

朱呈浩, 夏军强, 陈倩, 等. 基于 SWMM 模型的城市洪涝过程模拟及风险评估[J]. 灾害学, 2018, 33(2): 224–230.
[ZHU Chenghao, XIA Junqiang, CHEN Qian. SWMM –based urban flood modelling and risk evaluation [J]. Journal of Catastrophology, 2018, 33(2): 224–230. doi: 10.3969/j.issn.1000–811X.2018.02.039.]

基于 SWMM 模型的城市洪涝过程模拟及风险评估^{*}

朱呈浩¹, 夏军强¹, 陈倩¹, 侯精明²

(1. 武汉大学 水资源与水电工程科学国家重点实验室, 湖北 武汉 430072; 2. 西安理工大学 水利水电学院, 陕西 西安 710048)

摘要:以 SWMM 模型作为研究基础, 建立了西安市沣西新城区洪涝过程模型, 对由暴雨强度公式和芝加哥降雨过程线合成的不同重现期、历时 120 min、雨峰系数为 0.4 的降雨情景开展洪涝过程及其风险评估研究。计算结果表明: 该区域设计的排水管网可抵御 3 年一遇暴雨, 但高于此重现期的暴雨会出现不同程度的内涝; 溢流最严重的节点在重现期为 $T=10$ 年暴雨中最大积水深约 0.20 m, 对城市影响程度不大, 但在 $T=20$ 年暴雨中最大积水深可达 0.56 m, 可引起严重灾情。根据积水深度模拟结果, 可初步判断出在 $T=20$ 年暴雨过程的特定时段(75~105 min)内, 积水会导致以溢流节点为中心 10 m 范围内的行人和车辆失稳。

关键词: SWMM 模型; 暴雨; 城市洪涝; 风险评估

中图分类号: TV122; X43 **文献标志码:** A **文章编号:** 1000–811X(2018)02–0224–07

doi: 10.3969/j.issn.1000–811X.2018.02.039

在城市化进展加快和全球气候变化的影响下, 当前我国由暴雨引发的城市洪涝灾害频繁发生, 尤其是近几年来汛期“城市看海”几成常态^[1–2]。我国城镇化水平从 2000 年的 36.3% 发展至 2015 年的 56.1%, 比世界平均水平高约 1.2%, 城市扩张使得区域不透水面积迅速增大, 改变了城市水循环过程, 导致极端降水事件增多、径流系数和径流量增加、城市暴雨洪涝风险增大^[3–4]。IPCC 报告指出全球气候变化很大程度上增加了城市极端暴雨和洪涝事件发生的可能性, 使得城市防洪减灾工作面临新的挑战。不仅如此, 在相同洪涝灾害条件下, 城市洪涝灾害损失较以前明显增加, 间接损失和社会影响不断增大, 城市防洪减灾已成为全社会灾害防治的重点研究领域^[5]。因此迫切需要开展城市洪涝致灾机理、洪涝过程模拟技术及减灾对策方面的研究, 这对于我国城市洪涝灾害的科学防控具有重要的意义。

目前国内外在城市暴雨洪水模拟与预报预警以及城市雨洪利用及综合管理等方面取得了一系列研究成果^[6]。其中较具代表性的是美国环保署(EPA)开发的 SWMM 模型, 现已被国内学者广泛应用于洪涝过程计算^[7–9]。刘俊等^[10]首次引进该模型, 进行了天津市二级河道的排涝模拟, 并计算出市区有关控制断面的出流过程。任伯帜等^[11]通过对长沙市

霞凝港区降雨径流过程的模拟, 证明该模型在港区小流域雨洪分析中有较高的精度。丛翔宇等^[12]研究了城市立交桥的暴雨积水过程, 并分析了雨水口堵塞 50% 时的道路积水情况。赵冬泉等^[13]基于 GIS 实现快速建模, 对澳门某小区的洪涝过程进行了案例分析。陈鑫等^[14]运用 SWMM 模型计算了郑州市区的洪涝过程, 并对城市排涝与排水体系重现期衔接关系进行了研究。虽然当前基于 SWMM 模型的研究在洪涝过程计算方面成果丰富, 但仅计算城市暴雨的洪涝过程不能直接为城市内受淹对象的风险评估提供数据参考, 因此还需要将计算结果转变为风险评估标准所需的数据, 实现洪涝过程计算与防洪预警的耦合。

本文以西安市沣西新城核心区为研究对象, 结合核心区雨水管道及高程等资料, 通过地理信息系统 GIS 进行合理概化, 进而基于 SWMM 构建洪涝模型。针对研究区校准数据稀缺的条件, 以径流系数为目标函数验证模型稳健性。将不同重现期合成暴雨输入模型, 分析排水管网中节点的溢流数量和严重程度, 进一步将溢流严重区域概化为蓄水池, 模拟其在极端降雨事件中地表积水深度的变化。利用非线性水库原理计算积水区出流量, 进而估算出一定范围内流速数据, 对洪水中人体和车辆的稳定性安全进行定量评估。研究成果能为城市防洪减灾和

^{*} 收稿日期: 2017–07–29 修回日期: 2017–09–28

基金项目: 国家自然科学基金面上项目(51725902; 51379156); 水利部公益性行业专项经费资助项目(201401038); 武汉大学“重点领域交叉学科创新团队”培育项目(51579182)

第一作者简介: 朱呈浩(1995–), 男, 河南长葛人, 硕士研究生, 主要从事水力学及河流动力学方面研究。

E-mail: 2013301580193@whu.edu.cn

通讯作者: 夏军强(1974–), 男, 浙江绍兴人, 教授, 博导, 主要从事河流动力学方面的研究。E-mail: xiajq@whu.edu.cn

预警预报提供有效技术参考。

1 SWMM 模型介绍

SWMM (Storm Water Management Model, 暴雨洪水管理模型) 是一个动态的降雨—径流模拟模型, 主要用于城市区域径流水量的单一事件或者长期连续模拟。该模型将城市排水管网系统按照水文和水力要求概化为管线、节点和子汇水区三种类型, 在计算时用下渗曲线法和 SCS 方法计算地表产流, 用非线性水库原理模拟地表汇流, 用圣维南方程组求解管网流动过程。模型内部计算原理介绍如下。

1.1 地表产流计算

考虑到地表空间特征上的差异性, SWMM 将子汇水区分为透水区、蓄水和无蓄水不透水区。对于透水区, 该区域考虑入渗因素的影响, 产流为降雨量减去入渗量, 入渗选择 Horton 模型; 对于有蓄水不透水区, 当降雨量满足地表最大注蓄量后, 便可以产生径流, 产流为降雨量减去注蓄量; 对于无蓄水不透水区, 降雨量全部转化为径流。

1.2 地表汇流计算

SWMM 采用非线性水库原理计算地表汇流。它将子汇水区概化为一个水深很浅的水库, 降雨为该水库入流, 入渗和汇流为该水库流出。在此基础上假设子汇水区出口处的汇流为均匀流, 深度等于水深减去滞蓄水深, 且汇流量是水库水深的非线性函数。该原理联立水库内连续方程和曼宁公式得到关于水深的非线性微分方程, 然后利用有限差分法求解。

$$\frac{h_2 - h_1}{\Delta t} = \bar{i} - \bar{f} - \frac{1.49WS^{1/2}}{An} \left(\frac{h_1 + h_2}{2} - h_d \right)^{5/3}, \quad (1)$$

式中: W 是子汇水区的特征宽度 (m); n 是曼宁系数; S 是地表平均坡度 (m/m); h_d 是滞蓄水深 (m), Δt 是时间步长 (s); h_1 和 h_2 分别是时段开始和结束时的水深; \bar{i} 是时段内平均降雨强度; \bar{f} 是时段内平均入渗强度。利用 Newton - Raphson 迭代法可以求解 h_2 , 再根据曼宁公式, 可求得时段末的汇流量 Q (m³/s)。

1.3 管网汇流原理

SWMM 利用动态波演算求解完整的一维圣维南方程组, 该方法包括管道控制方程和节点控制方程两部分。在管道控制方程中, 联立连续和动量方程, 由曼宁公式计算能量坡降, 以下标 1 和下标 2 表示管道上下节点, 利用有限差分形式可计算出节点瞬时流量:

$$Q_{i+\Delta t} = \left[1 + (K\Delta t / \bar{R}^{4/3}) | \bar{v} | \right]^{-1} \cdot (Q_i + 2\bar{v}\Delta t + \bar{v}^2 \frac{A_2 - A_1}{L} \Delta t - gA \frac{H_2 - H_1}{L} \Delta t). \quad (2)$$

式中: Q 为瞬时流量 (m³/s); A 为过水断面面积 (m²); H 为静压水头 (m); v 为断面平均流速 (m/s); g 为重力加速度 (m/s²); L 是管道长度 (m); A 、 v 、 R 是 t 时刻管道末端的加权平均值; $K = g \cdot n^2$; 速度以

绝对值形式表示, 使摩擦力方向与水流方向相反。该公式的未知量为 $Q_{i+\Delta t}$ 、 H_1 、 H_2 , 变量 A 、 v 、 R 都与 Q 、 H 有关, 因此还需要联立节点控制方程中 Q 和 H 的关系式才可求解。利用有限差分形式表示节点控制方程中的连续方程:

$$H_{i+\Delta t} = H_i + \sum \frac{Q_i \cdot \Delta t}{A_s}. \quad (3)$$

式中: A_s 为节点过水断面面积 (m²); 联立式 (2) 和式 (3) 即可求得管段内流量和节点处水头。

2 研究区模型构建

2.1 研究区域概化

沣西新城是陕西西安市西咸新区五大新城之一, 位于西安与咸阳之间, 其中核心区位于新城北部, 规划面积约为 48 km²。核心区城市设计平面图, 如图 1a 所示。本文选择规划区核心区域作为研究对象, 该区域地形管网土地类型等资料齐全。根据地形资料, 研究区地势整体向东倾斜, 坡度较平缓, 地面高程多在 389 ~ 393 m 之间。根据管网数据, 核心区雨水管网系统可分为三部分, 西南部区域被渭河支流隔开, 排水管网自成一体并排入渭河之中, 中部区域被湿地一分为二, 两块区域管网系统均排入中间湿地及两侧河流 (渭河、沣河) 之中。根据土地类型资料, 区域内分为居民用地、工商业用地以及绿化用地等多种用地类型, 其中以居民用地为主, 整体不透水率较高。

在对研究区进行模型概化时, 需要依次开展三个步骤: 研究范围确定、排水管网概化和子汇水区划分。研究范围确定是指根据所要研究的雨水管网系统, 确定管网影响的汇水范围并将一些具有明显汇水分界线特征的边界 (例如公路、河道) 作为研究区域轮廓线的过程。本研究区三面环河, 且城市主干道条理清晰, 因此比较容易确定研究区域的边界: 东、西部轮廓线由沣河、渭河河道确定; 南、北部轮廓线由城市主干道确定。值得注意的是, 本研究区中部管网系统的排放口大多集中在中央湿地的两侧, 但湿地内部并没有管道设施, 因此不把该区域作为研究范围, 而是当作排水水系处理。排水管网系统概化是指根据研究区的管网数据, 确定管网的空间拓扑关系, 并采用 GIS 技术对管网长度、管径、水流方向、进出口高程、检查井内底及地面高程和最大深度等信息进行提取分析, 同时进一步对管网结构进行优化处理, 最终得到管网输入文件的过程。由于城市排水管网系统一般都比较复杂, 本文在保证模型计算稳定性的基础上, 根据核心区雨水管网资料保留所有规划管道, 略去部分待规划雨水小支管; 在转角超过 60° 或长度超过 500 m 的管道折点处增添节点以确保模型运算的准确性, 并根据线性计算合理假定其基础数据。最终得到的研究区排水管网概化结果为节点 920 个 (包括 35 个排放

口), 管道 885 条, 如图 1b 所示。子汇水区划分是指根据地形坡度要素, 以分水岭为边界线将地表径流以区域形式划分的过程。因为子汇水区在划分时需要满足按照汇水流域的实际流动情况, 将地表径流合理分配到相应的排水节点或相邻子汇水区, 从而使得管网系统的入流量更符合实际情况的要求, 所以采用不同的划分方式会对模拟结果带来较大的差异。本文利用 GIS 泰森多边形功能初步生成子汇水区, 可以做到子汇水区和节点的一一对应, 然后利用水文分析功能生成自然分水线, 依据自然分水线位置调节汇水区边界, 使划分结果更具实际意义, 最终得到子汇水区 885 个。经统计, 研究区概化管道总长 207.33 km, 汇水总面积 31.19 km², 概化结果如图 1b 所示。

2.2 模型参数确定

模型参数包括确定参数和不确定参数。在确定参数中, 特征宽度表示薄层径流的地表漫流宽度, 对地表漫流时间和峰值有一定的影响, 本文采用面积开方的方法, 将子汇水区近似为边界规整的矩形, 对子汇水区面积开方得到特征宽度值。因为该研究区内子汇水区是依据 GIS 泰森多边形功能划分的, 所以生成的子汇水区较规整, 采用该方法提取的特征宽度值也相对合理。平均坡度反映子汇水区内地形变化, 关系到降雨径流汇流时间的长短, 在提取该数值时, 需要借助 GIS 中 3D 分析工具, 将高程数据转换为 DEM 数据和坡度数据, 然后以子汇水区为单元进行提取。不渗透系数是指子汇水区内不渗透面积占总面积的百分比, 该数据能够影响模型中入渗量和洼蓄量的大小, 因此准确性尤为重要, 在提取时同样需要借助 GIS 中分析工具, 把土地规划类型图层作为标记要素, 把子汇水区边界作为输入要素去分割规划图层, 然后将同一子汇水区内包含的不同规划用地面积和其对应的不渗透系数进行加权平均计算, 即可得到每一子汇水区内不渗透系数值。在已划分子汇水区的基础上, 平均坡度值和不渗透系数值如图 2 所示。根据结果分析, 平均坡度范围在 0.05 ~ 2.28% 之间, 平均值为 0.37%; 不渗透系数在 20.0 ~ 80.0% 之间, 平均值为 61.8%, 均能较客观反映研究区域真实状况。

当确定参数在模型中完善后, 需要对不确定参数进行调整迭代从而得到最优解, 使模拟结果尽可能符合实际状况。因为模型不确定参数率定与模型验证是同时进行的, 所以模型验证的基本思路是: 根据相关文献和模型用户手册对不确定参数初拟经验值, 将合成降雨数据输入模型, 模拟选项选择降雨径流和流量演算, 渗入模型选择 Horton, 演算方法选择动态波, 对模型执行模拟。根据模拟结果对需要率定的不确定参数不断调校, 直到模拟结果与实测数据的误差在一定范围内, 即得到合理的参数值, 同时模型准确性也得到验证。本文所选研究区属于规划新区, 暂时没有实测地表径流与排放口出流资料, 针对缺乏校准数

据的条件, 参考以综合径流系数为目标函数的验证方法。该方法的基本原理是将径流系数作为模型参数校准的目标函数, 通过对比城市排水管网设计中采用的综合径流系数值和 SWMM 模型计算得到的数值, 来验证模型准确性。经过验证计算, 迭代后的不确定参数值为: 透水区曼宁系数 0.24, 不透水区曼宁系数 0.022, 管道曼宁系数 0.012, 不透水区洼地蓄水深度 2.5 mm, 透水区洼地蓄水深度 7.5 mm, Horton 公式最大入渗速率 76.83 mm/h, 最小入渗速率 3.81 mm/h, 衰减常数 2h⁻¹。在常见重现期降雨中, 采用模型计算得到的综合径流系数值均在 0.5 ~ 0.6 之间, 满足排水管网设计时采用的径流系数范围要求, 模型稳健性得到了验证。

3 模拟结果及风险评估

利用构建好的模型, 输入不同重现期雨峰系数为 0.4、降雨历时为 120 min 的合成暴雨过程进行洪涝模拟, 计算排水管网出现的溢流状况和典型区域的地表积水深度变化, 同时将积水区计算的水深及流速与人体和车辆的失稳标准相结合进行相关洪水风险评估。

3.1 排水管网溢流状况

节点作为模型中各子汇水区的出水口, 代表实际中的检查井和雨篦, 当排水管网不能够及时排出自汇水区内径流时, 就会发生节点溢流。因此规划合理的排水管网需要满足在设计重现期下, 节点不发生或极少出现溢流情况。分别选择重现期为 1 ~ 20 年的降雨情景进行模拟, 分析节点的溢流状况, 模拟结果如表 1 所示。

表 1 不同重现期暴雨节点溢流统计

降雨重现期/年	降雨量/mm	溢流点数量/个	最长溢流时间/h	最大溢流量/m ³	占总节点百分比/%
1	244.20	0	0	0	0
3	364.28	4	0.01	6	0.45
5	420.91	49	0.24	161	5.54
10	497.75	202	0.65	1292	22.82
20	574.59	345	0.97	2332	38.98

由模拟结果可知, 在暴雨重现期 T = 1 年时没有溢流出现; T = 3 年时模型在降雨过程中共有 4 个节点出现溢流现象, 但溢流时长都没有超过 0.01 h, 且最大溢流量仅为 6 m³, 可以认为该情景下排水管网依然能够及时排出汇水区内的水量; T = 5 年时排水管网溢流状况变化明显, 共有 49 个节点出现溢流, 占总节点数的 5.5%, 其中最长溢流时间为 0.24 h, 最大溢流量为 161 m³, 节点的溢流情况分析说明此时已有部分排水管网不能满足及时排出水量的要求, 但溢流严重的节点仅占总节点数的 1% 左右, 只会对局部地区造成影响, 不会对整个城市带来太大的干扰; T = 10 年时共有 202 个节点出现溢流, 超过节点总数的 22%, 且最

长溢流时间持续 0.65 h, 最大溢流量达到 $1\,292\text{ m}^3$, 大部分排水管网处于超负荷运行状态无法及时排水, 城市内涝程度显著加剧; $T=20$ 年时溢流状况进一步恶化, 最大溢流量相较于 $T=10$ 年时增大一倍, 此时溢流造成的积水会在一定范围内影响行人和车辆的稳定安全, 需要对此进行风险评估。 $T=5$ 、10 年研究区溢流图如图 3 所示。

通过以上分析可得出研究区设计的排水管网可抵御 3 年一遇重现期的暴雨, 但当遇到 5 年一遇暴雨时, 局部地区会出现不同程度的内涝情况。随着暴雨重现期的增加, 溢流节点的数量随之增加, 溢流持续时长和溢流量逐渐增大, 进而带来的内涝危害程度加重, 更会对积水中行人和车辆的安全带来影响。因此针对不同重现期的暴雨,

需要做好相应的应对措施。

3.2 地表积水深度变化

当节点发生溢流时, 溢出部分的水量将作为积水储存在节点上方周边区域, 等排水管网输水能力恢复时再将其重新引入到系统中。如果每个时刻的溢流量已知, 根据积水面积就可以计算得到地表积水深度随时间的变化。SWMM 在动态波演算中可以计算每一时间步长内节点的溢流量, 因此还需要定义节点周边区域积水面积与深度曲线。本文将积水区概化为蓄水池, 通过蓄水池内面积与深度数据来反映积水情况, 因为实际积水面积与深度曲线需要根据实地勘测, 但本研究区暂时没有勘测资料, 所以根据地形资料初设蓄水池数据, 后期可依据实测资料进行调整。

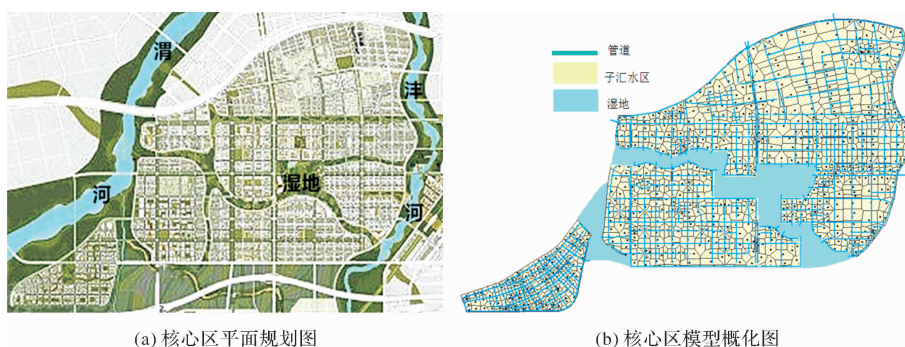


图1 核心区平面规划及模型概化图

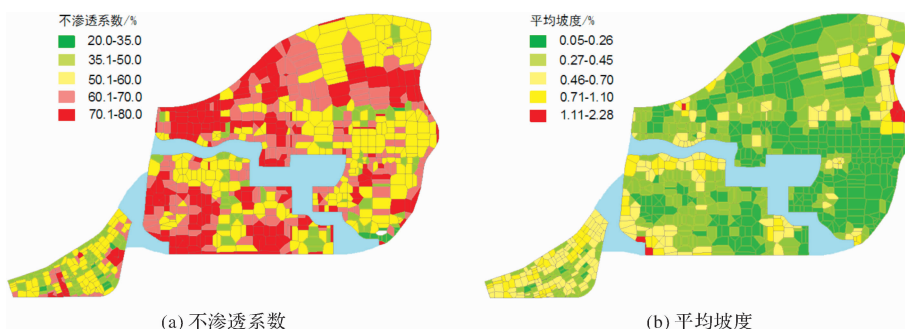


图2 子汇水区确定参数图

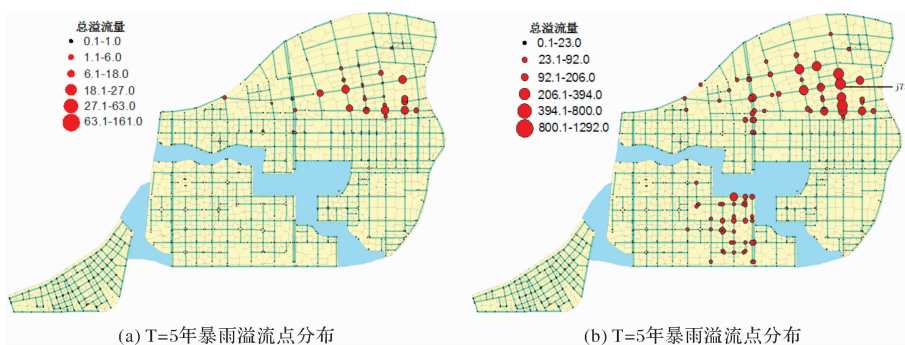


图3 不同重现期暴雨下研究区的溢流状况

表2 蓄水池水深—淹没面积关系

深度/m	0.00	4.23	4.33	4.43	4.53	4.63	5.00
面积/ m^2	4.55	4.55	2000	5000	10000	15000	30000

选取 $T = 20$ 年暴雨中溢流量最大的节点 J736, 计算该节点所在区域地表积水深度随时间的变化。具体步骤为: 将溢流节点 J736 及其周边积水区域概化为蓄水池, 蓄水池内底标高与节点内底标高相同, 蓄水池深度高于节点深度, 其中蓄水池底部至节点深度部分可视为实际中的检查井, 其面积与该节点相连的最大管道面积相同, 高于节点部分可视为地表积水, 积水面积根据地形资料人为设定。初步设定的蓄水池深度一面积数据如表 2 所示。在模型中将节点 J736 改变为蓄水池后, 继续输入 $T = 10$ 、20 年暴雨过程进行模拟, 得到蓄水池内水位随时间变化曲线如图 4 所示。

由于地面高程为 4.23 m, 所以当蓄水池内水位超过 4.23 m 时即为地表积水。根据模拟结果, $T = 10$ 年暴雨下积水时间集中在降雨开始后 75 ~ 90 min 内, 持续时长为 15 min, 最大积水深度为 16 cm, 此时由积水带来的内涝情况并不严重, 只会对交通和行人带来很小的影响; $T = 20$ 年暴雨下积水状况严重恶化, 积水时间集中在 65 ~ 110 min 内, 持续时长达到 45 min, 最大积水深度达到 56 cm, 此时的内涝不仅会对公共设施造成较大损害, 更会对洪水中行人和车辆的稳定性带来安全隐患。对积水模拟结果进行分析可得到三点结论: ①蓄水池内水位在降雨开始约 50 min 后上升幅度明显增大, 这是因为合成的暴雨过程雨峰系数为 0.4, 历时为 120 min, 即降雨强度在 48 min 时最大, 这也符合模拟结果中水位线上升趋势。②蓄水池内水位线上升过程在两个重现期暴雨内均持续约 45 min, 但对于 $T = 20$ 年暴雨最大水深出现的时刻相对 $T = 10$ 年较晚, 且积水出现时刻相对较早, 原因是因为对于更大降雨强度的暴雨, 管网系统更早

达到满负荷状态且需要更持久的时间来恢复自身的排水能力。③在降雨后期, 随着雨强的减弱和管网排水能力的恢复, 地面积水会迅速消散, 这说明了在维持排水管网稳定运行的基础上, 积水危害是短历时高强度的因此做好特定时段内的防护将会大大减小积水带来的灾害。

3.3 积水点行人及车辆稳定性分析

在受洪水影响的地区, 洪水作用下人体和车辆的稳定程度不仅与其重量、外形有关, 而且还随来流条件(水深与流速)而变化。因此在洪水风险分析中, 需要准确估算出洪泛区内各处行人车辆在水流作用下的稳定程度。目前已有的洪水作用下人体和车辆失稳标准, 主要是通过不同水深下的临界流速来反映。洪水中人体和车辆都有跌倒和滑移 2 种失稳形式: 人体大多发生跌倒失稳, 而车辆以滑移失稳为主。

洪水中人体主要受到 5 个力的作用, 具体包括重力、浮力、支持力、拖拽力和摩擦力。Xia 等^[15]考虑来流沿水深不均匀分布的特点, 根据人体脚跟处力矩平衡, 建立人体跌倒失稳的起动流速公式:

$$U_c = \alpha \left(\frac{h}{h_p} \right)^\beta \sqrt{\frac{m_p}{\rho_f h^2} - \left(\frac{a_1}{h_p^2} + \frac{b_1}{h h_p} \right) (a_2 m_p + b_2)} \quad (4)$$

式中: U_c 为洪水中人体跌倒失稳时的临界流速; ρ_f 为水的密度; h_p 、 m_p 为人的身高和体重; 采用人机工程学计算人体受到的浮力, 由中国人的身体结构特征率定出 $a_1 = 0.633$ 、 $b_1 = 0.367$ 、 $a_2 = 1.015 \times 10^{-3} \text{ m}^3/\text{kg}$ 、 $b_2 = 4.937 \times 10^{-3} \text{ m}^3$ 。Xia 等^[15]利用人体模型, 得出了 46 组模型人体跌倒失稳时的水深及相应流速, 根据试验结果率定两个综合参数: $\alpha = 3.472 \text{ m}^{0.5}/\text{s}$ 和 $\beta = 0.188$ 。

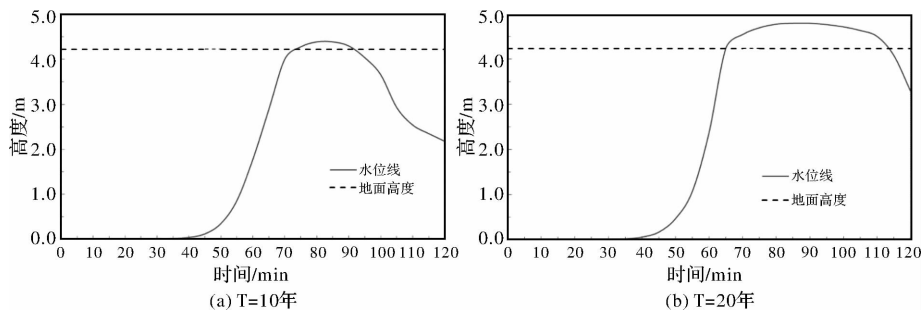


图 4 不同重现期暴雨下 J736 蓄水池内水位变化过程

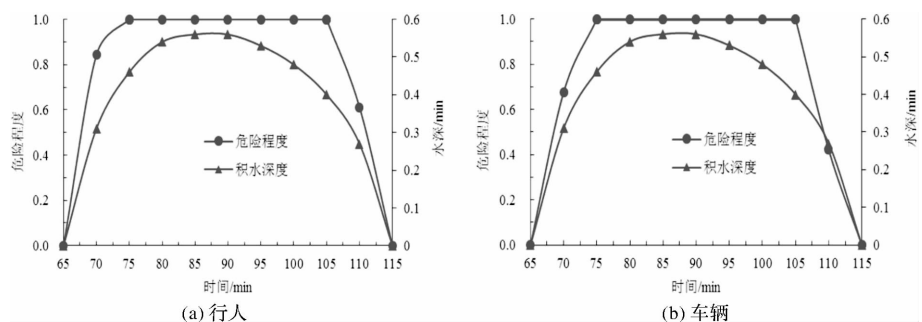


图 7 积水区行人和车辆危险程度变化过程

表 3 溢流节点 10 m 范围内水流情况

时间/min	70	75	80	85	90	95	100	105	110
水深/m	0.31	0.46	0.54	0.56	0.56	0.53	0.48	0.4	0.27
流速/m/s	1.71	2.88	3.49	3.65	3.65	3.41	3.03	2.43	1.40

洪水中车辆的受力情况与人体相同, Xia 等^[16]根据车辆水平方向上的受力平衡,建立了车辆滑移失稳的起动流速公式:

$$U_c = \alpha \left(\frac{h}{h_c} \right)^\beta \sqrt{2gl_c [\rho_c h_c / (\rho_f h_f - R_f)]} \quad (5)$$

式中: ρ_c 为车体的密度; l_c 、 b_c 、 h_c 分别为车辆的长宽高; $R_f = h_c \rho_c / (\rho_f h_k)$, 其中 h_k 是车辆的漂浮水深, 对于 Honda 和 Audi 实验结果为 0.45 m、0.67 m。 α 和 β 是与车型、路面摩擦系数等有关待率定参数。Xia 等^[16]利用两款模型小车 (Honda 和 Audi), 在车头面向来流、拉住手刹及车体封闭的条件下, 在水槽中测定不同水深下的失稳流速。根据实验结果率定公式 (5) 中的两个参数: $\alpha = 0.212$, $\beta = -0.562$ (Honda); $\alpha = 0.438$, $\beta = -0.367$ (Audi)。

对于人体和车辆而言, 不同水深下的失稳流速是不相同的。为同时考虑水深和流速对人体和车辆稳定性的影响, 统一量化具有不同外形的受淹对象的危险等级, 以来流流速与临界流速的比值定义洪水中人体和车辆的危险程度:

$$HD = \min(1.0, U/U_c) \quad (6)$$

式中: HD 为洪水中人体和车辆的危险程度; U 是来流流速。如果 HD 为 0.0, 那么人体和车辆将处于安全状态; 如果 HD 为 1.0, 那么人体和车辆将在洪水作用下失稳并被冲走。

根据暴雨情景计算出积水深度, 再利用非线性水库原理中的曼宁公式 $Q = 1.49W(h - h_d)^{5/3}S^{1/2}/n$ (W 为积水面积开方, S 、 h_d 、 n 与子汇水区相同) 可计算出积水区域出流量。此方法计算简洁, 可以在流域尺度内给出近似解, 并根据计算结果对行人稳定性进行初步评估, 但地表水流运动精确模拟还需要利用二维水动力学模型求解。采用该方法计算出 20 年一遇暴雨下不同积水深度时的出流量, 再利用流速公式 $V = Q/A$ 可求得以节点为中心, 半径 10 m 范围内的近似流速 (进流面为半径为 10 m, 高度为水深的圆柱表面积) (表 3)。

将模拟水深和计算得到的流速与当前人体和车辆失稳标准相结合, 计算不同时刻洪水中身高 1.71 m, 体重 68.7 kg 的成年人和 Honda 车辆的危险程度, 结果如图 7 所示。对于不同身高体重的人体和不同类型的车辆, 该方法均可以计算其在洪水中的危险程度, 但预警标准也需要做出相应的调整。

对 $T = 20$ 年暴雨下积水中行人和车辆的危险程度计算结果进行分析, 可以得到四个结论: ①在降雨开始后 75 ~ 105 min 内, 行人和车辆在以溢流节点为中心, 半径 10 m 范围内的区域危险程度会达到 1, 说明此范围内水流会导致行人和车辆失稳。②行人和车辆在洪水中危险程度随时间变化趋势大致相同, 都在 65 ~ 75 min 内从 0 增大到 1,

在 105 ~ 115 min 内从 1 减小到 0, 说明洪水过程对行人和车辆稳定性带来的影响近似相同。③洪水来临时给行人带来的危险程度相较于车辆随时间变化更快, 这是因为行人相较于车辆对洪水的抵抗力更弱, 因此需要行人在暴雨来临时迅速做出反应, 远离易积水区域, 必要时可弃车逃离。④由暴雨引发的可导致行人和车辆失稳的洪水时间持续 30 min, 持续时间相对较长, 但其发生和消散时间较短, 属于突发性灾害, 针对此特征相关部门可以做出相应的预防措施。

因为基于非线性水库原理的计算过程是根据模型地表模拟水深来推算流域范围内积水的出流量, 进而估算出一定范围内的洪水流速, 所以计算结果与实际水流情况会有差异, 但采用该方法可以提前根据预测降雨数据计算出积水区域危险时段内行人和车辆的危险程度, 实现模型计算和风险评估的耦合, 从而做到及时疏散当地群众与车辆, 避免可能发生的生命财产安全事故, 在城市防洪减灾和预警预报方面具有一定的适用性。

4 结论

本研究通过 SWMM 和 GIS 相结合构建了西安市沣西新城核心区城市雨洪模型, 计算了该区域在不同重现期暴雨中的洪涝过程, 包括排水管网的溢流状况和典型节点的积水情况, 并进一步将计算结果用于洪水中人体和车辆稳定性评估模块, 实现了洪涝过程计算与洪水风险评估的耦合, 为内涝治理和防洪预警提供了重要依据。主要结论如下:

(1) 本研究区内溢流节点多集中于东北和中南部区域, 且随着暴雨重现期的增大溢流点个数明显增多, 从 $T = 3$ 年时的 4 个增至 $T = 10$ 年时的 202 个。根据节点溢流数据评价设计排水管网的运行标准是 3 年一遇暴雨, 同时从溢流点分布位置能够判断出城市易涝区。

(2) 对典型节点作蓄水池概化模拟其积水状况, 计算出最大积水深度、积水时间等关键参数。研究发现该区域 J736 节点在暴雨过程中水位上涨和下落迅速, 在 $T = 20$ 年暴雨中积水 45 min, 最大水深 0.56 m, 可引发严重灾害。

(3) 采用非线性水库原理计算积水区一定范围内近似流速, 结合当前人体和车辆失稳计算方程评估积水区域行人和车辆的危险程度。计算结果表明水流在 $T = 20$ 年暴雨过程 75 ~ 105 min 内会对行人和车辆稳定性造成威胁, 需要据此提前疏散群众。

参考文献:

- [1] 程晓陶, 李超超. 城市洪涝风险的演变趋向、重要特征与应对方略[J]. 中国防汛抗旱, 2015, 25(3): 6-9.
- [2] 张建云, 王银堂, 贺锐敏, 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.
- [3] 程江, 杨凯, 刘兰岚, 等. 上海中心城区土地利用变化对区域降雨径流的影响研究[J]. 自然资源学报, 2010, 25(6): 914-925.
- [4] Hallegatte S, Green C, Nicholls R J, et al. Future flood losses in major coastal cities [J]. Nature Climate Change, 2013, 3(9): 802-806.
- [5] 黄国如, 冯杰, 刘宁宁, 等. 城市雨洪模型及应用[M]. 北京: 中国水利水电出版社, 2013.
- [6] 宋晓猛, 张建云, 王国庆, 等. 变化环境下城市水文学的发展与挑战 II—城市雨洪模拟与管理[J]. 水利学进展, 2014, 25(5).
- [7] 刘俊, 郭亮辉, 张建涛, 等. 基于 SWMM 模拟上海市区排水及地面淹水过程[J]. 中国给水排水, 2006, 22(21): 64-66, 70.
- [8] Karamouz M, Hosseinpour A, Nazif S. Improvement of urban drainage system performance under climate change impact: Case study [J]. Journal of Hydrologic Engineering, 2011, 16(5): 395-412.
- [9] Shon T S, Kim S D, Cho E Y, et al. Estimation of NPS pollutant properties based on SWMM modeling according to land use change in urban area [J]. Desalination and Water Treatment, 2012, 38(1-3): 267-275.
- [10] 刘俊, 徐向阳. 城市雨洪模型在天津市排水分析计算中的应用[J]. 海河水利, 2001(1): 9-11.
- [11] 任伯帜, 邓仁健, 李文健. SWMM 模型原理及其在霞凝港区的应用[J]. 水运工程, 2006(4): 41-44.
- [12] 丛翔宇, 倪广恒, 惠士博, 等. 城市立交桥暴雨积水数值模拟[J]. 城市道桥与防洪, 2006(2): 52-55.
- [13] 赵冬泉, 陈吉宁, 佟庆远, 等. 基于 GIS 构建 SWMM 城市排水管网模型[J]. 中国给水排水, 2008, 24(7): 88-91.
- [14] 陈鑫, 邓慧萍, 马细霞. 基于 SWMM 的城市排涝与排水体系重现期衔接关系研究[J]. 给水排水, 2009, 35(9): 114-117.
- [15] XIA J Q, Falconer R A, XIAO X W, et al. Criterion of vehicle stability in floodwaters based on theoretical and experimental studies [J]. Natural Hazards, 2014, 70(2): 1619-1630.
- [16] XIA J Q, Falconer R A, WANG Y J, et al. New criterion for the stability of a human body in floodwaters [J]. Journal of Hydraulic Research, 2014, 52(1): 93-104.

SWMM-Based Urban Flood Modelling and Risk Evaluation

ZHU Chenghao¹, XIA Junqiang¹, CHEN Qian¹ and HOU Jingming²

(1. Laboratory of Water Resources and Hydropower Engineering Science, Wuhan University, Wuhan 430072, China;

2. School of Water Resources and Hydropower, Xian University of Technology, Xian 710048, China)

Abstract: Owing to the impacts of urbanization and climate change, urban floods become more and more serious, which is one of the urgent problems to be solved. Therefore, it is necessary to conduct flood inundation modeling and risk assessment in urban area. A coupled model on basis of SWMM has been proposed for predicting urban flooding in Fengxi New town, Xian. This model was used to simulate the process of urban flood routing and assess the corresponding flood risk under various rainstorm scenarios of different return periods with the duration of 2 hours and the rain peak coefficient of 0.4, which were designed by the rainstorm intensity formula and the Chicago rainfall hydrograph. These results show: the designed drainage network in the study area can withstand the rainstorm with a 3-year return occurrence, but for the rainstorm whose return period is higher than this frequency, different degrees of waterlogging would occur; the node with the most serious overflowing would have the maximum ponding depth of 0.20 m for the rainstorm with the frequency of $T = 10a$, and it would cause a little influence on the city management. This node would have the maximum ponding depth of 0.56 m for the rainstorm with the frequency of $T = 20a$, which would lead to severe urban flood disaster. According to the ponding water depth obtained from the simulation results, the evacuation information needs to be issued timely in the case of the rainstorm with the frequency of $T = 20a$, and the ponding water can lead to instability of pedestrians and vehicles around the overflowing node with a 10 m radius during the rain period from 75 to 105 min.

Key words: SWMM model; rainstorm; urban floods; risk evaluation