

雨水口布置对海绵道路排水和径流控制的影响

温子宁^{1,2,3}, 张 晔^{1,2,3}

(1. 广州市城市规划勘测设计研究院有限公司, 广东 广州 510060; 2. 广州市资源规划和海洋科技协同创新中心, 广东 广州 510060; 3. 广东省城市感知与监测预警企业重点实验室, 广东 广州 510060)

摘 要: 结合典型暴雨雨型, 通过水力计算, 分析路面雨水口和路缘石开口的不同组合布置方式对海绵道路雨水径流外排路径分配的影响。结果表明, 随着双篦雨水口数量的增加, 雨水径流汇入路缘石开口的比例减少。当雨水口间距大于 90 m 时, 路面排水设施难以有效应对 5 a 一遇 2 h 暴雨。但当雨水口间距小于 60 m 时, 汇入下沉绿地的初雨径流比例低于 53.9%, 不利于下沉绿地发挥其源头减排功能。

关键词: 路面排水; 暴雨雨型; 雨水口; 水力计算; 初雨径流控制

中图分类号: TU992.01

文献标志码: B

文章编号: 1009-7716(2025)10-0153-05

Impact of Rainwater Inlet Layout on Drainage and Runoff Control in Sponge Road

WEN Zining^{1,2,3}, ZHANG Ye^{1,2,3}

(1. Guangzhou Urban Planning, Survey and Design Research Institute Co., Ltd., Guangzhou 510060, China; 2. Guangzhou Collaborative Innovation Center for Resources Planning and Marine Science and Technology, Guangzhou 510060, China; 3. Guangdong Enterprise Key Laboratory for Urban Sensing, Monitoring and Early Warning, Guangzhou 510060, China)

Abstract: Combined with typical rainstorm patterns, through hydraulic calculation, the impact of different combination layouts of pavement rainwater inlets and curbstone openings on the distribution of rainwater runoff outflow paths on sponge roads is analyzed. The results indicate that with the increase in the number of double-grate rainwater inlets, the proportion of rainwater runoff flowing into the openings of curb stones decreases. When the spacing between rainwater inlets exceeds 90 m, the pavement drainage facilities are unable to effectively deal with 2-hour torrential rainstorm that occurs once every 5 years. However, when the spacing between rainwater inlets is less than 60 m, the proportion of initial rainwater runoff entering the sunken green space is below 53.9%, which is not conducive to the role of sunken green spaces in reducing emissions at the source.

Keywords: pavement drainage; rainstorm patterns; rainwater inlet; hydraulic calculations; initial rainwater runoff control

海绵道路中车行道雨水径流可经路缘石开口进入下沉式的侧绿化带, 从而实现径流削峰减量和面源污染削减。但在实施过程中, 由于路缘石开口集水效率较低, 加密开口数量或提高开口长度可能影响景观效果甚至损害行车安全, 工程设计人员往往考虑采用集水效率更高的雨水口替代路缘石开口, 该措施在暴雨条件下能保障道路排水畅通, 却减少了进入下沉式绿地的雨水总量, 削弱了下沉绿地的

作用。

关于路缘石开口和雨水口的设计及相关计算, 现有设计规范已提供相关参考内容。国家建筑标准设计图集《雨水口(16S518)》(GJBT-1404—2016)^[1]中记录了各类雨水口如何选型, 以及在不同工况下的过流能力。在已有研究中, 梁小光^[2]参照美国联邦公路管理局提出的流量计算方法, 分析不同道路横坡、纵坡等因素对雨水口集水性能的影响, 也提出了优化路缘石开口布置的建议^[3]。张宏等^[4]对比了不同形式和尺寸路缘石开口的过流能力, 为路缘石开口选型提供了理论支持。上述指引和研究并未提及路缘石开口和偏沟式雨水口两种路面集雨设施共存的布置方式, 且未从径流控制和污染削减的角度分析路缘石开口的集水效率。当前道路海绵城市设计的污染削减分析主要基于下垫面参数以及海绵设

收稿日期: 2025-03-18

基金项目: 广州市资源规划和海洋科技协同创新中心项目(2023B04J0301; 2025B04J0030)

作者简介: 温子宁(1996—), 男, 硕士, 助理工程师, 从事市政给排水和海绵城市规划设计工作。

通信作者: 张晔(1978—), 男, 硕士, 高级工程师, 从事市政给排水和海绵城市规划设计工作。电子信箱: 362733920@qq.com

施调蓄容积,鲜少定量探讨携带污染物的雨水径流汇入海绵设施的比例,容易忽略路缘石开口的疏密情况对径流污染削减效果的影响。

本研究建立路缘石开口和偏沟式雨水口组合布置的海绵道路路面理论模型,结合广州中心城区典型短历时暴雨雨强和雨型,对不同路缘石开口及偏沟式雨水口布置的方式进行水力计算,综合分析暴雨条件的路面排水能力及初雨径流控制两个层面的合理性,为优化路面排水设施的布置设计提供参考。

1 研究及计算方法

1.1 道路模型概况

设置红线为40 m,总长为360 m的模拟海绵道路作后续集雨设施布置方案以及路面雨水水力计算的基础。道路标准横断面为2×14.5 m(机动车道及非机动车道)+两侧各2.5 m(绿化带)+两侧各3 m(人行道)。道路横断面布置见图1。

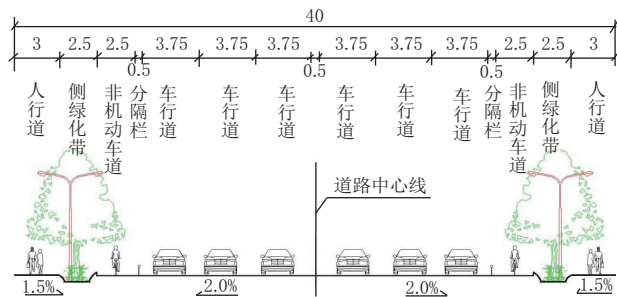


图1 道路横断面图(单位:m)

车行道横坡取2%,道路桩号K0+000—K0+180段纵坡为-1.5%,K0+180—K0+360纵坡为1.5%,K0+180处为道路纵坡最低点。路面粗糙系数取0.013,径流系数取0.9。人行道采用透水铺装,径流系数取0.3。侧绿化带设置为下沉绿地,下凹深度取0.2 m,有效调蓄深度取0.15 m,径流系数取0.15。下沉绿地调蓄容积为绿化带下沉面积与有效调蓄深度的乘积,为270 m³。

1.2 路面排水系统布置方式

本研究中雨水口尺寸为750 mm×450 mm,开孔率34%,双篦并排紧贴路缘石布置。路缘石开口长度均为0.8 m,考虑到实际道路设计中侧绿化带景观效果以及行人安全等因素,下沉绿地最低处不宜低于道路面超过20 cm,因此本研究中路缘石开口未采用下凹形式,开口与机动车道高程顺接。路缘石开口及雨水口布置方式见表1,雨水口布置数量随编号数字逐渐上升。

表1 路面排水设施布置方案说明

方案编号	方案描述
F1	道路每隔15 m布置路缘石开口,每隔180 m布置双篦雨水口。即仅在K0+180处用双篦雨水口替代路缘石开口
F2	道路每隔15 m布置路缘石开口,每隔90 m布置双篦雨水口。即K0+090、K0+180、K0+270处设置双篦雨水口,雨水口间隔区段每隔15 m设置路缘石开口
F3	道路每隔15 m布置路缘石开口,每隔60 m布置双篦雨水口。即K0+060、K0+120、K0+180、K0+240、K0+300处设置双篦雨水口,雨水口间隔区段每隔15 m设置路缘石开口
F4	路缘石开口和双篦雨水口每隔15 m相间布置。即K0+015布置路缘石开口,K0+030布置双篦雨水口,K0+045布置路缘石开口,K0+060布置双篦雨水口,以此类推

2 路面排水系统水力计算

2.1 设计标准

路缘石开口和雨水口布置所采用的设计重现期与雨水管渠设计标准保持一致,为5 a一遇^[5]。

2.2 计算公式

(1)路面集水时间计算

以道路中线至路缘石的宽度和路面排水设施间距绘制矩形汇水分区,使排水分区与路面集雨设施一一对应。各汇水分区的集水时间计算公式如下^[6]:

$$t = 1.445 \left(\frac{nL}{\sqrt{(S_x^2 + S_L^2)}} \right)^{0.467} \tag{1}$$

$$L = \sqrt{L_1^2 + L_2^2} \tag{2}$$

式中: t 为集水时间,min; n 为地表粗糙系数,沥青路面取0.013; L 为汇流长度,m; S_x 为道路横坡,取0.02; S_L 为道路纵坡,取0.015; L_1 为纵向长度,即路面排水设施间距,取15 m; L_2 为横向宽度,即道路中线至路缘石的间距,取14.5 m。

经计算,集水时间为1.96 min

(2)暴雨强度计算

采用广州市中心城区5 a一遇短历时暴雨强度公式,降雨历时取2 h。

$$q = \frac{14\,788.685}{(t + 31.311)^{0.928}} \tag{3}$$

式中: q 为暴雨强度,L/(s·hm²)。

(3)设计雨型

本研究采用芝加哥雨型^[7],利用同频率法推算5 a一遇2 h降雨过程的各分钟对应设计雨强。

(4)车行道设计径流量

$$Q = Q_1 + Q_2 \tag{4}$$

$$Q_1 = q\varphi_c F \times 10^{-7} \quad (5)$$

式中: Q 为偏沟设计径流量, m^3/s ; Q_1 为本段汇水区径流量, m^3/s ; Q_2 为上游转输径流量, m^3/s ; F 为汇水区分区面积, 为纵向长度 L_1 与横向宽度 L_2 的乘积, 0.022 hm^2 ; φ_c 为车行道径流系数, 沥青路面取 0.9。

(5) 路面积水宽度和偏沟设计水深计算

参考《城镇内涝防治技术规范》(GB 51222—2017)^[8]中单一横断坡面的计算公式:

$$T = \left(nQ / 0.376 S_x^{1.67} S_L^{0.5} \right)^{0.375} \quad (6)$$

$$d = TS_x \quad (7)$$

$$V = 2Q/dT \quad (8)$$

式中: T 为路面积水宽度, m ; d 为偏沟水深, m ; V 为偏沟径流流速, m/s 。

(6) 路缘石开口设计流量和集水效率计算

路缘石开口设计流量参考美国《城市排水设计手册》^[9-10]中立篦式雨水口过流效率计算公式:

$$L_T = 0.817 Q^{0.42} S_L^{0.3} (1/nS_x)^{0.6} \quad (9)$$

$$E_L = 1 - \left(1 - L_s/L_T \right)^{1.8} \quad (10)$$

$$Q_L = QE_L \quad (11)$$

式中: L_T 为路缘石开口理论长度, m ; L_s 为路缘石实际开口长度, m ; E_L 为路缘石开口集水效率; Q_L 为路缘石开口过流量, m^3/s 。

(7) 雨水口设计流量和集水效率计算

偏沟式雨水口设计流量计算方法参考美国《城市排水设计手册》理论公式^[8-9]及梁小光等^[2]对雨水口正面拦截效率试验的拟合结果。

$$E_p = R_f E_0 + R_s (1 - E_0) \quad (12)$$

$$R_f = 1 - 0.295 (V - V_0) \quad (13)$$

$$V_0 = 0.75 + 1.67 L_p \varepsilon \quad (14)$$

$$R_s = (1 + 0.0828 V^{1.8} / S_x L_p^{2.3})^{-1} \quad (15)$$

$$E_0 = 1 - (1 - L_w/T)^{2.67} \quad (16)$$

$$Q_Y = QE_p \quad (17)$$

式中: E_p 为偏沟式雨水口集水效率; E_0 为雨水正面截流比例; R_f 为雨水口正面截留效率, 当 $V < V_0$ 时, $R_f = 1$; L_p 为雨水口长度, 双篦雨水口取 1.5 m ; ε 为雨水口开孔率, 取 34%; V_0 为雨水口拦截流速, m/s , 经计算, 为 1.60 m/s ; R_s 为雨水口侧面截留效率; L_w 为雨水口宽度, 取 0.45 m ; Q_Y 为偏沟式雨水口过流量, m^3/s 。

(8) 下沉绿地设计雨水控制量计算

采用容积法计算下沉绿地中调蓄容积对应设计雨量。

$$H = \frac{V}{10\varphi_z F_z} \quad (18)$$

式中: H 为设计降雨量, mm ; V 为下沉绿地调蓄容积, 为 270 m^3 ; φ_z 为路面综合径流系数, 结合模拟道路各下垫面径流系数参数计算, 为 0.72; F_z 为道路总面积, 为 1.44 hm^2 。经计算下沉绿地设计降雨量为 26.2 mm 。

3 结果和讨论

3.1 路面水力计算结果分析

对 4 种路面集雨设施布置方案, 代入不同时刻的降雨雨强进行路面水力计算, 水力计算表如表 2 所示。因人行道雨水可顺坡自然汇流下沉绿地, 无需通过路缘石开口, 故水力计算仅考虑机动车道范围。4 种方案的非低洼区路面总排水效率和路缘石开口集水效率在模拟暴雨全过程中的变化情况如图 2 所示。随着雨强增大, 各个方案的路面总排水效率以及路缘石开口的集水效率呈下降趋势。在雨强达到峰值时, 非低洼区仅采用路缘石开口的 F1 方案共 46.6% 径流汇集于 K0+180 处。由于偏沟式雨水口对于偏沟径流的拦截效率明显优于路缘石开口, 因此在 F2 至 F4 方案中, 随着偏沟式雨水口的排布加密, 雨峰时刻路面非低洼区路面总排水效率由 53.4% 提升至 89.1%。同时全降雨过程总径流量中进入路缘石开口的比例从 70.9% 下降至 23.0%。

3.2 雨峰阶段低洼区域排水性能分析

图 3 分别为道路最低点 K0+180 处偏沟流量和偏沟水深随降雨历时变化的趋势。F1 布置方案的低洼处偏沟流量和水深均最高, 达到 141 L/s 和 6.9 cm , 该流量已接近《雨水口 (15S518)》(GJBT-1404—2016) 中平篦式双篦雨水口在该水深时的最大过流能力。因此当模拟道路总长大于 360 m 时, 该工况下更大的路面转输径流将引起路面积水。且大量雨水集中于低洼处外排, 不利于应对雨水口堵塞等突发事件。随着路面雨水口间隔调整为 90、60、30 m 时, 偏沟流量最大值分别下降为不设雨水口方案的 77.1%、61.0% 和 35.9%, 可有效缓解路面雨水集中外排的不利情况。

3 各方案在 K0+180 处偏沟流量(a)和偏沟水深(b)的变化

按《城镇内涝防治技术规范》(GB 51222—2017) 要求, 本研究采用 5 a 一遇 2 h 降雨峰值的 2.25 倍流量工况校核 4 种方案 K180 处的路面集雨设施过流能

表2 路面集雨设施水力计算表

桩号	本段流量 $Q_1/$ ($\text{m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$)	转输流量 $Q_2/$ ($\text{m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$)	总流量 $Q/$ ($\text{m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$)	偏沟水 深 d/cm	水流速度 $V/(\text{m} \cdot \text{s}^{-1})$	漫幅 $T/$ m	侧石开口 理论长度 L_T/ m	雨水口正 面截留比 例 $E_d/\%$	雨水口侧 面拦截效 率 $R_s/\%$	集水设 施集水 效率 $\eta/$ $\%$	集水设施过 流量 $/$ ($\text{m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$)
K0+015	0.011 5	0.000 0	0.011 5	2.705 8	0.630 3	1.35	5.49	—	—	24.68	0.002 8
K0+030	0.011 5	0.008 7	0.020 2	3.339 9	0.725 2	1.67	6.95	—	—	19.76	0.004 0
K0+045	0.011 5	0.016 2	0.027 8	3.761 3	0.785 0	1.88	7.94	—	—	17.40	0.004 8
K0+060	0.011 5	0.022 9	0.034 5	4.079 2	0.828 7	2.04	—	48.60	46.26	72.38	0.024 9
K0+075	0.011 5	0.009 5	0.021 1	3.390 8	0.732 6	1.70	7.07	—	—	19.44	0.004 1
K0+090	0.011 5	0.017 0	0.028 5	3.798 3	0.790 2	1.90	8.03	—	—	17.22	0.004 9
K0+105	0.011 5	0.023 6	0.035 1	4.108 2	0.832 6	2.05	8.76	—	—	15.83	0.005 6
K0+120	0.011 5	0.029 6	0.041 1	4.357 5	0.865 9	2.18	—	46.08	44.30	69.97	0.028 8
K0+135	0.011 5	0.012 3	0.023 9	3.554 7	0.756 0	1.78	7.45	—	—	18.49	0.004 4
K0+150	0.011 5	0.019 5	0.031 0	3.920 2	0.807 0	1.96	8.32	—	—	16.64	0.005 2
K0+165	0.011 5	0.025 8	0.037 4	4.205 0	0.845 6	2.10	9.00	—	—	15.43	0.005 8
K0+180	0.023 1	0.063 2	0.086 3	—	—	—	—	—	—	—	—

注:(1)本研究中模拟道路K0+000-K0+180段和K0+180-K0+360段纵坡一致,且横断面中两侧道路对称布置,因此取K0+000-K0+180段半幅路机动车道进行水力计算。(2)K0+180低洼点处雨水口为双侧汇水,水力状态与其余偏沟式雨水口不同,更符合平篦式雨水口的入流形式,因此K0+180处不考虑水流速度和雨水口排水效率计算,仅分析径流量。(3)该表展示方案3在雨峰时刻的水力计算过程,其余时刻及其余方案的水力计算过程与本表近似。

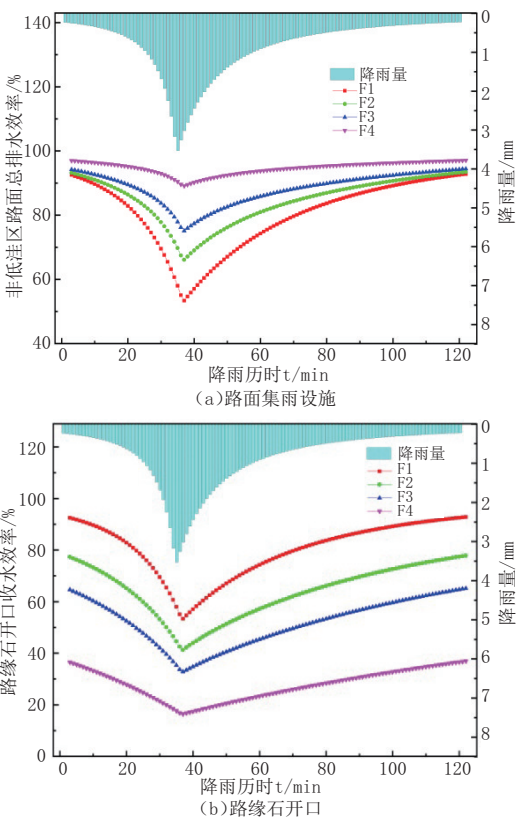


图2 K0+000至K0+180路段(K0+180处雨水算子不纳入统计)

力。经核算,F1和F2方案中雨峰阶段时的偏沟流量分别为387 L/s和307 L/s,大于15 cm水深时《雨水口(15S518)》(GJBT-1404—2016)中双篦平篦式雨水口的过流能力。因此该工况下低洼区域最外侧车道积水将超过15 cm,不满足该重现期下的排水设施校核要求,需额外增设雨水口。为分散低洼排水压力,非

低洼路段也应设置雨水口,且间距建议小于90 m。

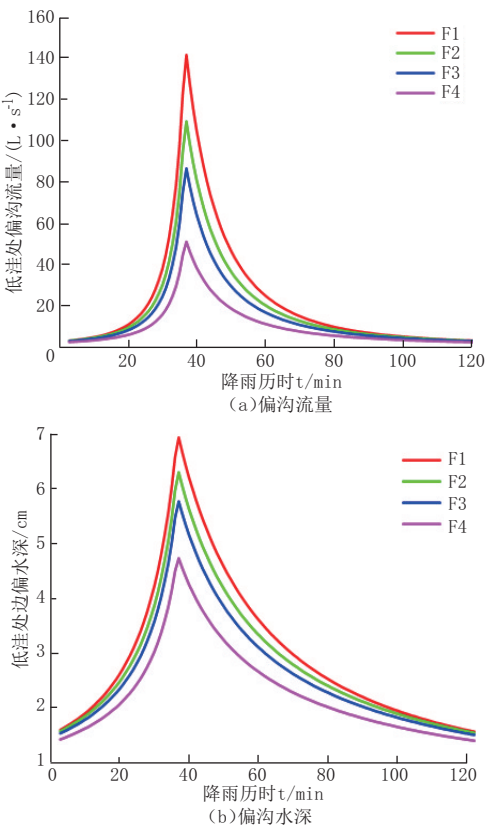


图3 各方案在K0+180处的变化

3.3 下沉绿地径流控制分析

图4反映不同路面集雨设施方案中下沉绿地的雨水滞蓄情况,降雨范围包含道路机动车道,侧绿化带以及人行道。由于下沉绿地的径流下渗作用与土壤质地等实际因素相关,因此本研究仅针对绿地的

下沉空间分析径流控制过程。当累积降雨量分别达到 38.2、50.4、61.0、94.9 mm 时,各方案中下沉绿地的调蓄容积得以充分用于雨水滞蓄。可见当路缘石开口数量较高时,在降雨过程的前中期即可充分发挥下沉绿地径流控制的作用。

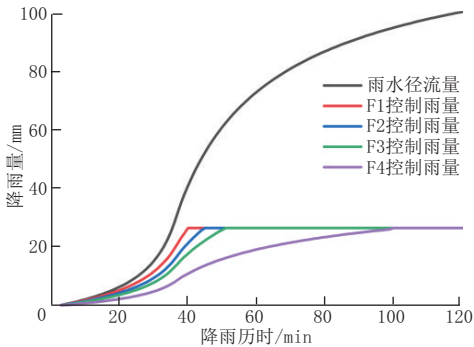


图4 各方案下沉绿地径流控制量的变化

由于城市道路雨水径流污染具有明显的初期冲刷效应^[11],海绵城市设计应尽可能利用下沉绿地削减初雨污染。初雨径流为 10 mm 时,随着雨水口间距加密,路缘石开口布置数量下降,4 个方案的径流控制量分别为 7.84、6.44、5.39、3.31 mm。因此当雨水口间距大于 60 m 时,道路初雨径流控制率可大于 53.9%,能较好实现径流控制的目标。

4 结 语

(1)本研究模拟了路缘石开口和路面雨水口结合布置的海绵型道路在 5 a 一遇 2 h 暴雨工况下的路面排水情况。研究表明仅通过路缘石开口外排雨水时,低洼处将汇集 46.6% 的雨水径流,不满足规范中排水设施校核要求。需在路面增设偏沟式雨水口分散暴雨时道路雨水外排的压力,消减低洼积水的

风险。

(2)路缘石开口布置数量低时不利于发挥下沉绿地对雨水径流的滞蓄和污染削减作用。

(3)应综合考量偏沟式雨水口及路缘石开口在雨水快排和利用下沉绿地滞蓄径流两种功能的优势,合理设置两种路面集雨设施的布置数量和密度。建议在道路景观协调以及使用安全的基础上,适当加密路缘石开口,且偏沟式雨水口间距建议设置为 60~90 m。

(4)后续应结合排水模型、工程实例中雨水水量和水质监测结果,深化不同路面排水设施布置方式的低洼内涝状态以及污染削减分析。

最后,感谢中国城市规划学会城市感知学术专班对本工作的支持。

参考文献:

[1] GJB T 1404—2016,雨水口(16S518)[S].
[2] 梁小光,程松青.道路坡度对路面排水的影响研究[J].给水排水,2018,54(3):9-15.
[3] 梁小光.海绵城市建设中路沿石开口水力计算及设计优化[J].中国给水排水,2018,34(2):42-45.
[4] 张宏,张浏.海绵城市道路中开口路缘石的过水流量计算方法探讨[J].给水排水,2021,57(增刊2):57-60.
[5] GB 50014—2021,室外排水设计标准[S].
[6] JTG/T D33—2012,公路排水设计规范[S].
[7] 城市暴雨强度公式编制和设计暴雨雨型确定技术导则[Z].
[8] GB 51222—2017,城镇内涝防治技术规范[S].
[9] Brown S A, Schall J D, Morris J L, et al. Urban Drainage Design Manual [M]. Washington, D.C.: Federal Highway Administration, 2009.
[10] 陈岚.市政道路雨水收集设施截流效率试验研究[D].合肥:合肥工业大学,2021.
[11] 冯萃敏,米楠,王晓彤,等.基于雨型的南方城市道路雨水径流污染分析[J].生态环境学报,2015,24(3):418-426.

《城市道桥与防洪》杂志

是您合作的伙伴,为您提供平台,携手共同发展!

欢迎新老读者订阅期刊 欢迎新老客户刊登广告

官方网址: <http://www.csdqyfh.com> 电话: 021-55008850 联系邮箱: roadbridgeflood@163.com

