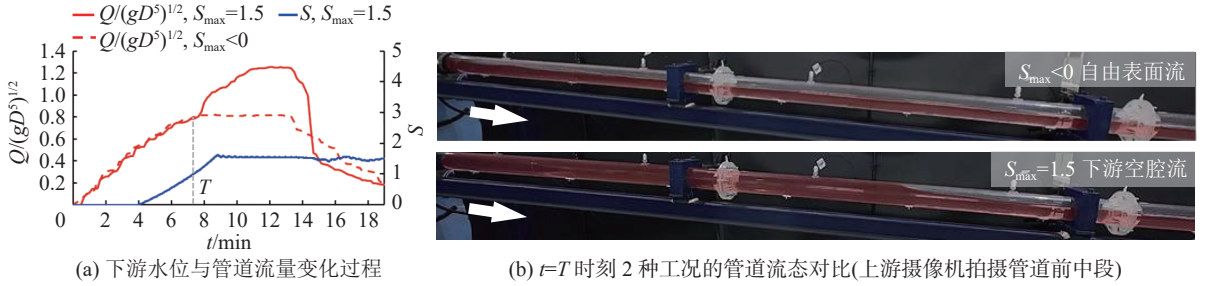


图7 顶托增加管道过流面积(上游摄像机拍摄管道上中段, 以 $i=5\%$ 、 $q_{in}/(gD^5)^{1/2}=1.1$ 、 $S_{max}=1.5$ 工况为例)

Fig. 7 Increase in pipe flow area caused by high downstream water level ($i=5\%$, $q_{in}/(gD^5)^{1/2}=1.1$, $S_{max}=1.5$)

尽管非满流状态轻度顶托能够促进管道排水能力提升, 但促进作用效果存在一个明显的拐点。也就是说, 随着 S_{max} 的增加, 顶托对管道排水促进效应将减弱甚至出现阻滞效应, 这是由于当 S_{max} 较大时, 管内水动力不足以抵抗顶托阻力, 水体回流进入管道并不断上行阻止管内气体(与图5相似), 导致管道过流面积下降。结合表2和表3可知, 拐点位置主要受管道流态影响, 在坡度较小和流量较大的工况中管内充满度较大, 顶托对管道过流面积的促进效应有限, 拐点出现在 S_{max} 较小时。

本节通过试验观察和流量监测, 发现水力顶托对管道排水能力的影响主要包括2种模式, 分别是持续抑制和先促进后抑制。前者通常存在于小坡度管道或满流状态下, 由于顶托上行导致过流面积和排水势能降低所致; 后者通常存在于较大坡度的非满流状况中, 得益于顶托形成的抽吸作用和顶托导致的管道过流面积增加。

2.3 下游波流对管道排水能力的影响

以 $q_{in}/(gD^5)^{1/2}=1.7$ 的工况为例, 图8给出了受河道流速影响的管道排水能力变化情况。结果表明, 河道水

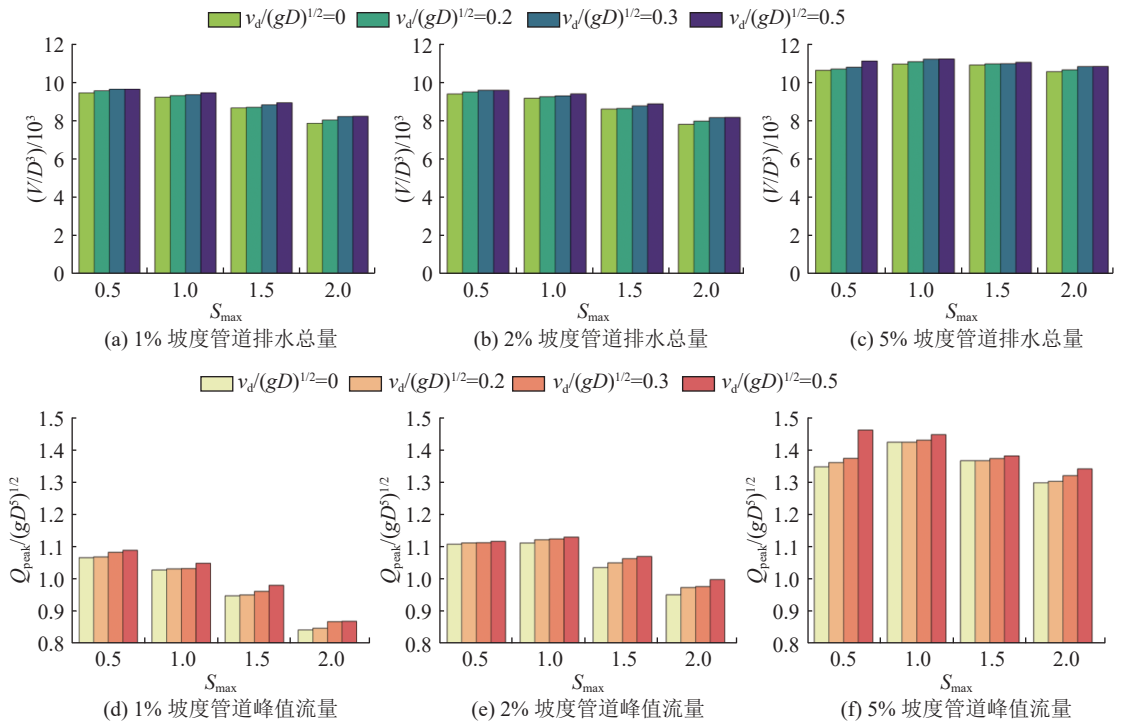


图8 $q_{in}/(gD^5)^{1/2}=1.7$ 工况下河道流速对管道排水总量和排水峰值影响

Fig. 8 Effect of different $v_d/(gD)^{1/2}$ on V/D^3 and $Q_{peak}/(gD^5)^{1/2}$ of the pipes when $q_{in}/(gD^5)^{1/2}=1.7$

流能提升顶托状态下管道的排水能力,且提升量随流速增加而提高。在 $i=5\%$ 、 $S_{\max}=2$ 的工况下,随着管道流速 $v_d/(gD)^{1/2}$ 从0增加到0.5,虽然管道流态的变化不显著,但管道排水总量和峰值流量分别提升了4.6%和8.5%。这是由于根据伯努利方程,动能增加会降低静压力或势能。河道流速增加时,管道出口静压力减小,顶托阻力降低,排水量增加。因此,下游河道流速越大,顶托对管道的阻滞效应越小,排水量越大。在不同坡度和不同上游水池进水泵流量的工况(试验工况见表1)都观察到了河道流动对管道流量的促进现象,可以推测该提升效应同时适用于不同坡度和不同流态的管道。

对下游河道存在波浪的所有工况进行对比分析,在周期 $T_\lambda(g/D)^{1/2}=0.10、0.15、0.20$,波高 $h_\lambda/D=0.25、0.50、0.75、1.00$ 的工况中,虽然下游渠道中的水会以一定的周期往复进入又离开管道,对管道排水产生抑制和促进作用,但管道的排水能力无明显变化,排水总量和峰值流量与无波流情况相差不到1%。说明河道中一般状态下的波浪在有限的周期内促进和抑制效果能够相互抵消,对管道排水整体能力影响甚微,可以忽略。

3 结 论

利用上游水池-试验管道-下游渠道试验平台开展物理模型试验,针对不同下游河道状态下入河雨水管道的水动力特性开展研究。主要结论如下:

(1)自由出流状态下,管道由非满流向满流转换的上游水位临界值随管道坡度的增加而变大,而满流转向非满流则不受影响。管道流量与入口状态相关,明流时与上游水位和管道入口高程相关,满流时受上游水位和管道出口高程的影响。

(2)下游淹没时,水力顶托对管道排水的作用机制效应受管道坡度和流态的共同影响。在较大坡度管道中,顶托作用能够对非满流管道产生抽吸效应并增加管道过流面积,出口轻度顶托(下游最终淹没度 $S_{\max}=1、1.5$ 时)促进管道排水(排水总量最大增幅可达18.7%);但小坡度管道或过度顶托($S_{\max}=2$)状态中,管道排水将显著受到下游顶托的抑制(排水总量最大降幅可达20.3%)。

(3)河道流动可提升下游受顶托管道的排水能力,促进作用随着河道流速增加而增大(排水总量和峰值流量最大分别可提高4.6%和8.5%);而一般状态下的河道波浪对管道排水整体能力影响甚微,可以忽略。

参考文献:

- [1] 宋晓猛,徐楠涛,张建云,等.中国城市洪涝问题:现状、成因与挑战[J].水科学进展,2024,35(3):357-373.(SONG X M, XU N T, ZHANG J Y, et al. Urban flooding in China: current status, causes and challenges[J]. Advances in Water Science, 2024, 35(3): 357-373. (in Chinese))
- [2] 刘家宏,石虹远,梅超,等.城市下垫面空间格局对社区尺度内涝过程的影响模拟[J].水科学进展,2022,33(6):881-893.(LIU J H, SHI H Y, MEI C, et al. Effect of urban subsurface spatial pattern on community-scale flooding processes via numerical simulation[J]. Advances in Water Science, 2022, 33(6): 881-893. (in Chinese))
- [3] 庄琦,刘曙光,周正正.降雨数据时空精度对城市暴雨变异性及频率分析的影响[J].水科学进展,2023,34(3):398-408.(ZHUANG Q, LIU S G, ZHOU Z Z. Impact of rainfall spatiotemporal resolutions on urban extreme rainfall variability and rainfall frequency analysis[J]. Advances in Water Science, 2023, 34(3): 398-408. (in Chinese))
- [4] 张建云,王银堂,贺瑞敏,等.中国城市洪涝问题及成因分析[J].水科学进展,2016,27(4):485-491.(ZHANG J Y, WANG Y T, HE R M, et al. Discussion on the urban flood and waterlogging and causes analysis in China[J]. Advances in Water Science, 2016, 27(4): 485-491. (in Chinese))
- [5] MOFTAKHARI H R, SALVADORI G, AGHAKOUCHAK A, et al. Compounding effects of sea level rise and fluvial flooding[J]. Proceedings of the National Academy of Sciences of the United States of America, 2017, 114(37): 9785-9790.

- [6] ZSCHEISCHLER J, WESTRA S, van den HURK B J J M, et al. Future climate risk from compound events[J]. *Nature Climate Change*, 2018, 8(6): 469-477.
- [7] XU H S, XU K, LIAN J J, et al. Compound effects of rainfall and storm tides on coastal flooding risk[J]. *Stochastic Environmental Research and Risk Assessment*, 2019, 33(7): 1249-1261.
- [8] FERGUSON C R, FENNER R A. The potential for natural flood management to maintain free discharge at urban drainage outfalls[J]. *Journal of Flood Risk Management*, 2020, 13(3): e12617.
- [9] ZHENG F F, WESTRA S, SISSON S A. Quantifying the dependence between extreme rainfall and storm surge in the coastal zone[J]. *Journal of Hydrology*, 2013, 505: 172-187.
- [10] 解以扬, 李大鸣, 李培彦, 等. 城市暴雨内涝数学模型的研究与应用 [J]. *水科学进展*, 2005, 16(3): 384-390. (XIE Y Y, LI D M, LI P Y, et al. Research and application of the mathematical model for urban rainstorm water logging[J]. *Advances in Water Science*, 2005, 16(3): 384-390. (in Chinese))
- [11] 朱悦茹, 郑子萱, 姬熠冉, 等. 雨水管道末端与河道水动力相互作用模拟研究 [J]. *科技通报*, 2023, 39(8): 19-24, 32. (ZHU Y R, ZHENG Z X, JI Y R, et al. Numerical simulation study of the hydrodynamic interaction between the end of stormwater pipes and river channels[J]. *Bulletin of Science and Technology*, 2023, 39(8): 19-24, 32. (in Chinese))
- [12] 茅泽育, 赵升伟, 罗昇, 等. 明渠交汇口水流分离区研究 [J]. *水科学进展*, 2005, 16(1): 7-12. (MAO Z Y, ZHAO S W, LUO S, et al. Study on the separation zone in open-channel junction[J]. *Advances in Water Science*, 2005, 16(1): 7-12. (in Chinese))
- [13] 丁法龙, 茅泽育. 圆形断面管道非满流水动力特性 [J]. *水科学进展*, 2020, 31(4): 547-555. (DING F L, MAO Z Y. Hydraulic characteristics of partially-filled flow in circular pipe[J]. *Advances in Water Science*, 2020, 31(4): 547-555. (in Chinese))
- [14] NÉDÉLEC Y, GAY B. Experimental study of a right-angled end junction between a pipe and an open channel[J]. *Journal of Hydraulic Engineering*, 2008, 134(5): 616-625.
- [15] 刘同宣, 郭炜, 詹磊. 90°支流入汇区域时均流速分布特征试验研究 [J]. *水科学进展*, 2009, 20(4): 485-489. (LIU T H, GUO W, ZHAN L. Experimental study of the velocity profile at 90°open channel confluence[J]. *Advances in Water Science*, 2009, 20(4): 485-489. (in Chinese))
- [16] ZHENG Z X, ZHENG F F, MA Y Y, et al. Exploring hydraulic impacts of downstream water levels on the drainage capacity of a stormwater pipe[J]. *Journal of Hydraulic Engineering*, 2024, 150(5): 04024028.
- [17] 杨开林, 郭永鑫, 付辉, 等. 管道充水水力瞬变模型相似律 [J]. *水利学报*, 2012, 43(10): 1188-1193, 1201. (YANG K L, GUO Y X, FU H, et al. Modeling similarity laws for pipe water-filled transients[J]. *Journal of Hydraulic Engineering*, 2012, 43(10): 1188-1193, 1201. (in Chinese))
- [18] HUANG B, WANG W, WU S Q, et al. Experimental study of cavity outflow and geysering in circular pipes[C]//World Environmental and Water Resources Congress 2016. West Palm Beach, Florida: American Society of Civil Engineers, 2016: 265-274.
- [19] HAGER W H. Cavity outflow from a nearly horizontal pipe[J]. *International Journal of Multiphase Flow*, 1999, 25(2): 349-364.
- [20] BARNEA D, SHOHAM O, TAITEL Y, et al. Flow pattern transition for gas-liquid flow in horizontal and inclined pipes: comparison of experimental data with theory[J]. *International Journal of Multiphase Flow*, 1980, 6(3): 217-225.
- [21] CHOW G C. Effect of uncertainty on optimal control policies[J]. *International Economic Review*, 1973, 14(3): 632-645.
- [22] CANTERO-CHINCHILLA F N, BELAUD G, CASTRO-ORGAS O, et al. Steady flow through gated circular culverts: hydraulic operation and experiments[J]. *Journal of Irrigation and Drainage Engineering*, 2023, 149(7): 04023012.
- [23] CHANSON H. *Hydraulics of open channel flow*[M]. Amsterdam: Netherlands Elsevier, 2004.

Exploring hydraulic dynamics between the urban stormwater pipe and the downstream river based on experiment tests*

ZHENG Zixuan¹, ZHENG Feifei¹, TANG Hongwu², ZHANG Huiming², WANG Yiran¹, YUAN Saiyu²

(1. College of Civil Engineering and Architecture, Zhejiang University, Hangzhou 310058, China; 2. Key Laboratory of Hydrologic-cycle and Hydrodynamic System of Ministry of Water Resources, Hohai University, Nanjing 210098, China)

Abstract: High water level in the downstream can be a key factor that influences the drainage capacity of the stormwater pipe. This can form the hydraulic jacking that can substantially affect the operation and prevention of urban flooding. However, there is a lack of understanding on the hydrodynamic mechanism of such an interacting process. To this end, a set of physical experimental tests were conducted on a tank-pipe-channel laboratory system. The results obtained show that downstream jacking at the early stage (under non-full flow conditions) can enhance pipe flow capacity up to 18.7% as a result of suction effect and the increased flow area. This is followed by a significant block on the drainage capacity of the pipe due to the excessive jacking with a maximum flow reduction about 20.3%. In addition, the flow in the downstream river can facilitate the pipe drainage under the jacking conditions, and such an effect can be stronger as the river flow velocity increases. For such scenarios, experiment tests show that the maximum increase of total pipe drainage and peak flow can reach 4.6% and 8.5% respectively. These findings significantly improve the understanding on the hydrodynamic mechanism between high downstream water level and the pipe drainage process, which can offer important scientific guidance for the regulation of urban river networks and the design of drainage pipe systems.

Key words: stormwater pipe connected to the river; urban flooding risk; top support function; hydraulic dynamics; pipe drainage capacity

* The study is financially supported by the National Key R&D Program of China (No. 2022YFC3202602) and National Natural Science Foundation of China (No. 52261160379).