

雨水管理模型 SWMMH (5.0 版) 使用手册

原著: **Jorge Gironás, Larry A. Roesner, Jennifer Davis**
(科罗拉多州立大学土木与环境工程系,
科罗拉多州克林斯堡, 80523-1372)

Lewis A. Rossman
(俄亥俄州辛辛那提市美国环境保护局
国家风险管理研究实验室供水和水资源分部, 45268)

翻译: 李树平
(上海市同济大学环境科学与工程学院, 200092)
2010 年 11 月

声 明

本档英文版信息总体或者部分得到美国环境保护局（EPA）的资助。它得到环境保护局的同事和管理人员的审查，可以作为 EPA 文档发布。文档中提到的商标名称或者商业产品不构成背书或者使用推荐。

本档中文版信息得到同济大学教学改革与研究项目的资助。

摘要

雨水管理模型（SWMMH）是美国环境保护局软件 EPA SWMM 的汉化版本，一个动态降雨--径流模拟计算机程序，主要用于计算城市区域的径流水量和水质。本手册可作为具有一定水文学和水力学基础知识的 SWMMH 新用户的实际使用指导。它包含了九个例子，说明 SWMMH 怎样用于模拟实际中遇到的多常见雨水管理和设计问题。这些包括：计算开发前后条件下的径流；分析简单收集系统的水力特性；涉及多目标的滞留池；模拟分布式低影响径流控制；模拟雨水污染物的增长、冲刷、迁移和处理；分析双排水和合流制排水管道系统；以及执行长期连续性模拟。每一例子结合了完整的 SWMMH 输入数据文件。

目录

摘要.....	iii
原著致谢.....	v
引言.....	1
例 1 开发后的径流.....	3
例 2 地表排水水力学.....	18
例 3 滞留池设计.....	30
例 4 低影响开发.....	44
例 5 径流水质.....	56
例 6 径流处理.....	69
例 7 双排水系统.....	80
例 8 合流制排水管道系统.....	92
例 9 连续模拟.....	110
参考文献.....	127

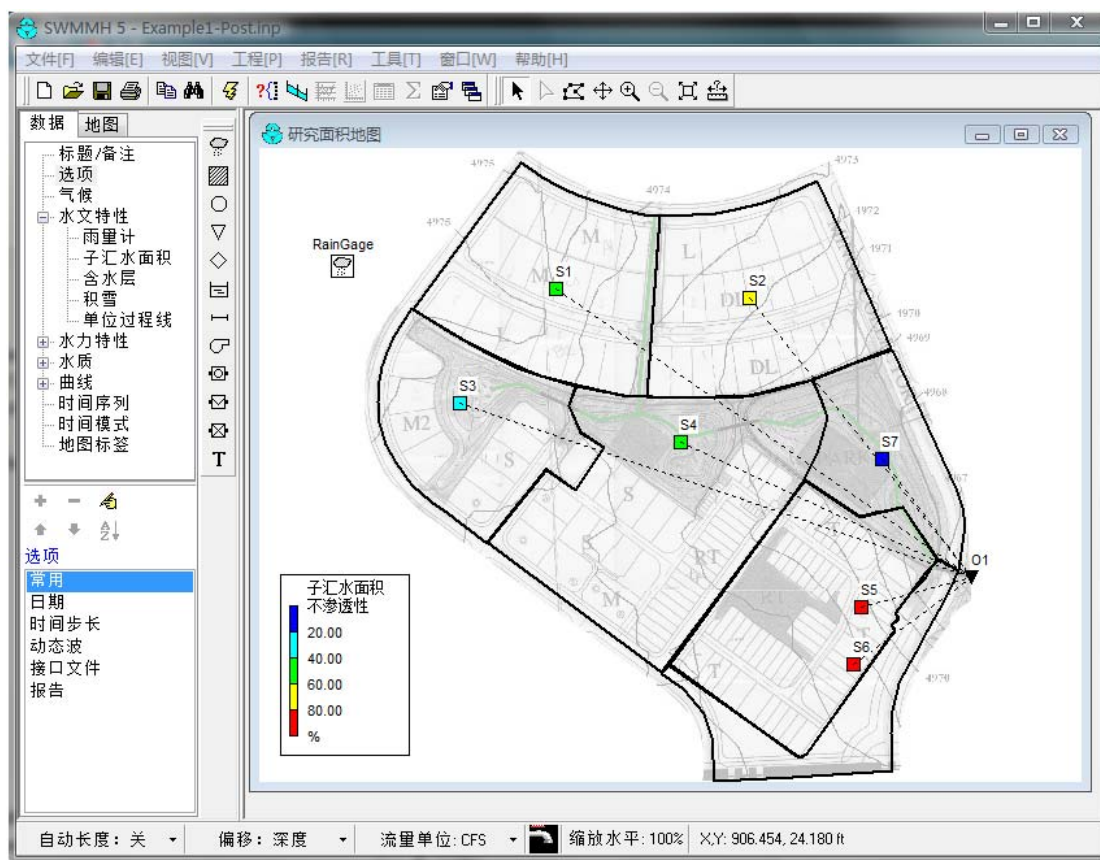
原著致谢

作者衷心感谢 EPA 工程项目官 Lewis Rossman，在本手册写作过程中的主动参与。Rossman 博士参与了本手册所有例子的写作、审核，并对模拟结果进行了注释。他在本项目中的主动参与，大大提高手册的质量。

引言

雨水管理模型（SWMMH）是美国环境保护局软件 EPA SWMM 的汉化版本，一个动态降雨--径流模拟计算机程序，主要用于计算城市区域的径流水量和水质。SWMMH 的径流组件在一组子汇水面积上执行，接受降水并产生径流和污染负荷。SWMMH 演算部分计算通过管道、渠道、蓄水/处理设施、水泵和调节器系统输送的径流。SWMMH 在由许多时间步长构成的模拟时段，跟踪子汇水面积的径流水量和水质，管渠的流量、水深和水质。

SWMM 最初开发于 1971 年，此后经历了几次主要的升级。它在全世界得到广泛应用，用于与城市区域的雨水径流、合流制排水管道、污水管道和其他排水系统相关的规划、分析和设计，同时也用于模拟非城市区域情况。当前版本为发布于 2005 年的 SWMM 5（2011 年经汉化后，版本称作 SWMMH 5）。它具有现代化的模型结构和用户界面，使得 SWMM 易于使用，更适合于水文学家、工程师和水资源管理专家的应用。



本手册服务于已经具有一定的水文学和水力学知识的新 SWMMH 用户的实践应用指导。它包含的例子，说明 SWMMH 怎样用于模拟一些最常见类型的雨水管理和设计问题。本手册讨论了以下应用案例：

1. **开发后的径流。**对应于几种设计暴雨事件，29 英亩居民区开发前后状态的地表径流计算。
2. **地表排水水力学。**利用 SWMMH 各种水力演算选项分析，将地表径流输送网添加到例 1 中开发后汇水面积上。

3. *滞留池设计*。对于例 2 的开发后条件，为满足水质控制和高峰流量减少准则，设计滞留池和出水口构筑物。
4. *低影响开发*。两种类型的低影响开发 (LID) 控制，滤草带和渗渠，放置在例 2 模拟的开发后汇水区域内。
5. *径流水质*。在例 2 的开发后汇水面积内，模拟总悬浮固体 (TSS) 的增长、冲刷和演算。
6. *径流处理*。例 3 和 4 中模拟的 LID 控制和滞留池中 TSS 的去除。
7. *双排水系统*。例 2 的地表排水系统转换为地下雨水管道和地上街道与边沟的并行系统，受制于超载水流和街道洪流。
8. *合流制排水管道系统*。例 7 的排水管道系统转换为合流制系统，携带旱季污水流量和雨季径流，包括各种分流构筑物和提升压力干管。
9. *连续模拟*。SWMMH 统计工具以连续 10 年历史降雨，用于分析例 3 设计的滞留池性能。

所有例子针对相同的汇水面积，一定程度上每一例建立在前一例子结果基础上。因此，建议读者从例 1 顺序操作到例 9，构建每一例子 SWMMH 执行需要的输入数据文件。然后将构建的输入文件与本文档原作者创建的文件比较。这些文件，以及完成例子需要的背景图像，在压缩文件 `epaswmm5_apps_manual.zip` 中提供。可以从 EPA SWMM 网址 <http://www.epa.gov/endnrml/models/swmm> 下载（或 SWMMH 网址 <http://sese.tongji.edu.cn>）。

本手册假设读者具有一定的基本知识，可以运行 SWMMH 5 并执行其功能，例如打开新的工程，设置工程缺省，将排水系统对象添加到工程，编辑这些对象的属性，以及显示模拟结果。更多的主题在 SWMMH 用户手册中覆盖，也可来自 EPA SWMM 网址（和 SWMMH 网址）。该手册包含了指导新用户通过每一步运行的教程案例。

例 1 开发后的径流

第一个例子说明怎样构建城市汇水区域的水文模型，以及怎样利用它比较开发前后条件下的雨水径流。它说明空间上将汇水面积分为更小的计算单元，称作子汇水区域，并讨论这些子汇水区域的特性，SWMMH 用它将降雨转换为径流。该例仅仅考虑了径流。汇水面积中的排水管渠径流流量演算，将在例 2 中讨论。

该类模型在实际中很常见。许多当地雨水法规和机构需要限制新开发区的高峰径流量。为了满足环境可持续性目标，类似的准则也用于限制总径流量。

1.1 问题描述

图 1-1 为 29 英亩自然汇水面积的等高线地形图，规划为新的居民区。该未开发的区域主要为牧场，土壤类型为粉质壤土。图 1-2 说明了该场地的开发规划。除了位于公园区域的洼地，地形上没有多大变化。这意味着将来街道总体上遵从自然坡度。居民区街道将具有 2% 的坡度，便于排水。开发后的场地将通过涵洞将径流排向河流，汇水面积的出水口点位于场地东南侧的街道。

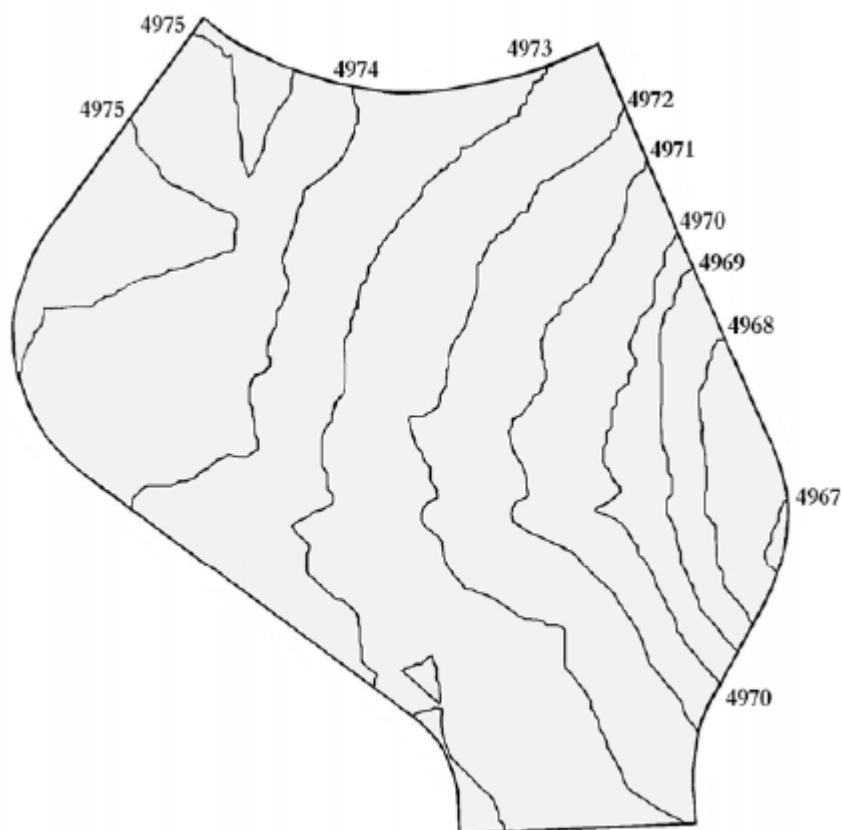


图 1-1 未经开发的场地

目标为了估计汇水面积出水口的雨水流量，并将它们与城市化之前产生的比较。方法来自雨水排水手册，对于一系列合成的设计暴雨，相关于不同的重现期，计算汇水面积的水文响应。这里使用的设计暴雨将为 2 小时事件，重现期分别为 2, 10 和 100 年。该例中使用的多数参数数值来自 SWMM 用户手册公布的表格 (Rossman, 2008)，通过丹佛城市排水和洪水控制区域 (UDFCD) (UDFCD, 2001) 公布的设计指南补充。

建立的两个模型，一个代表当前未开发条件下的汇水面积，另一个代表了完全开发后的汇水面积。在当前和将来条件下，初步估计汇水面积出水口流量，将需要定义没有渠道化的流量，仅仅模拟作为地表漫流的径流。本手册的例 2 将把草洼、渠道和涵洞的输送系统添加到模型。

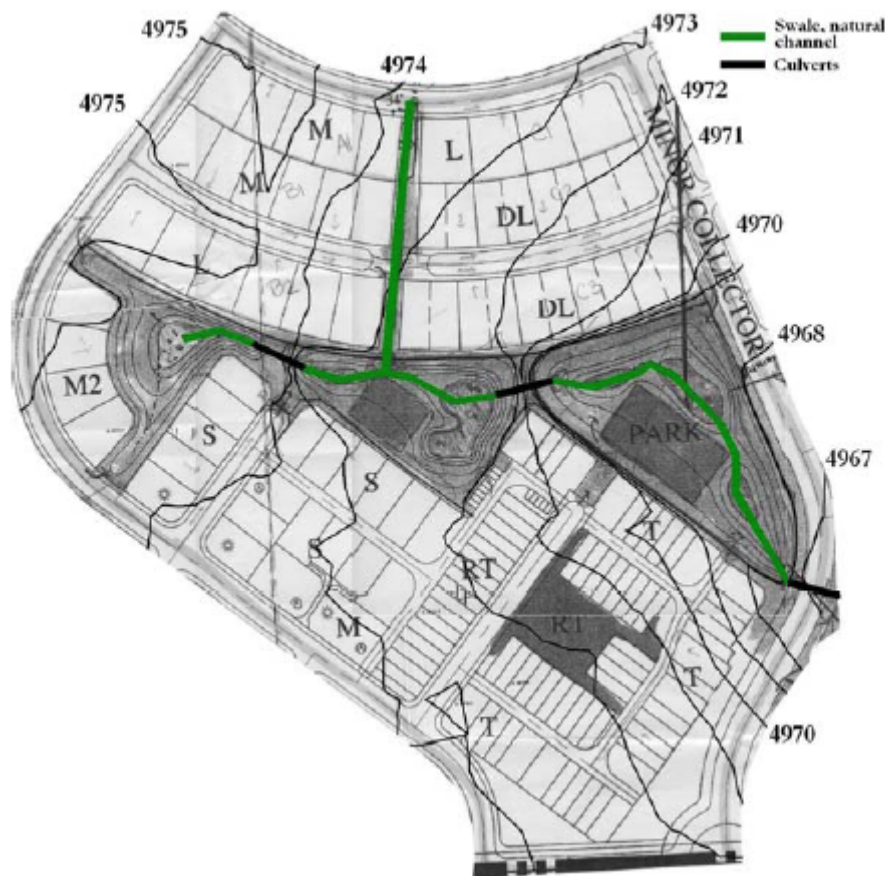


图 1-2 开发之后的场地

1.2 系统表达

SWMMH 为一个分布式模型，意味着为了捕获地形、排水路径、土地覆盖和土壤特征的空间变化对径流产生的效应，研究面积可以分隔为任意数量的不规则子汇水面积。理想化的子汇水区域可概化为一个矩形表面，具有均匀的坡度和宽度 W ，排向单一出水渠道，如图 10-3 所示。每一子汇水区域可以进一步分为三种子面积：具有洼地（滞留）蓄水的不渗透面积，没有洼地蓄水的不渗透面积，以及具有洼地蓄水的渗透面积。只有洼地蓄水的渗透面积允许具有渗入到土壤的降雨损失。

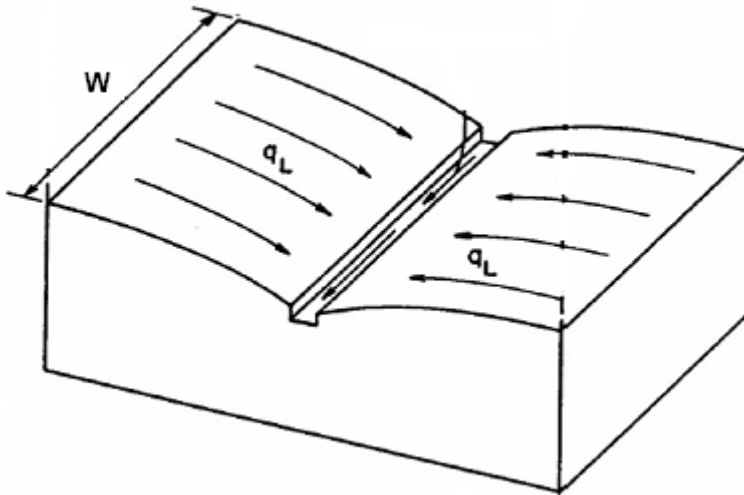


图 1-3 子汇水面积的理想化表示

SWMMH 中通过以下输入参数集定义子汇水面积的水文特性：

- **面积**

这是子汇水面积边界包围的面积。其数值直接来自地图、现场调查，或者当汇水面积按比例绘制在 SWMM 的研究面积地图中时，通过 SWMMH 的自动长度工具计算。

- **宽度**

宽度定义为子汇水面积与地表漫流最长路径长度的比值。如果具有多条这样的路径，那么利用它们的长度平均值计算宽度。

使用该方法时，必须注意不要将渠道化的流量作为水流路径的一部分。在自然面积中，真实地表漫流在汇集到溪流之前，发生的距离大约仅 500 英尺。城市化区域，真实地表漫流在收集到明渠或者管道之前可能很短。对于非城市汇水面积，最大地表漫流长度 500 英尺是合适的；对于城市汇水面积，典型地表漫流长度为距离代表性地块街道中心的长度。如果汇水面积内地表漫流变化显著，那么应采用面积权重平均值。

因为总是难以确定所有子汇水面积内的地表漫流路径，宽度参数通常认为是一个校验参数，为了产生在观测和计算径流过程线之间的很好匹配，其数值可以调整。

- **坡度**

这是径流地表的坡度，对于渗透和不渗透地表是相同的。如果子汇水面积内具有多个这样的路径，该坡度认为是地表漫流路径或者它的面积权重平均。

- **不渗透性**

这是不渗透地表覆盖的子汇水面积百分比，例如屋顶和路面，降雨不能通过它渗透。不渗透性通常为汇水面积水文特征的最敏感参数，取值范围从未开发面积的 5%，到高密度商业区的 95%。

- **粗糙系数**

粗糙系数反映了地表漫流通过子汇水面积表面时遇到的阻力。因为 SWMMH 利用曼宁公式计算地表漫流量，该系数等于曼宁粗糙系数 n 值。子汇水面积的不渗透部分和渗透部分需要独立的数值，因为渗透 n 值通常高于不渗透 n 值一个量级（例如密集树林区域为 0.8，而光滑沥青为 0.012）。

- **洼地蓄水**

洼地蓄水对应于任何径流发生之前必须注水的量。不同的数值可用于子汇水面积的渗透和不渗透面积。它表示了初始损失，例如地表积水、平缓屋顶和植被的截留，以及地表润湿。典型数值范围如不渗透地表为 0.05 英寸，森林区域为 0.3 英寸。

- **没有洼地蓄水的不渗透面积百分比**

该参数考虑满足洼地蓄水之前降雨开始后发生的立即径流。它表示了靠近边沟没有地表蓄水的路面、小块屋顶；以及新的路面还没有地表积水，直接排向街道边沟的管渠等。该变量的缺省数值为 25%，但是在每一子汇水面积中可以改变。除非知道存在特殊的环境，没有洼地蓄水的不渗透面积百分比推荐采用 25%。

- **渗入模型**

在 SWMMH 中可以采用计算子汇水面积渗透面积渗入损失的三种不同方法，分别为 Horton, Green-Ampt 和 Curve Number 模型。哪种模型最好，没有取得一致意见。Horton 模型在动态模拟中具有长的历史；Green-Ampt 模型更加基于物理特征；Curve Number 模型来自（但不同于）著名的 SCS 曲线数方法，用于简化径流模型中。

本例将采用 Horton 模型，参数包括：

- **最大渗入速率**：暴雨开始时的初始渗入速率。因为它取决于前期土壤含湿条件，它很难估计。典型数值范围从干燥粘土的 1 in/h，到砂子的 5 in/h。
- **最小渗入速率**：当完全饱和时维持的最小渗入速率。通常设置等于土壤饱和和导水率。后者具有大范围数值，取决于土壤类型（例如粘土为 0.01 in/hr，砂子高达 4.7 in/hr）。
- **衰减系数**：该参数确定渗入速率怎样从最初最大数值“衰减”到最小数值。典型数值范围在 2 到 7 hr⁻¹ 之间。

- **降水输入**

降水为降雨—径流量模拟中的主要驱动变量。雨水径流容积和速率直接取决于降水程度及其在汇水面积上的时空分布。SWMMH 中每一子汇水面积连接到一个雨量计对象，它描述了汇水面积降雨输入格式和源头。

1.3 模型设置—未开发场地

未开发场地的 SWMMH 模型如图 1-4 所示。它包含雨量计 *RI*，为单一子汇水面积 *SI* 提供的降水输入，径流的排放口 *OI*。注意未开发场地等高线地图作为背景图像，其上绘制了汇水面积的轮廓。该模型的 SWMMH 输入文件命名为 **Example1-Pre.inp**。

子汇水面积属性

由现场等高线图看出，它的地形较为均匀，在盆地内不存在良好定义的渠道，意味着主要发生地表漫流。没有道路或者其他局部不渗透面积，土壤类型在整个汇水面积类似（夏普斯堡粉质壤土）。因此，不需要根据汇水面积属性的空间分布分解。单一子汇水区域 *SI* 的径流排向自由排放口节点 *OI*，其标高为 4967 ft。

图 1-4 所示的面积并不是整个开发前的自然汇水面积，以开发后的道路为边界，为便于两种条件（开发前后）的比较。

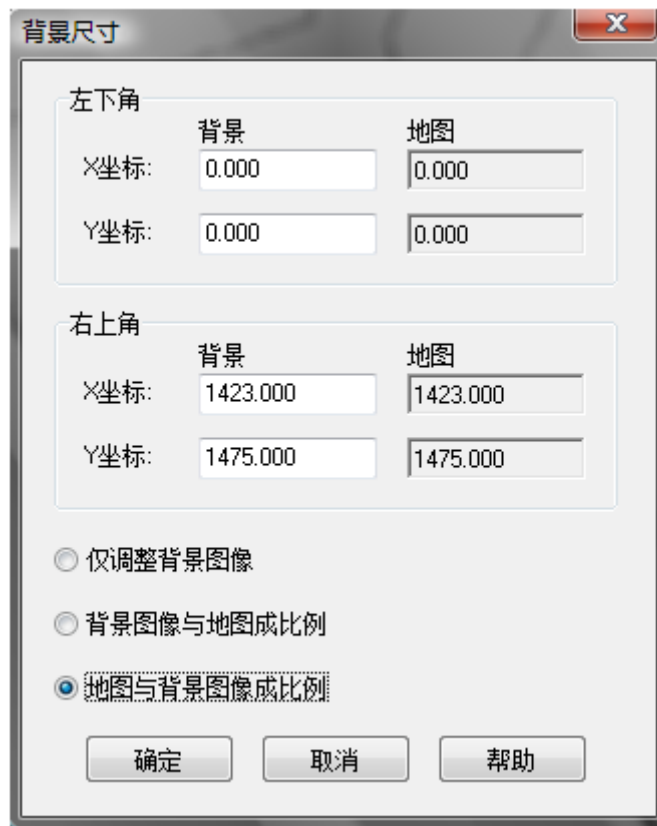
赋给单一子汇水面积 *SI* 的属性总结在表 1-1 中。它们的数值是根据未开发的场地，主要为牧场，包含了粉质壤土。该土壤类型的参数数值见 *SWMMH 用户手册* 和 *UDFCD 指导手册*。

在 SWMMH 中使用背景图像

为了协助布置排水系统对象，SWMMH 可以将图像作为工程研究面积地图的背景。该图形通常为已知尺寸的场地地图。任何位图图形文件（**BMP** 扩展名），Windows 图元文件（**WMF** 或 **EMF** 扩展名）或者 JPEG 图形文件（**JPG** 或 **JPEG** 扩展名）可用作背景。这些图形通常来源于场地的 CAD 或 GIS 绘图，电子或者扫描的地形图（或者街道地图）。

添加背景图形之前，为了正确设置地图比例，必须已知图形中表示的实际横向和纵向尺寸。为了将合适比例的背景图形添加到 SWMMH 工程，操作如下：

1. 从主菜单中选择视图|背景|调用。
2. 在显示的 *背景图像选择器* 对话框中输入需要调入的背景图像文件名。关闭该对话框之后，背景将显示在研究面积地图之中，具有缺省的尺寸集。
3. 为了适当设置背景和地图的比例，从主菜单中选择视图|背景|改变尺寸。在 *背景尺寸* 对话框中，选中“*地图与背景图像成比例*”检查框，它将自动调整地图的尺寸与背景相同。然后左下角坐标输入 0, 0；右上角坐标输入背景的宽度和高度。



4. 最后，从主菜单重选视图|尺寸，为地图尺寸选择合适的单位（通常为英尺或米）。如果希望突出显示背景图像，以便使添加的排水系统对象在地图中更加明显，可以通过转换主菜单中的视图|背景|水印选项完成。

子汇水区域面积利用 SWMMH 的 *自动长度* 工具确定。汇水面积宽度通过首先假设按照未开发面积所推荐的 500 ft 最大地表漫流长度计算。径流汇集到小溪的时间不再作为均匀平面上的地表漫流。根据该假设，子汇水面积分为具有水流路径长度为 500 英尺下的子面积。图 1-5 说明具有三个这样的面积，水流路径每一个为 500 ft。于是，平均水流长度也为 500 ft。

当总子汇水面积 28.94 英亩(1,260,626 ft²),除以平均水流长度,得到子汇水面积宽度为 2,521 ft。汇水面积平均坡度来自构成地表漫流路径中三个子面积坡度的面积权重平均值,如图 1-5 和表 1-2 所示。其值为 0.5。

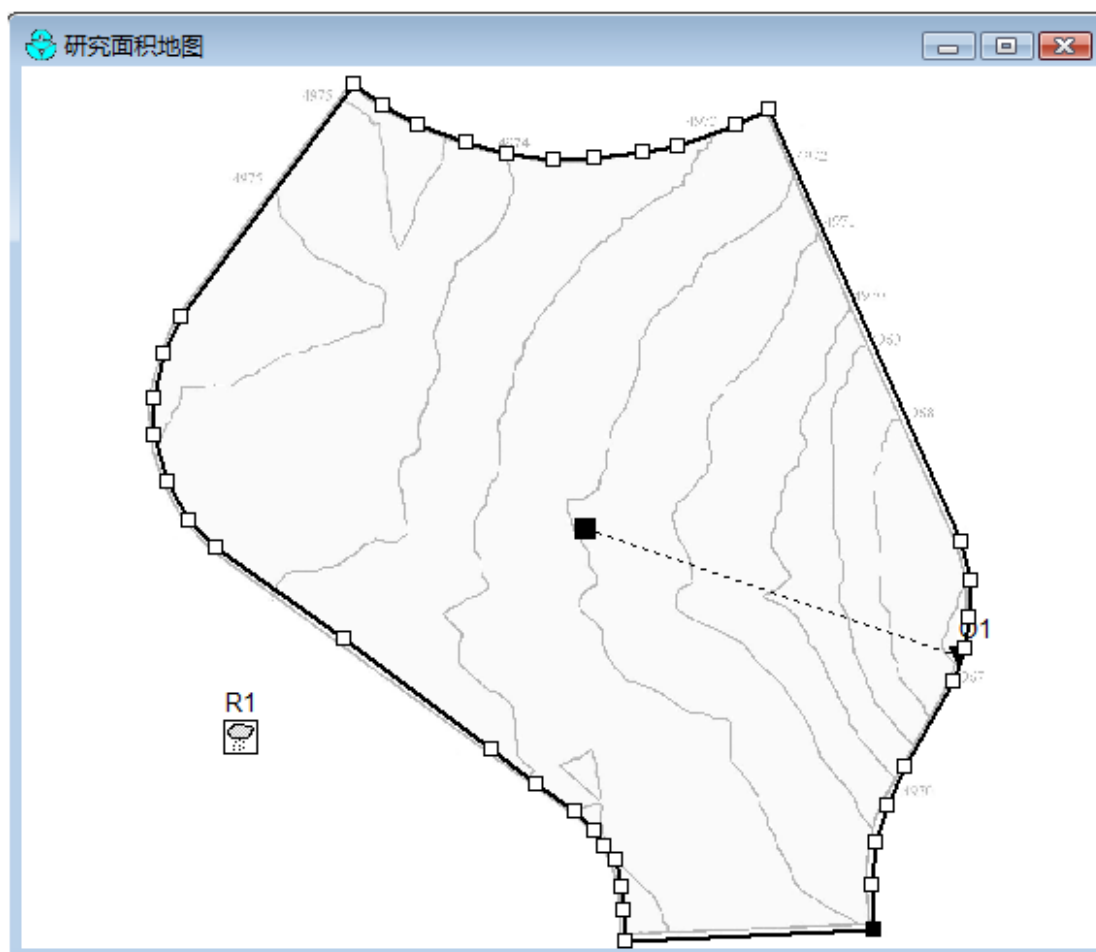


图 1-4 未开发研究面积的 SWMMH 表示

表 1-1 未开发汇水面积的属性

属性	数值	属性	数值
面积	28.94 ac	渗透性洼地蓄水	0.3 in.
宽度	2521 ft	不渗透性洼地蓄水,	0.06 in.
坡度	0.5%	无洼地蓄水不渗透性	25%
不渗透性	5%	最大渗入速率	4.5 in/hr
不渗透性粗糙系数 N 值	0.015	最小渗入速率	0.2 in/hr
渗透性粗糙系数 N 值	0.24	渗入衰减系数	6.5 hr ⁻¹

选择 Horton 方法作为分析的渗入模型。赋给它的参数数值用于汇水流域中的粉质壤土,列于表 1-1。建议在采用文献数值之前,利用来自研究面积的可用特定现场数据。

雨量计属性

雨量计 R1 的属性描述了用于研究面积的降水数据源头和格式。该例中,降雨数据包含了三个合成的设计事件,表达为 2 小时历时的 2, 10 和 100 年暴雨。每一暴雨通过 SWMMH

模型中独立的时间序列对象表示，包含了 5 分钟时间间隔的降雨强度记录。时间序列分别命名为 2 年，10 年和 100 年，点绘在图 1-6 中。每一暴雨的总深度分别为 1.0，1.7 和 3.7。用在 SWMMH 中这些设计暴雨来自科罗拉多州柯林斯堡市的降雨资料（City of Fort Collins, 1999）。

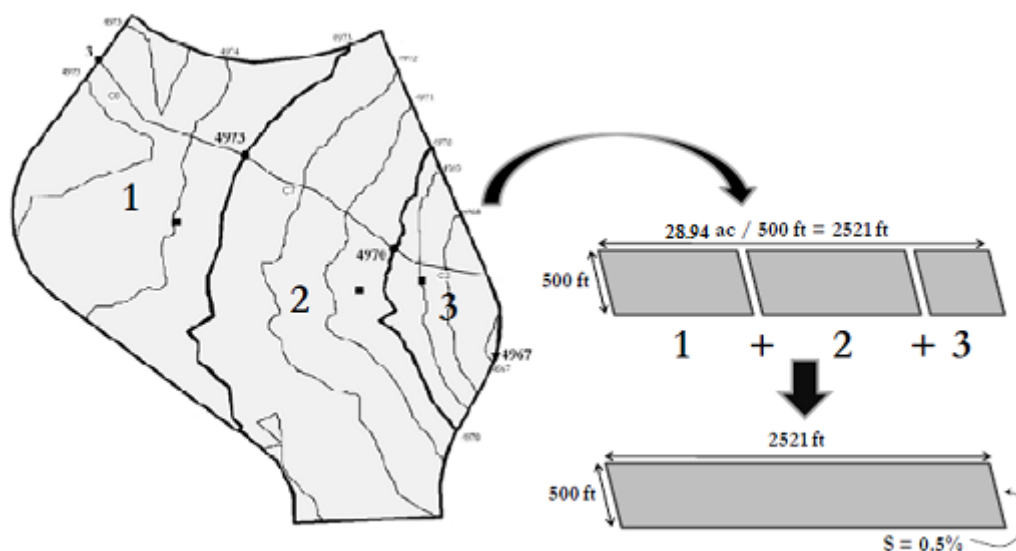


图 1-5 未开发汇水面积宽度的计算

表 1-2 未开发汇水面积水流长度和坡度

子面积	水流路径 长度 (ft)	相应面积 (A_i) (ac)	上游标高 (ft)	下游标高 (ft)	标高差 (ft)	坡度 (S_i) (%)
1	500	11.13	4974.8	4973	1.8	0.4%
2	500	14.41	4973	4970	3	0.6%
3	500	3.4	4970	4967	3	0.6%
平均	500					0.5 ¹

¹ 权重均值对应于
$$\sum_{i=1}^{i=3} \frac{S_i \cdot A_i}{\sum A_i}$$

1.4 模型结果—未开发场地

分析选项

表 1-3 说明了用于执行模拟的分析选项。对每一种设计暴雨事件执行一次，共进行了三次模拟运行。为了分析特定暴雨事件，仅仅需要将雨量计的序列名称属性更改为感兴趣的降雨时间序列。于是每一暴雨到达排放口的总流量绘制为一张图，便于比较。

模拟结果

图 1-7 说明了每一设计暴雨获得的出水过程线。它通过以下过程创建，文本框标题为从 SWMMH 导出数据。注意随着重现期的增加，高峰流量的显著增加，以及它是怎样敏感于降

雨强度。(为了比较,绘制了2年暴雨雨量图。)对于不同重现期,流量增加的速率远高于降雨量改变的速率。这是因为在较大暴雨中土壤变得饱和,导致更多的降雨成为径流。

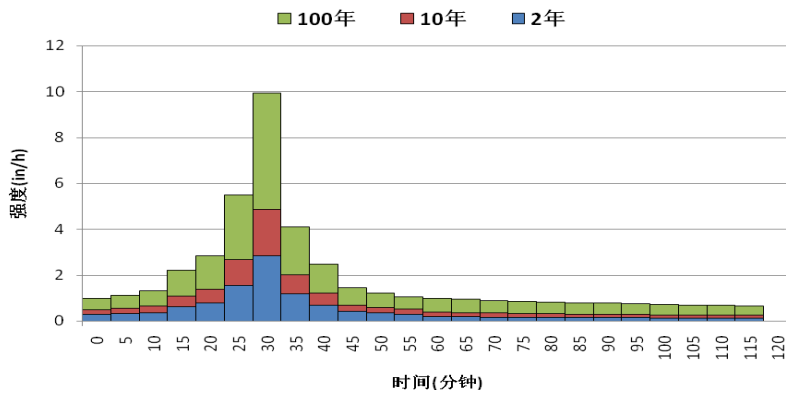


图 1-6 设计暴雨雨量图

表 1-3 分析选项

选项	数值	解释
流量单位	CFS	总体采用美制单位
演算方法	运动波	必须指定演算方法,但是本例在地表漫流计算中不使用
分析开始时间和日期	01/01/07 - 00:00	对于单个事件模拟不重要
报告开始时间和日期	01/01/07 - 00:00	立即开始报告结果
分析结束时间和日期	01/01/07 - 12:00	12 小时模拟(暴雨历时为 2 h)
报告时间步长	1 分钟	短时间模拟结果的详细程度
旱季径流时间步长	1 小时	对于单个事件模拟不重要
雨季径流时间步长	1 分钟	应低于降雨间隔
演算时间步长	1 分钟	不应超过报告时间步长

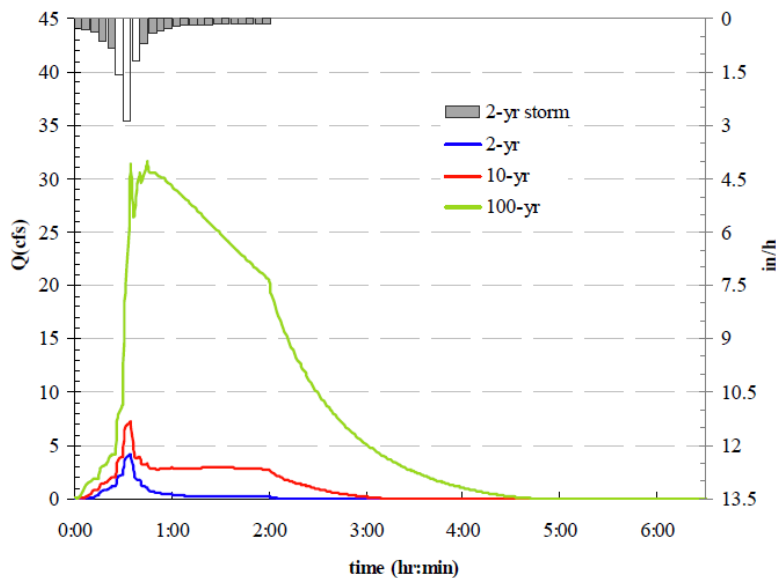



图 1-7 未开发场地的径流过程线(流量 Q 与时间)

SWMMH 中可用的测量工具

SWMMH 的图形用户界面具有几种工具，有助于测试工程研究面积地图的距离和面积。一种工具为*自动长度*选项。如果*自动长度*开启，任何被绘制或者编辑的子汇水面积多边形轮廓线，将具有自动计算的面积，并保存在它的面积属性中。管渠长度也具有同样的方式。*自动长度*的当前状态在 SWMMH 主窗口底部的状态条中说明。它可以通过点击靠近*自动长度*显示的下拉式箭头进行开关转换。

*自动长度*的另一特征是能够重新计算所有子汇水面积和所有管渠的长度。当用户改变了地图的比例、在英制和公制单位之间转换，或者*自动长度*关闭时进行大量地图的编辑，该能力证明是有用的。为了执行该特征，保证*自动长度*开启，从主菜单中选择*视图|尺寸*。在显示的*地图尺寸*对话框中，选中需要重新计算所有长度和面积的选项。不需要改变对话框中的任何其他设置，除非希望这样做。一旦点击了*确定*，地图中所有汇水面积和管渠将具有更新的面积和长度。

第二种测试工具是*计算尺*工具。它用于测量折线的距离，以及如果折线封闭形成了多边形，计算其面积。为了激发*计算尺*工具，从*地图工具*条中选择按钮。然后用鼠标点击开始测试的第一个点，沿着测试路径上的中间点连续点击。为了完成路径和确定长度，在终点点击右键（或敲击回车（**Enter**）键）。为了测试多边形的周长和面积，需要路径的终点与起点相同。

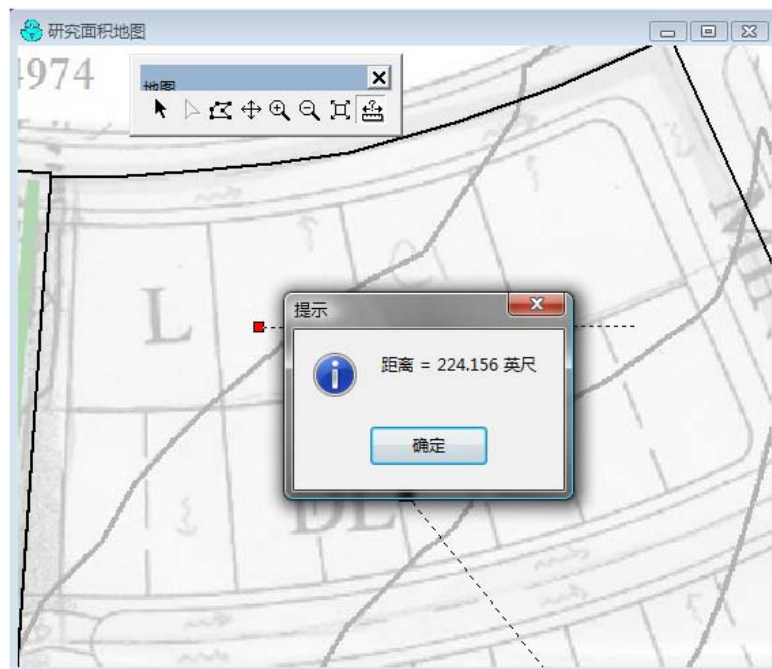

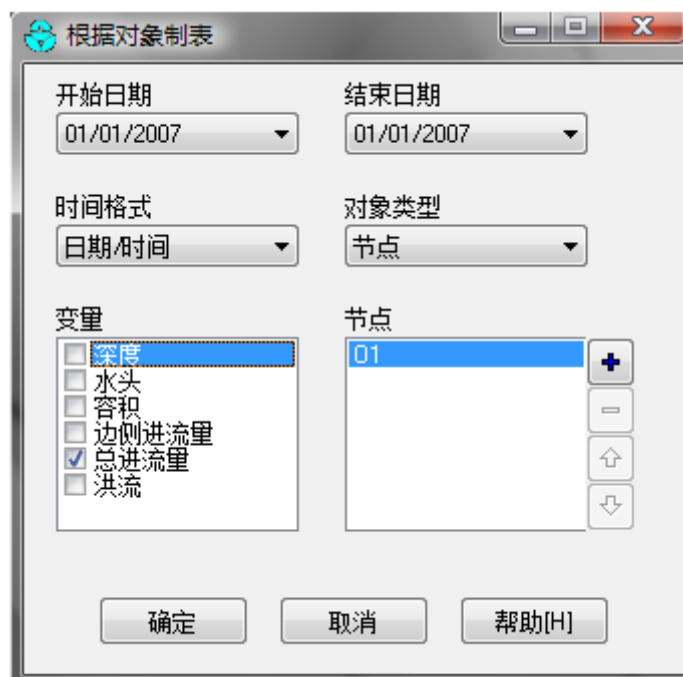


表 1-4 比较了每一设计暴雨的高峰降雨强度、总降雨、总径流容积、径流系数、高峰径流量和总渗入容积。此外，最后一列提供了每一情况的降雨渗入百分比。这些数值直接来自 SWMMH 状态报告中的子汇水面积径流总结表。

从 SWMMH 中导出数据

每一次执行的结果数据可以绘制在 SWMMH 界面中的同时，利用较前执行的那些，不可能绘制额外的运行结果。为此，来自一次运行的结果必须导出到电子表格或者其他绘图软件。很容易从 SWMMH 导出图形和表格数据。以下步骤解释怎样导出 2 年和 10 年暴雨下，汇水面积出水口看到的径流数据。

1. 执行 2 年模拟。点击汇水流域排放口 *O1*，然后在 *标准工具条* 中选择表格图标。
对于该例，选择“*通过对象...*”
2. 在 *根据对象制表* 对话框中，选择时间格式为日期/时间，选择变量为总进流量。点击确定。



3. 将显示径流量及其时间的表格。从主菜单中选择 *编辑 | 全选* 然后 *编辑 | 复制到...*。在 *复制表格* 对话框中，具有复制数据到剪贴板，从这里直接粘贴到电子表格，或者保存为文本文件。在该例中选择 *剪贴板*。打开电子表格文档，将剪贴板内容粘贴入。
4. 返回到 SWMMH，执行 10 年暴雨计算，重复步骤 1 到 3。将数据粘贴到相同的电子表格，靠近 2 年暴雨的数据。
5. 现在利用电子表格中的离散点图和格式工具，在相同图形中绘制运行结果下的 *总进流量* 数据。

1.5 模型设置—开发场地

不渗透地表的增加和地表漫流长度的减少，是城市化过程中影响汇水面积水文响应的主要因素。渗透性地表的减少引起了额外的地表径流，以及较高和较快的高峰流量。本部分，将模拟开发后条件下示例场地的径流水文过程。该模型的 SWMMH 输入数据文件见

Example1- Post.inp。其次将注重于降雨--径流形成过程和地表漫流过程。渠道化元素的演算将在例 2 中讨论。

表 1-4 未开发场地的结果总结

设计暴雨	高峰降雨 (in./h)	总降雨 (in.)	径流容积 (in.)	径流系数 (%)	高峰径流 (cfs)	总渗入 (in.)	渗入降雨 百分比
2 年	2.85	0.978	0.047	4.8	4.14	0.93	95.1
10 年	4.87	1.711	0.22	13.1	7.34	1.48	86.5
100 年	9.95	3.669	1.87	50.8	31.6	1.80	49.1

汇水面积离散化

城市化汇水面积中，具有渠道化元素（边沟和洼地）将径流导向场地的出水口。研究面积划分为单个子汇水面积，不仅仅取决于土地特征的空间变化性，而且取决于渠道化元素的位置。对于示例研究面积（见图 1-2），开发场地规划的观测，建议分为七个子汇水面积是充分的，为了表示规划土地利用的空间差异和场地内渠道化元素的位置。子汇水面积边界通过集合其中潜在地表漫流路径共享相同的方向，并排向相同收集渠道的子面积确定。离散化后的结果见图 1-8。

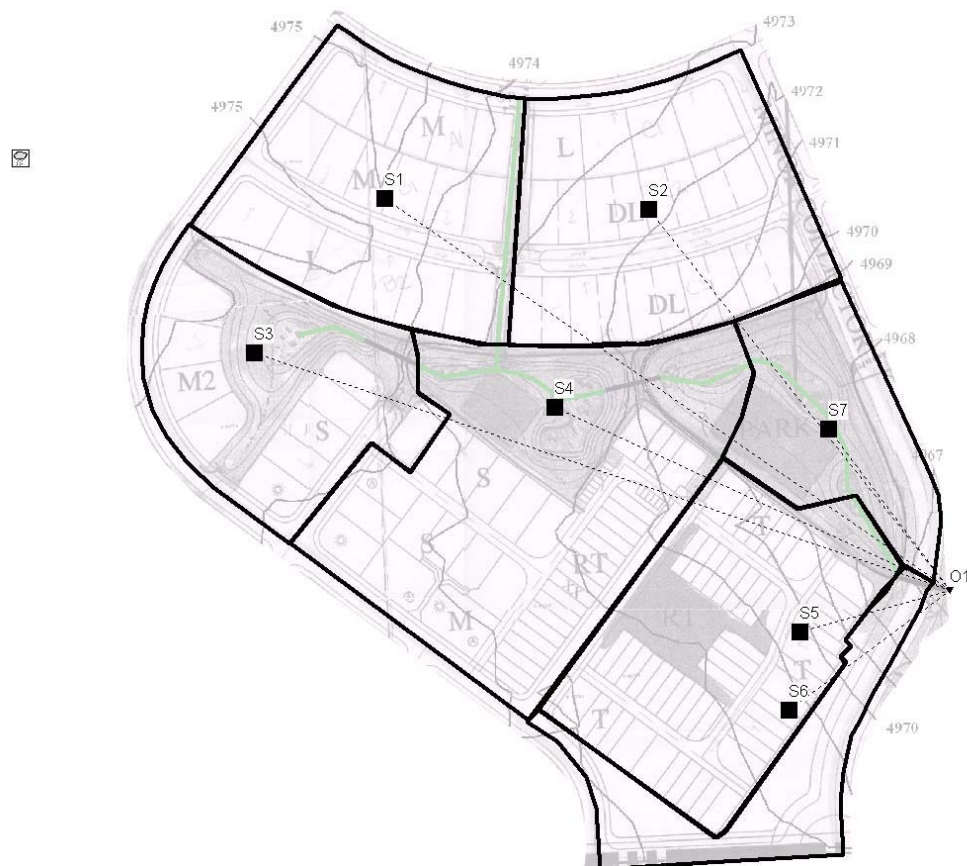


图 1-8 开发场地离散化为子汇水面积

图 1-8 说明所有将地表漫流直接排向汇水面积出水口节点 O1 的子汇水面积。事实上，每一子汇水面积的排放出水口应为径流进入渠道化排水系统的点。可是，由于该例没有考虑通过汇水区域内任何渠道化元素的演算（例 2 覆盖了该事项）。对于所有子汇水面积，将研

究面积的出水口节点 (OI) 用作共同出水口, 这是可接受的。该点的标高为 **4962 ft**, 它对应于街道下规划涵洞的底部标高。

几何参数

表 1-5 列出了每一子汇水面积的面积、水流路径长度、宽度、坡度和不渗透性。当每一子汇水面积的轮廓在成比例的背景图像中跟踪时, 面积利用 SWMMH 的 *自动长度* 工具计算。(更多信息见文本框 “*SWMMH 中可用的测量工具*”)。

表 1-5 开发场地中子汇水面积的几何特性

子汇水面积	面积 (ac)	水流长度 (ft)	宽度 (ft)	坡度 (%)	不渗透百分比
1	4.55	125	1587	2.0	56.8
2	4.74	125	1653	2.0	63.0
3	3.74	112	1456	3.1	39.5
4	6.79	127	2331	3.1	49.9
5	4.79	125	1670	2.0	87.7
6	1.98	125	690	2.0	95.0
7	2.33	112	907	3.1	0.0

图 1-9 说明怎样估计对应于子汇水面积 S2 的地表漫流路径长度, 它包含了整个住宅区。该子汇水面积可以表示为一个具有地表漫流长度等于从典型住宅后面到街道中心距离(本例中为 125 ft)的矩形面积。SWMMH 的宽度参数于是计算为面积 ($4.74 \text{ ac} = 206,474.4 \text{ ft}^2$) 除以地表漫流长度, 得到数值为 **1650 ft**。

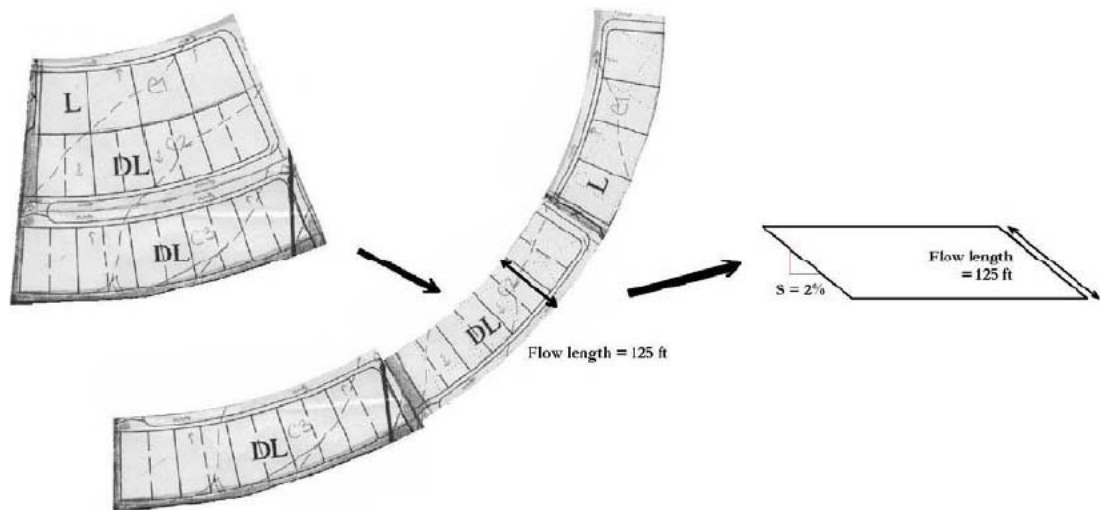


图 1-9 子汇水面积 S2 的地表漫流长度和坡度的定义

与 S2 不同, 子汇水面积 S3 和 S4 包含了住宅区和草地覆盖面积。它们的地表漫流长度计算为每一类型面积水流长度的面积加权平均值, 见图 1-10。它们的宽度通过将面积除以地表漫流长度确定。

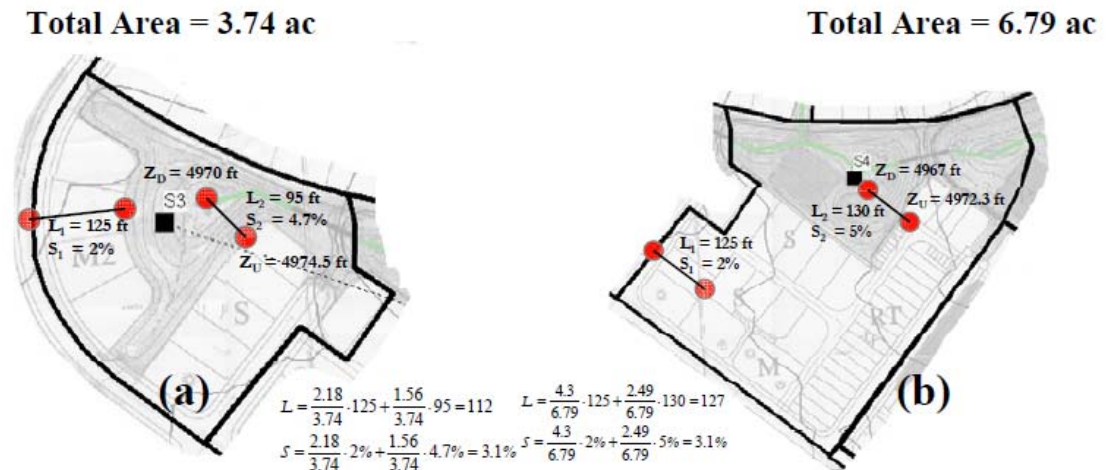


图 1-10 子汇水面积 S3 (a) 和 S4 (b) 的计算宽度和坡度

刻画多数城市化子汇水面积地表漫流的坡度，将为地块坡度，通常大约为 2%。图 1-10 说明了子汇水面积 S3 和 S4 的坡度怎样对应于住宅区和草坪覆盖面积中地表漫流路径坡度的面积加权平均值。

不渗透性

SWMMH 中不渗透性参数为有效或者直接连接不渗透面积，这通常小于总不渗透性。有效不渗透面积为直接排向雨水输送系统的不渗透面积，例如边沟、管道或者洼地。理想下，应直接在现场测试不渗透性，或者来自，确定屋顶、街道、公园、路面等土地面积百分比的正色摄影。当这些观测不可用时，利用其他方法是必要的。一种保守性近似，趋向于过高估计径流量，是利用径流系数作为不渗透性数值。径流系数是代表了降雨开始径流百分比的经验型恒定数值。利用径流系数表示子汇水面积的百分比不渗透性，导致较高的不渗透面积估计，因为数值的计算来自子汇水区域不渗透和渗透面积的径流。对于纯粹说明性目的，该例将使用径流系数，以估计开发汇水区域中每一子汇水面积的不渗透性。涉及的步骤如下：

1. 确定子汇水面积中所有主要土地利用类型。
2. 计算子汇水面积中每一土地利用 j 的面积 A_j 。
3. 将径流系数 C_j 赋给每一土地利用类 j 。典型数值来自排水准则和基本文献 (例如 UDFCD, 2001; Akan, 2003)。假设渗透面积径流系数为 0。
4. 不渗透性 I 计算为子汇水面积中所有土地利用的径流系数面积加权平均值，

$$I = (\sum C_j A_j) / A, \text{ 式中 } A \text{ 为子汇水面积的总面积。}$$

当当前例子使用该方法时，获得表 1-6 和 1-7 中列出的结果。表 1-6 说明了显示在伴随径流系数的开发场地各种土地利用类型。后者从 the City of Fort Collins Storm Drainage Design Criteria and Construction Standards (City of Fort Collins, 1984 and 1997) 中获得。表 1-7 列出了现场子汇水面积中每一土地利用的面积量。这些面积用于计算加权平均径流系数，用作给定子汇水面积的不渗透性代理。

剩余参数

开发场地的剩余汇水面积属性（粗糙系数、洼地蓄水和渗入参数）与未开发条件相同，类似的分析选项用于模拟。对于未开发条件中使用的参数数值，参考表 1-1 和 1-3。

表 1-6 开发场地的土地利用分类

Id	土地利用	径流系数 (C)
M	中等密度	0.65
L	低密度	0.45
DL	复式	0.70
M2	中等密度	0.65
S	公寓, 高密度	0.70
RT	商业	0.95
T	商业	0.95
P	自然 (公园)	0

表 1-7 开发场地中子汇水面积的土地利用覆盖 (ac) 和不渗透性

子汇水 面积	总面积 (ac)	面积 M	面积 L	面积 DL	面积 M2	面积 S	面积 RT	面积 T	面积 P	不渗透性 (%)
S1	4.55	2.68	1.87	0	0	0	0	0	0	56.8
S2	4.74	0	1.32	3.42	0	0	0	0	0	63
S3	3.74	0	0	0	1	1.18	0	0	1.56	39.5
S4	6.79	0.61	0	0	0	2.05	1.64	0	2.49	49.9
S5	4.79	0	0	0	0	0	0.7	3.72	0.37	87.7
S6	1.98	0	0	0	0	0	0	1.98	0	95
S7	2.33	0	0	0	0	0	0	0	2.33	0

1.6 模拟结果—开发场地

出水口过程线

图 1-11 说明了研究场地开发后每一设计暴雨获得的出水过程线(节点 *OI* 的总进流量)。正如开发前的过程线, 高峰径流发生在靠近高峰降雨, 当重现期增加时, 高峰流量显著增加。不象开发前的情况, 一旦降雨停止, 开发后的过程线说明更快速的下降。该特性可归因于开发后更大的不渗透性 (57%), 与开发前 (5%) 相比。表 1-8 总结了相同模式中每一设计暴雨获得的结果, 开发前的条件见表 1-4。

表 1-8 开发后条件结果总结

设计暴雨	高峰降雨 (in./h)	总降雨 (in.)	径流容积 (in.)	径流系数 (%)	高峰径流 (cfs)	总渗入 (in.)	降雨渗入 %
2 年	2.85	0.978	0.53	54.5	46.7	0.42	42.9
10 年	4.87	1.711	1.11	64.7	82.6	0.58	33.8
100 年	9.95	3.669	3.04	82.7	241	0.61	16.6

开发前后比较

表 1-9 比较了开发前后计算的总径流容积、径流系数和高峰流量。对于较大的暴雨事件, 渗入在径流产生中起次要作用, 两种情况响应更加类似。开发后的总径流容积近似为 10, 5 和 2 倍于开发前的条件, 分别对应于 2 年、10 年和 100 年暴雨。对于 2 年和 1-年暴雨, 高峰流量大约为 10 倍; 但是对于 100 年事件, 仅仅为 7 倍。

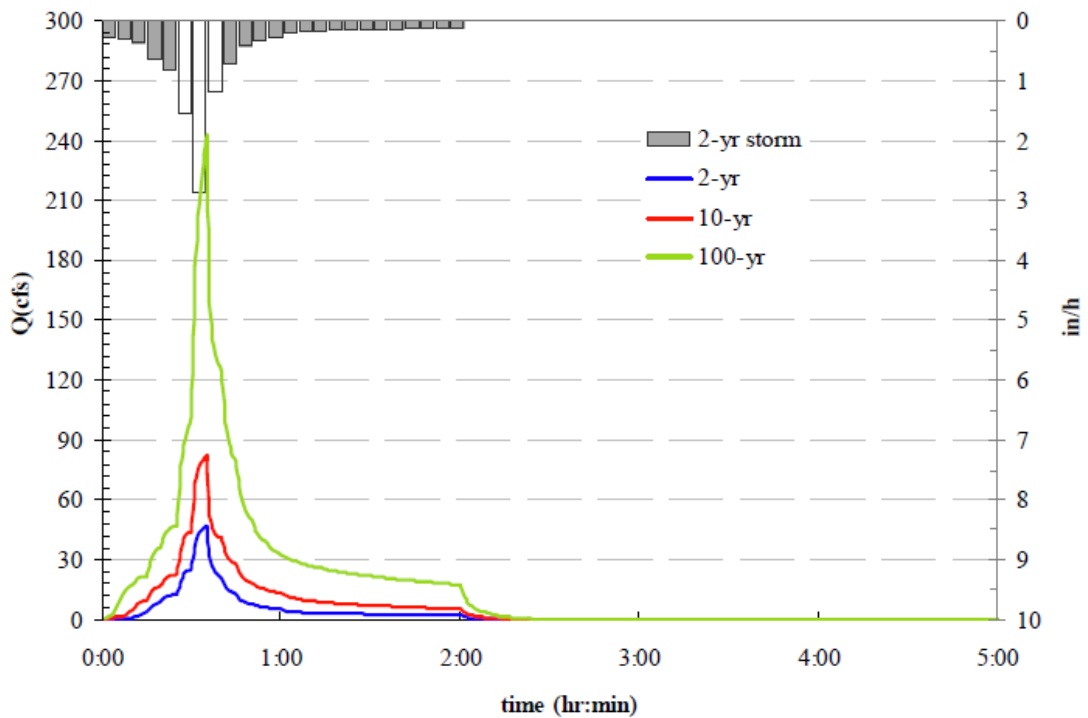


图 1-11 开发场地的径流过程线（流量 Q 与时间）

表 1-9 开发前后的径流比较

设计暴雨	总降雨 (in.)	径流容积 (in.)		径流系数 (%)		高峰径流 (%)	
		前	后	前	后	前	后
2 年	0.978	0.047	0.53	4.8	54.50	4.14	46.74
10 年	1.711	0.24	1.11	13.1	64.70	7.34	82.64
100 年	3.669	1.87	3.04	50.8	82.70	31.6	240.95

1.7 总结

本例将 SWMMH 用于估计不同降雨事件下的径流响应，对于 29 ac 自然面积上建造的开发区。对于每一事件，比较了开发前后径流高峰和总容积。该例理解的关键点为：

1. 构造计算径流的 SWMMH 模型需要研究面积适当划分为较小子汇水面积的集合。这些可以通过检验径流可以作为地表漫流输送的潜在路径，以及服务于截流该径流，自然的和人工收集渠道的位置。
2. 可以根据公布的各种土壤类型和土地利用表格化的数值，初始估计多数子汇水面积参数。其中的主要例外是，宽度参数应根据径流输送的地表漫流路径长度。
3. 真实地表漫流的路径长度应限制在 500 ft，或者如果小于 500 ft，到达收集渠道/管道的距离。
4. 城市开发可以创造不渗透性，较大增加了高峰径流量和总径流容积。

例 2 将进一步提炼建模过程，将添加雨水收集系统并演算该系统的径流量。

例 2 地表排水水力学

例 1 说明了怎样构建城市汇水面积的水文模型，比较了开发前后的雨水径流，其中没有考虑水力演算。本例将演示 SWMMH 的水力元素和流量演算方法，怎样用于模拟地表排水系统。例 1 建立的开发后模型中将添加输送网络，以及确定为了通过具有重现期为 2 年、10 年和 100 年的 2 小时合成暴雨事件的尺寸。为了简化，明渠（例如洼地或者边沟）将用于输送流量。本例开发的简单演算网络将在例 7 中进一步构建，将根据典型排水设计准则添加设计的额外明渠和地下管道。

2.1 问题描述

图 2-1 和 2-2 说明了例 1 中开发前后研究面积的 SWMMH 模型布置。在图 2-1 中，开发前场地通过单一子汇水面积表示，其中通过假设最大地表漫流长度 500 ft 确定宽度参数，作为非开发面积的推荐。对于开发的情况（图 2-2），开发后场地被离散化为七个子汇水面积，利用每一类型面积水流长度的面积加权平均值计算子汇水面积宽度，所有子汇水面积将它们的地表漫流直接排向场地的出水口，节点 *OI* (见例 1 的第 1.5 部分)。

本例是为了将简单地表排水系统添加到开发后的场地。设计和确定边沟、草洼和涵洞系统尺寸，为了输送 100 年暴雨。通过该系统，演算三种设计暴雨（2 年，10 年和 100 年暴雨）的径流，利用 SWMMH 的三种可选水力演算方法。现场出水口的结果出流过程线将与例 1 没有使用水力演算得出的进行比较。

2.2 系统表达

SWMMH 将输送网络模拟为一系列具有管段连接的节点（图 2-3）。管段控制了从一个节点到另一个的流量，通常为管渠（例如明渠或者管道），但是也可以为孔口、堰或水泵。节点定义了排水系统的标高，以及相连管段终点使用的时变水头。通过模型的管段和节点输送的流量最终排向最后的节点，称作排放口。当利用动态波模拟时，排放口受制于可选的水力边界条件（例如自由排放口、固定水面、时变水面等）。这些排水系统元素的属性在文本框“SWMMH 中的水力元素”中详细解释。

水力演算是在每一瞬时，汇集输送网络中进入每一管渠上游端点所有进流量的过程，并输送这些流量到下游端点。结果流量受到多种因素影响，例如管渠蓄水、壅水和管道超载。SWMMH 可以执行三种不同方法的水力演算：*恒定流*、*运动波*和*动态波*。这三种方法总结如下。

- **恒定流**

*恒定流*演算是从管渠上游端点到下游端点水文过程线的瞬时转换，没有由于管渠存储的时间滞后或者形状变化。*恒定流*演算将简单加和选择节点上游所有子汇水面积的地表径流。

- **运动波**

*运动波*利用通过输送系统演算流量的常规流量假设。在*运动波*演算中，水力坡度线的坡度等于渠道坡度。*运动波*演算最适合于排水系统的上游、树枝状部分，其中没有流量约

束，可能引起显著的壅水或者超负荷。如果使用了“分流器”节点，它可用于非树状系统的近似流（即，多于一条出流管渠连接的那些节点）。

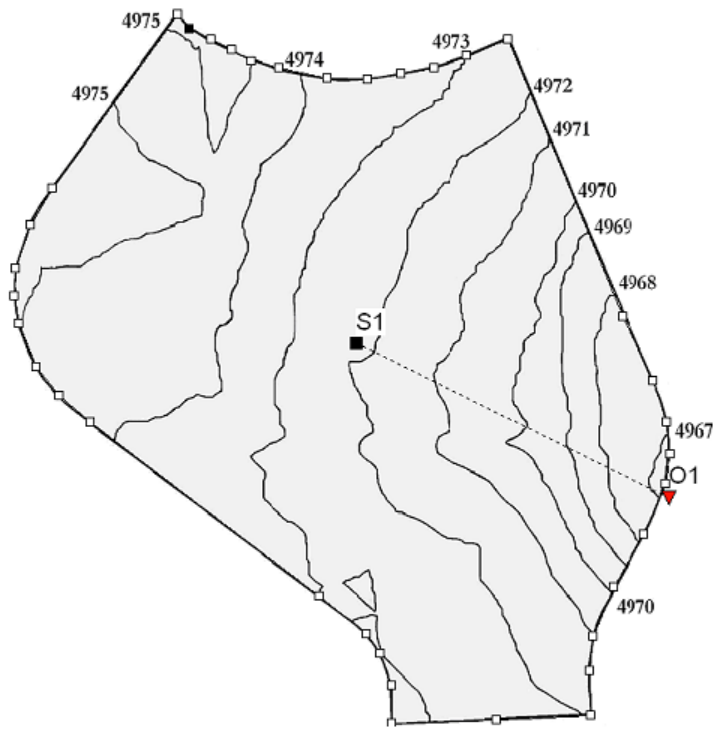


图 2-1 开发前的场地

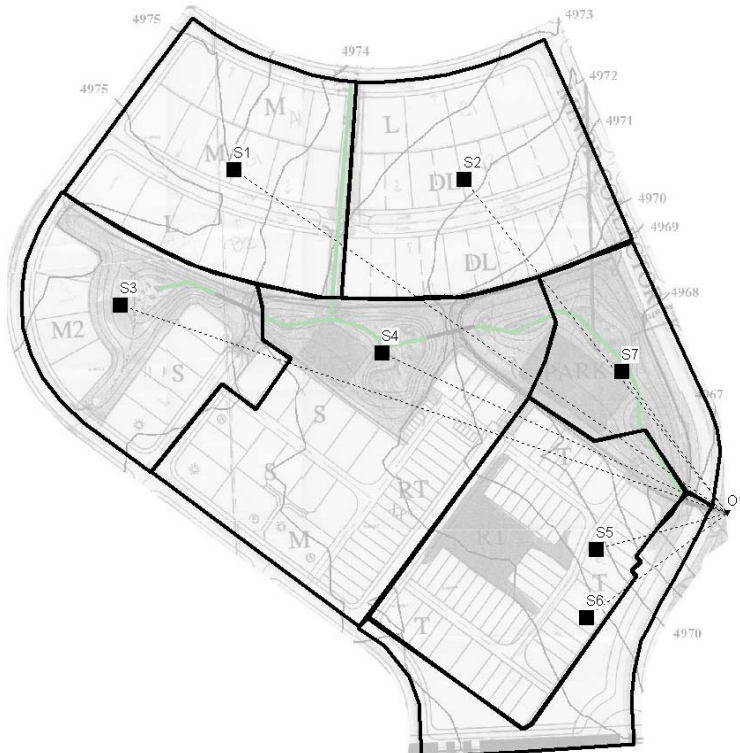


图 2-2 没有输送系统的开发后场地

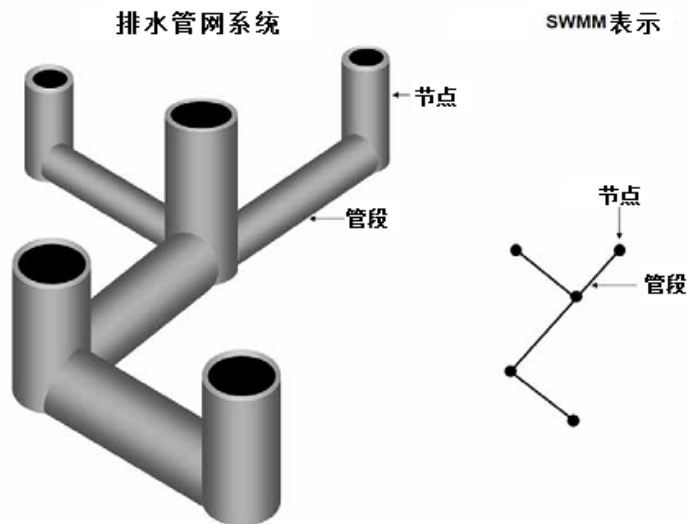


图 2-3 管段和节点

- **动态波**

动态波演算是功能最强大的流量演算方法，因为它解决了整个输送网络的完整一维圣维南方程组。该方法可以模拟城市排水系统中观测到的所有渐变流条件，例如壅水、超载流和积水。动态波可以模拟环状管渠系统和具有多于一条下游管段的连接节点（分叉系统）。模拟分叉系统的能力允许模拟并联的管道和边沟；例 7 将描述这种模拟的更先进特点。

2.3 模型设置

系统布局

图 2-4 说明了将要添加到开发场地的径流输送系统布局。它包含了 7 处草洼，3 条涵洞和一条街道边沟。本例为了估计场地出水口的流量，没有设计整个排水系统的所有元素。为此，仅仅考虑集成模型中演算径流到出水口的主要地表管渠。这些目的为了确定过大的尺寸，在场地没有积水发生时，确保产生的所有径流输送到出水口（超载管道和溢水连接节点的分析见例 7）。模型构造的起点是例 1 中创建的输入文件 Example1-Post.inp。

在例 1 中，设置子汇水面积宽度是为了适当表示地表漫流过程。所有子汇水面积直接连接到研究面积的出水口；没有模拟通过渠道的流量。本例中，子汇水面积的属性将与原先定义的相同，但是表示了整个场地渠道化流量的管渠，将添加到模型。

输送系统的定义通过确定节点（或者铰点）位置开始。如果径流进入输送系统，无论何时在两个或者多个渠道连接，以及渠道坡度或者断面显著变化处，节点是需要的。在堰、孔口、水泵、蓄水等位置它们也是需要的（孔口和堰作为蓄水设施的出水口，见例 3）。本例中节点的位置见图 2-5。它们标以 J1 到 J11。每一节点的内底标高（即最低连接渠道底部的标高）如表 2-1 所示。

SWMMH 中的水力元素

SWMMH 中模拟的所有水力元素分类为节点或者管段。这些元素利用表达水力特性需要和可选的属性说明。

水力元素	元素类型	示例或类型	必须属性	可选属性
节点	铰点	- 检查井 - 管渠坡度或断面 改变处	- 内底标高 - 最大深度 - 初始深度	- 超载深度 - 处理 - 进流量 - 积水面积
	分流器	- 切断 - 板 - 堰 - 溢流	- 内底标高 - 分流管段 - 类型 - 最大深度 - 初始深度	- 积水面积 - 超载深度 - 处理 - 进流量
	蓄水设施	- 水库 - 削峰滞留池 - BMP	- 内底标高 - 蓄水曲线 - 最大深度 - 初始深度	- 处理 - 进流量 - 蒸发因子
	排放口	- 自由 - 常规 - 固定 - 潮水 - 时间序列	- 内底标高 - 类型	- 进流量 - 处理 - 潮门
管段	管渠	- 自然渠道 - 封闭管渠 - 明渠	- 进水节点 - 出水节点 - 形状和断面尺寸 - 长度 - 粗糙度 - 进水偏移 - 出水偏移	- 初始流量 - 最大流量 - 进口损失系数 - 出口损失系数 - 平均损失系数
	水泵	- 离线 - 在线增量 - 变速在线	- 进水节点 - 出水节点 - 水泵曲线	- 初始状态 - 启动深度 - 关闭深度
	孔口	- 圆形孔口 - 矩形孔口	- 进水节点 - 出水节点 - 类型 - 形状和尺寸 - 进水偏移 - 流量系数	- 拍门 - 开启/关闭时间
	堰	- 宽顶 - 侧流 - V形槽 - 梯形	- 进水节点 - 出水节点 - 类型 - 几何尺寸 - 进水偏移 - 流量系数	- 拍门 - 终端收缩 - 终端系数
	出水口	- 用于模拟特殊水 头—流量关系	- 进水节点 - 出水节点 - 进水偏移 - 性能曲线	- 拍门

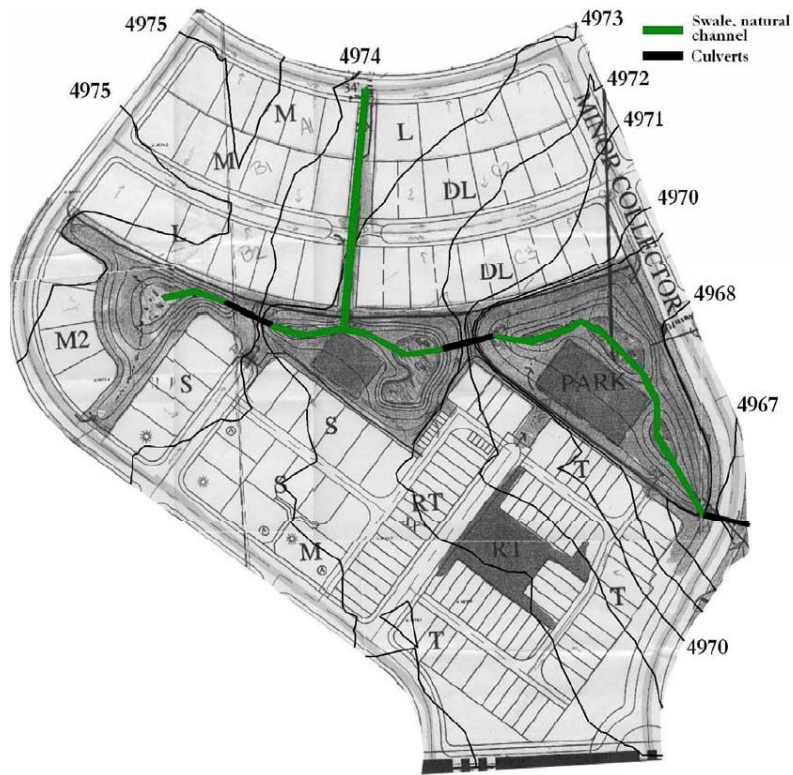


图 2-4 具有添加径流输送的开发后场地

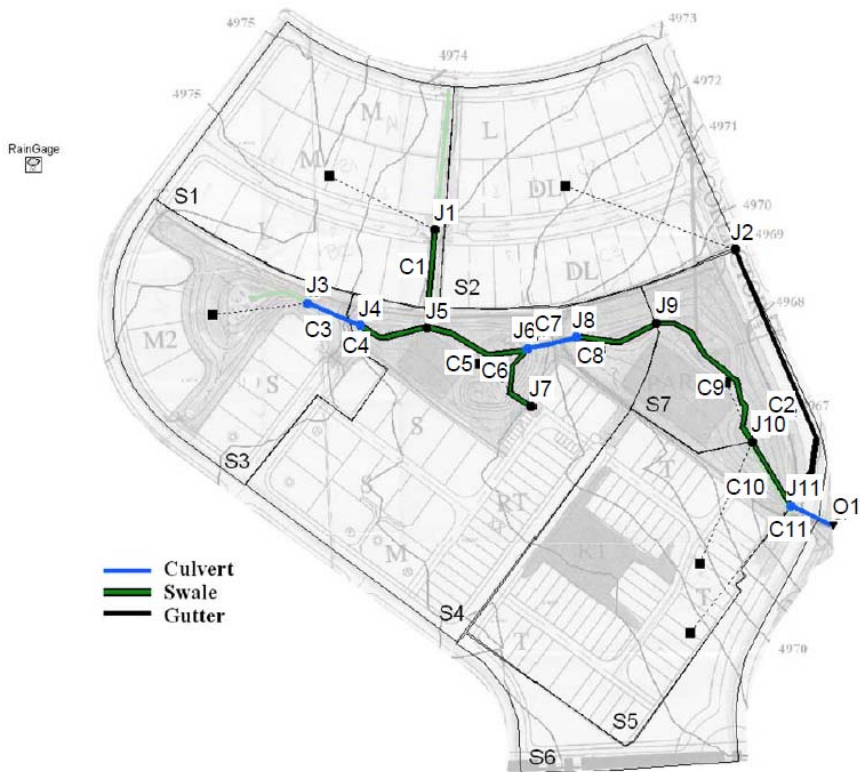


图 2-5 开发后输送系统的 SWMMH 表示

表 2-1 铰点的内底标高

铰点 ID	内底标高 (ft)
J1	4973.0
J2	4969.0
J3	4973.0
J4	4971.0
J5	4969.8
J6	4969.0
J7	4971.5
J8	4966.5
J9	4964.8
J10	4963.8
J11	4963.0

输送系统通过添加输入渠道 C1, C2 和 C6, 将未开发场地公园区域的径流输送到大型排水道。管渠 C1 为草洼, 将子汇水面积 S1 的径流排向汇水流域的大型排水道; 渠道 C2 为边沟, 将子汇水面积 S2 的径流输送到涵洞 (C11) 的上游端, 涵洞 (C11) 排向场地的出水口 (O1); 管渠 C6 将来自子汇水面积 S4 的径流输送到涵洞 C7。在该点, 这些渠道底部的标高对应于各自上下游铰点的内底标高。它们的长度通过利用自动长度开关自动确定。SWMMH 将这些信息用于计算每一渠道的坡度。

最后, 剩余的管渠 C3 到 C11, 构成了通过公园到所定义出水口的大型排水道。它们连接前面的终端节点, 没有竖向偏移, 自动长度工具用于计算长度。子汇水面积 S3 到 S7 排向大型排水渠道的不同位置。S3 排向大型排水渠道开始的涵洞 (C3), S4 排向洼地 C6, 然后连接大型排水渠道中的第二条涵洞 (C7), S7 和 S5 在 J10 排向大型排水渠道, S6 直接排向大型排水渠道的最后涵洞 (C11)。表 2-2 总结了与每一子汇水面积相关的出水铰点和管渠。

表 2-2 子汇水面积出水口

子汇水面积	出水铰点	出水管渠
S1	J1	C1 (洼地)
S2	J2	C2 (边沟)
S3	J3	C3 (涵洞)
S4	J7	C6 (洼地)
S5	J10	C10 (洼地)
S6	J11	C11 (涵洞)
S7	J10	C10 (洼地)

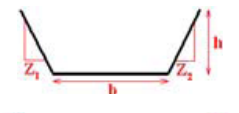
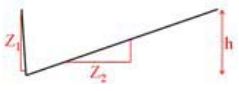
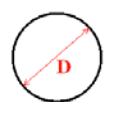
注意本例中模拟的输送系统 (图 2-5), 忽略了由每一子汇水面积中街道边沟提供的蓄水和迁移。可是在一些应用中, 这些输送元素起到重要作用, 应被表示; 有时通过在每一子汇水面积中添加渠道, 表示整个街道部分演算的集总效应。为了使例子表达简单, 该水平的细节没有包括, 仅仅考虑场地的大型排水渠道。

系统属性

现在将属性赋给已经定义的管渠和铰点。表 2-3 说明本例中三种管渠类型的断面形状。洼地边坡 (Z1 和 Z2 (水平:竖向))、粗糙系数 (n)、洼地断面的底宽 (b) 和高度 (h) 由

UDFCD 手册 (2001) 推荐。边沟断面坡度 (Z_1 和 Z_2)、粗糙系数 (n)、底宽 (b) 和高度 (h) 根据典型设计实践。为了输送 100 年暴雨的径流, 涵洞直径将按照下一部分描述的尺寸设置。

表 2-3 用在模型中的管渠特性

形状	断面	表达	D (ft)	Z_1	Z_2	b(ft)	h(ft)	n
梯形		洼地	-	5	5	5	3	0.05
三角形		边沟	-	0.0001 ¹	25	0	1	0.016
圆形		涵洞	4.75 ²	-	-	-	-	0.016

¹SWMMH 不接受零坡度

²这是涵洞的初始直径, 不是最终数值

表 2-4 说明了赋给每一管渠的 SWMMH 属性。管渠长度利用前一部分描述的 *自动长度* 选项计算。除一条例外, 所有管渠的进水和出水偏移设置为零, 意味着每一管渠的底部标高重合于进水和出水较点的标高。例外为管渠 C2 (边沟), 4 ft 的出水偏移表示了边沟底部和公园渠床之间标高差。在下一部分将确定三个圆形涵洞的直径。

表 2-4 管渠属性

管渠 ID	管渠类型	进水节点	出水节点	长度 (ft)	h(ft)或 D(ft)	b (ft)	Z_1	Z_2
C1	洼地	J1	J5	185	3	5	5	5
C2	边沟	J2	J11	526	1	0	0.0001	25
C3	涵洞	J3	J4	109	TBD	-	-	-
C4	洼地	J4	J5	133	3	5	5	5
C5	洼地	J5	J6	207	3	5	5	5
C6	洼地	J7	J6	140	3	5	5	5
C7	涵洞	J6	J8	95	TBD	-	-	-
C8	洼地	J8	J9	166	3	5	5	5
C9	洼地	J9	J10	320	3	5	5	5
C10	洼地	J10	J11	145	3	5	5	5
C11	涵洞	J11	O1	89	TBD	-	-	-

TBD——有待确定

因为管渠是所有地面渠道, 不是埋地管道, 设置所有汇接点的最大深度为零是充分的。这将造成 SWMMH 自动设置每一汇接点的深度, 作为从汇接点内底到最高管渠顶部的距离。于是当超过渠道能力时, 将发生汇接点积水 (SWMMH 仅仅允许的溢水)。最后, 排放口节点 O1 定义为自由排放口 (见框 “*SWMMH 中的水力元素*”), 具有标高 4962 ft。SWMMH 输入文件命名为 **Example2-Post.inp**。

2.4 模拟结果

涵洞尺寸的确定

在 SWMMH 可选演算方法比较之前，必须确定输送系统中三个涵洞的直径。通过从表 2-5 所列的那些，寻找每一涵洞的最小可用尺寸，将输送 100 年、2 小时设计暴雨而没有任何溢水的径流。该过程涉及以下步骤：

1. 从最大可用直径的每一涵洞开始。
2. 执行一系列 SWMMH 运行，减小管渠 C3 的尺寸，直到溢水发生。设置 C3 的尺寸为下一较大口径。
3. 对于管渠 C7 重复该过程，然后是 C11。

注意系统处理从上游到下游，保证每一涵洞反过来正好充分大，以处理上游产生的流量。因为极限条件没有溢水（在最大可能尺寸的涵洞），该过程是合适的。当管道口径必须加大（或者当在极限条件下具有溢水时）时，不必使用该方法。很常见的是寻找设计状态，其中下游变化对上游具有显著效应，便于下游管道口径的局部变化解决上游溢水问题。

表 2-5 可用涵洞尺寸

直径(ft)	直径 (in)	直径(ft)	直径 (in)	直径(ft)	直径 (in)	直径(ft)	直径 (in)
1	12	2	24	3	36	4	48
1.25	15	2.25	27	3.25	39	4.25	51
1.5	18	2.5	30	3.5	42	4.5	54
1.75	21	2.75	33	3.75	45	4.75	57

这些涵洞尺寸确定的运行，利用 **Example2-Post.inp** 文件，演算方法设置为 **KW**（运动波），雨量计时间序列设置为 100 年，采用以下时间步长集：报告为 1 分钟，旱季为 1 h，雨季为 1 分钟，演算为 15 秒。注意演算时间步长对于模拟的排水系统和使用的演算方法（KW）较为严格。因为将在本例随后使用动态波演算，与运动波相比，为了生成稳定的结果，它通常需要较小的时间步长。如果本模型仅仅使用 KW 演算，演算时间步长设置为 1 分钟可能是安全的（见文本框“关于时间步长”）。溢水存在与否，通过检验运行状态报告的节点积水总结部分确定。

关于时间步长

SWMMH 需要确定四种时间步长：雨季和旱季的径流时间步长，流量演算时间步长和报告时间步长。新用户最常见的错误是利用太长的时间步长。径流雨季时间步长不应超过降水记录间隔。流量演算时间步长不应大于雨季时间步长，多数情况下对于运动波演算，应为 1 到 5 分钟（或者更小）；对于动态波演算，为 30 s（或者更小）。动态波演算也利用变化的时间步长选项，在流量快速变化阶段减小时间步长。当径流或者演算时间步长太大时，结果通常具有高连续性误差。如果报告时间步长设置太高，可能丢失输入结果中的重要细节。将报告时间步长设置为演算时间步长，有助于防止这种现象，但是可能产生很大的输出文件。从较小时间步长开始，用户可以利用较大时间步长尝试，以寻找产生最有效的、可接受精度的结果。

利用 **Example2-Post.inp** 确定这些尺寸之后，涵洞最终选择的口径：*C3* 为 **2.25 ft**，*C7* 为 **3.5 ft**，*C11* 为 **4.75 ft**。表 2-6 列出了每一管渠的充满度，以及完整曼宁流量的分数，它在 100 年事件的高峰水流条件得到。这些数值可来自 *SWMMH 状态报告* 的 *管段流量总结* 中。

表 2-6 100 年事件过程中管渠的最大深度和流量

管渠 ID	最大深度 完全深度	最大流量 完全流量
C1	0.37	0.11
C2	0.96	0.94
C3	0.70	0.83
C4	0.38	0.12
C5	0.67	0.41
C6	0.44	0.16
C7	0.71	0.85
C8	0.70	0.44
C9	0.88	0.76
C10	0.88	0.74
C11	0.78	0.95

演算方法的比较

充分确定尺寸的管渠，利用所有三种演算方法（*恒定流*、*运动波*和*动态波*），模型下一次运行，为了获得出水流量，伴随着来自例 1 的设计暴雨雨量图。图 2-6、2-7 和 2-8 说明了利用三种水力演算方法，在每一设计暴雨下生成的出流过程线（节点 *O1* 的总进流量）。正如在例 1 中，这些图形首先导出每次运行的 *SWMMH* 结果到电子表格，然后利用电子表格绘图工具创建。对于 *恒定流*演算，出水流量与例 1 产生的流量一致（以虚点线说明）；而 100 年设计暴雨情况，在系统内产生了溢水。这是因为显示在 *恒定流*演算中每一子汇水面积的出流量，立即显示在场地出水口，这里添加了汇水区域另一子汇水面积的流量。于是，*恒定流*演算产生了场地出水口的结果，在模型中没有模拟渠道。

考虑溢水，通过计算管渠中的水深，利用曼宁公式，*恒定流*方法说明系统中溢水的潜在性；如果该深度超过渠道能力，水流限制到管渠的满流能力，并报告溢水。图 2-8 说明了由 *恒定流*演算方法产生的出水流量和溢水发生时没有演算模拟的差异。

其他两种演算方法，*运动*和*动态波*，均产生了时间滞后和高峰流量的降低，在时间上扩展了出水过程线的容积。在动态波演算中，这些效应更得到强调，因为它考虑了可能增加的壅水，甚至输送系统内进一步利用的蓄水。

表 2-7 比较了没有演算（例 1）和本例*动态波*（*DW*）演算的开发后模型，计算的出水口总径流容积、径流系数和高峰流量。这些数值直接来自 *SWMMH 状态报告*。根据径流容积和系数，演算获得的结果与没有考虑水力演算的例 1 一致。当演算考虑时，观测演算的效应，高峰流量降低。当与没有考虑演算产生的高峰比较时，该例的情况对于 2 年暴雨，利用*动态波*演算产生的高峰降低了 28.7%；对于 10 年暴雨，降低了 24.8%；以及对于 100 年暴雨，降低了 32.4%。

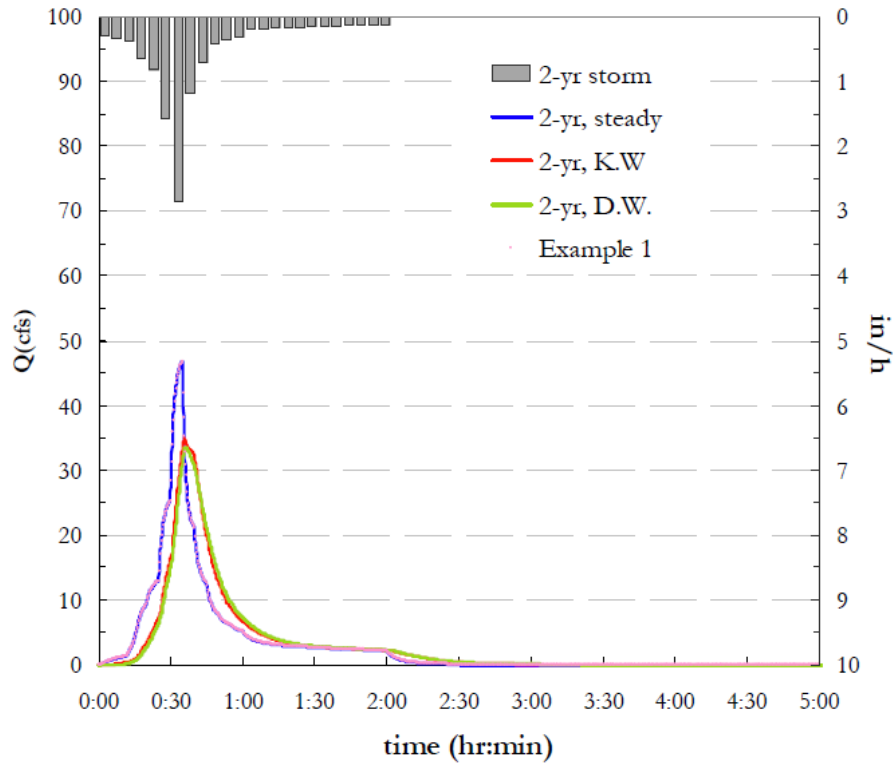


图 2-6 2 年暴雨开发后出流过程线

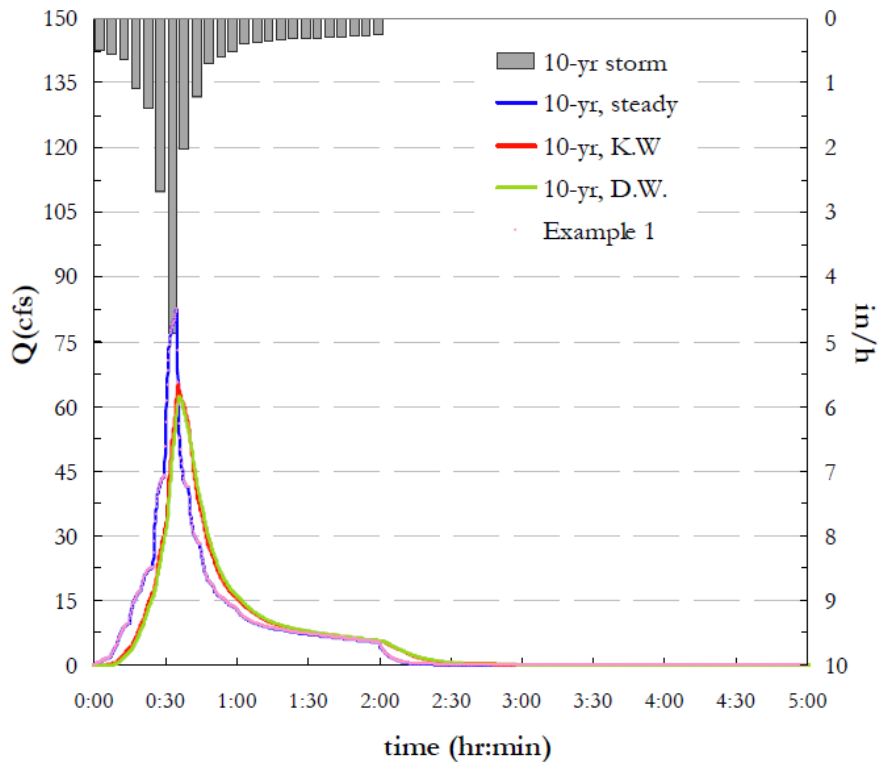


图 2-7 10 年暴雨的开发后出流过程线

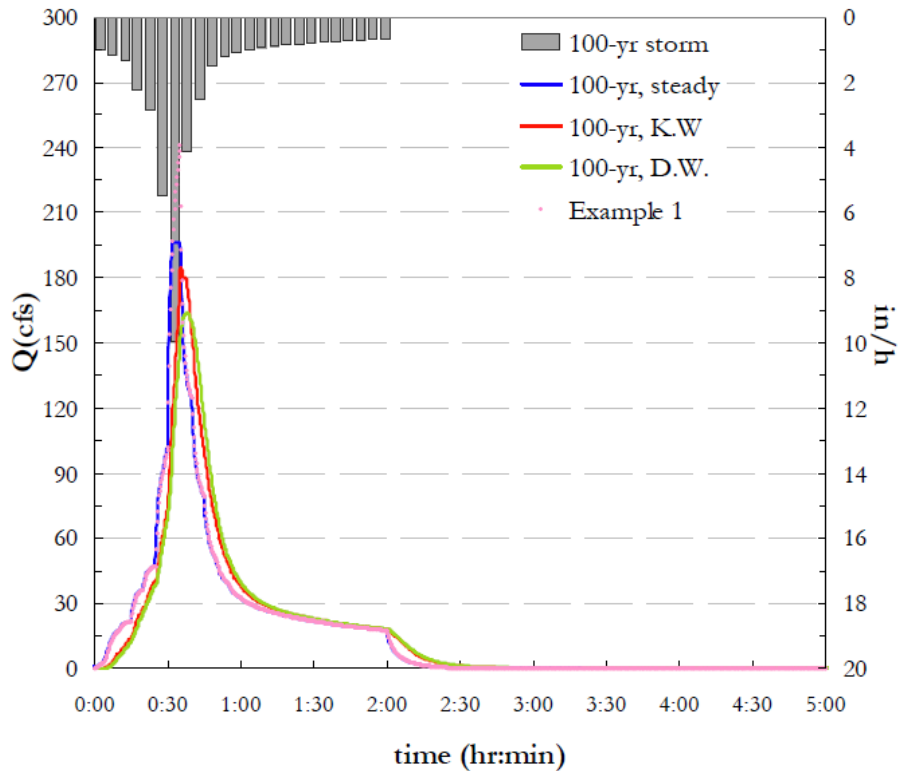


图 2-8 100 年暴雨开发后的出流过程线

表 2-7 演算有无情况下开发后的径流比较

设计暴雨	总降雨 (in.)	径流容积 (in.)		径流系数 (%)		高峰径流 (cfs)	
		没有演算 ¹	DW	没有演算 ¹	DW	没有演算 ¹	DW
2 年	0.98	0.53	0.53	54.5	54.5	46.7	33.4
10 年	1.71	1.11	1.11	64.7	64.7	82.6	62.2
100 年	3.67	3.04	3.04	82.7	82.7	241	164.1

¹结果取自 Example1-Post.inp

2.5 总结

本例引入了 SWMMH 中的水力演算。它说明地表径流收集系统怎样布置，怎样确定系统元素的尺寸，以及通过系统径流量演算对汇水面积出水过程线的效应。对于不同的设计暴雨事件，利用 SWMM 三种演算选项的每一个，以及没有演算的，在径流高峰和总容积之间进行了比较。本例说明的关键点为：

1. 径流收集系统可以表示为管段和节点的网络，其中管段表示了管渠（例如草洼、街道边沟和圆形涵洞），节点为管渠互相连接的点。
2. 从上游到下游顺序的迭代过程可用于确定需要的最小管渠尺寸，为了防止极端设计事件下的溢水。
3. 恒定流水力演算产生了与没有演算的一致出流量，除非在排水系统中出现溢水。方法为立即转换，从管渠的上游端到下游端没有滞后或形状的改变。

4. 与没有演算的模型（例 1）相比，由于渠道内的蓄水和可能的壅水效应，*动态波*和*运动波*演算产生了较小的高峰径流量。对于 100 年高峰出流量，利用*动态波*演算带来 32.4% 的下降。
5. 除了溢水，演算方法（*恒定流*、*运动波*或*动态波*）的选择，不会影响通过出水口离开研究面积的总径流量。

在例 3 中，为了缓解城市化对受纳河流产生的效应，蓄水设施将添加到所建立的开发后排水系统。

例 3 滞留池设计

本例说明怎样利用 SWMMH 定义、设计和评价滞留池。蓄水设施、孔口和堰将用于模拟多目标滞留池，为了阻止水质捕获容积（WQCV）和控制开发后高峰释放量到达它们开发前的水平。例 1 和例 2 研究的城市汇水面积将用在本例中。

蓄水广泛用于控制城市径流水量和水质、提供高峰流量削减和去除悬浮固体。蓄水构筑物的设计准则随着时间而变，由于改善的城市径流对环境效应的理解。设施不仅仅控制极端径流事件，防止洪流；而且更常见较小的事件，产生了“首次冲刷”污染现象，因此应享受纳水体水质。

3.1 问题描述

例 1 中构造的模型是为了评价 29 英亩场地开发前径流。为了评价场地开发后径流，没有流量演算（例 1）以及具有通过地表收集系统的演算（例 2），构造了额外的模型。对于开发前后的条件，计算了 2 年、10 年和 100 年设计暴雨的总现场径流。根据这些模拟结果，为了防洪和保护受纳河流水质，需要在规划城市开发区的下游设计滞留池。池子将会降低 2 年、10 年和 100 年暴雨的未开发场地高峰流量，延长的滞留提供了特定的水质捕获容积。

表 3-1 说明了池子控制的流量。例 1 确定了开发前高峰（第 1.5 部分的表 1-9），例 2 确定了开发后的高峰（第 2.4 部分的表 2-7）。SWMMH 输入文件产生了这些结果，分别为 **Example1-Pre.inp** 和 **Example2-Post.inp**。这些输入文件中包含了 2 年、10 年和 100 年降雨雨量数据。

表 3-1 开发前后的高峰流量

重现期 (yr)	降雨深度 (in.)	开发前高峰流量(cfs) ¹	开发后高峰流量(cfs) ²
2	0.98	4.14	33.5
10	1.71	7.34	62.3
100	3.67	31.6	163.8

¹来自 **Example1-Pre.inp**

²来自 **Example2-Post.inp**

除了控制列出的流量，需要控制水质捕获容积（WQCV）。WQCV 定义为合适的容积，表达为汇水面积深度单位，足够长时间的阻止，为了达到污染物去除的目标水平。不同雨水控制政策下需要的容积和降落的时间在变化（Akan and Houghtalen, 2003）。本例中，WQCV 必须在 40 小时内释放，其间城市雨水中发现将去除显著比例的颗粒污染物。最后，为了安全，最后设计最大蓄水深度为 6 ft。本例中，小型暴雨（WQCV 和 2 年暴雨）和主要暴雨（10 年和 100 年暴雨）径流将被滞留，在独立的滞留池部分。两个部分将具有梯形棱体。开发研究面积内池子的位置如图 3-1 所示。

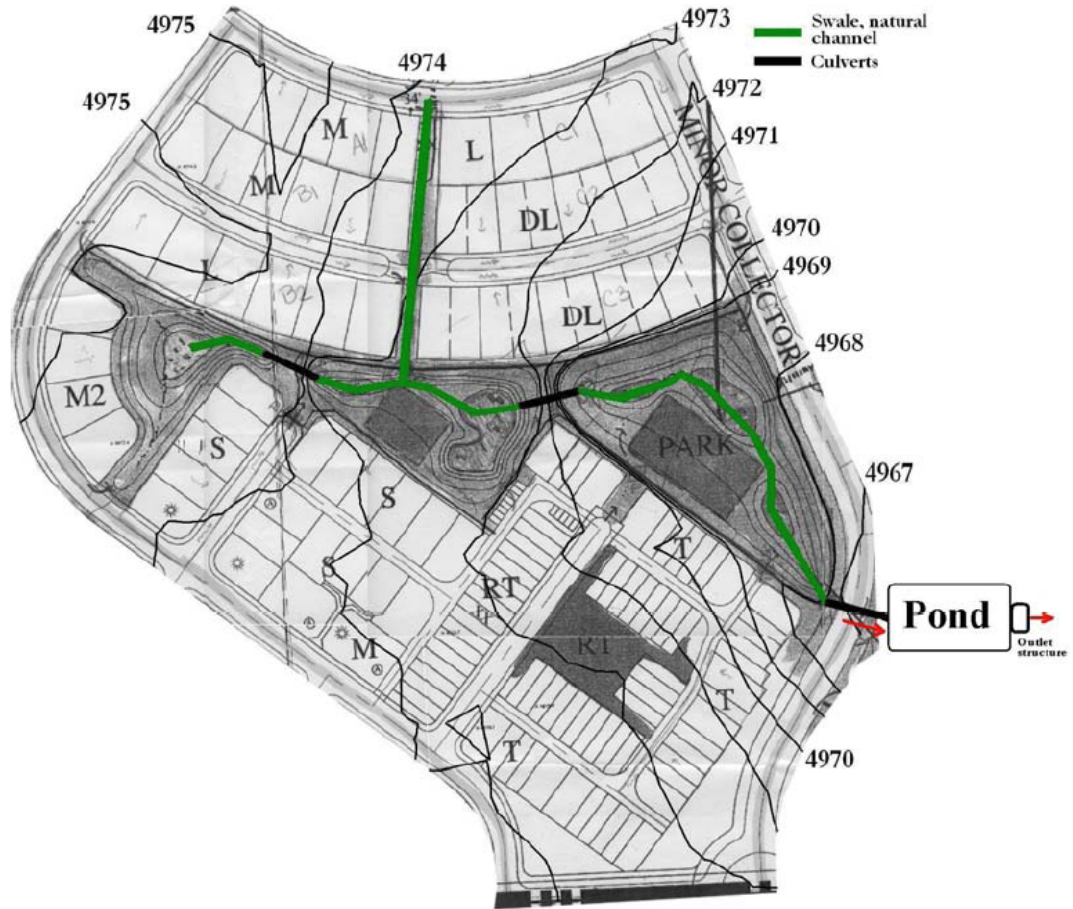


图 3-1 开发后场地的滞留池位置

3.2 系统表达

用于设计 SWMMH 中滞留池的主要元素为具有孔口和堰出水口的蓄水设施。这三种元素描述如下：

1. 蓄水设施

SWMMH 中蓄水设施将模拟为节点。它们类似于例 2 中引入的输送系统连接节点，但是具有一些差异：蓄水容积通过蓄水曲线描述，可以指定蒸发因子，以及必须定义蓄水的最大深度。

- **蓄水曲线**：通过描述设施内表面积怎样随水深变化，该曲线定义了蓄水设施的形状。该曲线作为深度的函数，通过 SWMMH 积分，计算蓄水容积。作为函数方程，或者作为表格曲线（面积—深度数据对），在模型中可以指定。
- **蒸发因子**。为了允许蓄水设施表面的蒸发，设置它的蒸发因子为 1，利用 SWMMH 的气候编辑器，将蒸发数据提供给模型。该参数的缺省数值为 0，意味着忽略蒸发。
- **最大深度**：必须定义蓄水设施的最大深度，不应留为缺省零数值。如果没有定义蓄水设施的深度，即使已经赋予了蓄水曲线，或者管渠连接到了蓄水设施，模型将假设蓄水设施具有零深度。如果蓄水曲线中的最大水深低于最大深度，曲线中最终面积数值将向外延伸。

2. 孔口

SWMMH 的孔口类型管段可用于表示沿着蓄水设施边壁或者底部的开孔，服务为出水口。孔口的上游节点为蓄水设施，下游节点将为铰点，将其连接到下游管渠。需要定义的孔口属性包括蓄水设施底部以上的高度（内底偏移），它的类型（边壁或者底部孔口），它的几何尺寸（矩形或者圆形，以及各自的尺寸），以及它的水力属性（流量系数和防止回流的拍门存在与否）。

3. 堰

SWMMH 的堰类型管段可用于表示蓄水设施顶部的开孔，服务为溢流构筑物。正如孔口那样，堰的上游节点为蓄水设施，下游节点将它连接到下游管渠。需要定义的堰属性包括高于蓄水设施底部之上的堰高，它的类型（宽顶、V 形槽和梯形），它的几何尺寸和它的水力属性（流量系数、终端收缩和防止回流的拍门存在与否）。

3.3 模型设置

SWMMH 可用于模拟从不同设计暴雨捕获径流的蓄水设施，以可控速率将它释放到受纳管渠。本例说明蓄水池的设计是一个怎样的迭代过程，为了满足设计准则和考虑的设计暴雨约束，其中池塘的尺寸和它的出水口进行了改动。用于设计蓄水池的三个主要步骤为：

1. 估计水质捕获容积（WQCV）。
2. 确定控制 WQCV 释放速率的蓄水容积尺寸和出水口。
3. 确定控制 2 年、10 年和 100 年设计暴雨高峰径流量的蓄水容积和出水口尺寸。

初始设计将为指定位置、降雨和气候条件的蓄水设施；定义了表面积和蓄水深度之间的关系；以及为了控制不同的径流事件，设计了多个出水口构筑物。图 3-2 说明了滞留池的示意图，以及为了控制 WQCV 和三种设计暴雨的高峰流量而设计的出水口。该图说明堆积的梯形棱柱将用在该例中；上面的棱柱将控制主要暴雨（10 年和 100 年），下面的棱柱将控制次要暴雨（WQCV 和 2 年）。

注意不同暴雨流量受到孔口和堰组合而不是单一出水口控制。图 3-2 中的孔口控制了 WQCV 的排放；孔口 1 和 2 控制了 2 年暴雨的排放；孔口 1, 2 和 3 控制了 10 年暴雨的排放，以及所有孔口联合堰（4）控制了 100 年暴雨的排放。

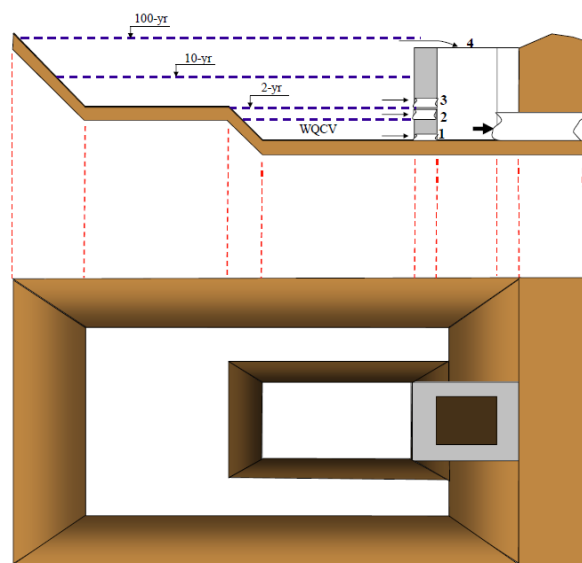


图 3-2 滞留池示意图

转换节点和管段元素

为了利用蓄水设施替换节点，或者在 SWMMH 中定义孔口和堰，管段的重新绘制，不需要删除节点。例如，通过以下步骤，节点可以转换为蓄水设施。

将节点转换为蓄水设施

1. 右键点击需要转换的节点，从弹出式菜单中选择“转换为...”，如下图所示。
2. 从显示的子菜单中选择“蓄水设施”。
3. 对于新的蓄水设施，打开属性编辑器，定义蓄水设施名称（例如 *SUI*）。新设施的内底标高和最大深度将由被转换节点确定。
4. 输入任何定义了蓄水设施行为的其他属性（例如它的蓄水曲线）。



将管渠转换为孔口

正如节点那样，管段也可以转换为其他类型的管段。为了转换管渠为连接蓄水设施到排放口的孔口，遵从以下步骤。

1. 右键点击蓄水设施的下游管渠，从弹出式菜单中选择“转换为...”。
2. 从显示的子菜单中选择“孔口”。
3. 打开孔口的属性编辑器，定义它的尺寸、内底偏移和流量系数。

将排放口转换为节点

1. 如果蓄水设施 (*SUI*) 具有多于一个孔口，那么孔口不能够直接连接到排放口 (*O1*)。这种情况中排放口必须转换为节点 (*O1*)，以及创建新的排放口 (*O2*)。利用前面相同的过程转换排放口。



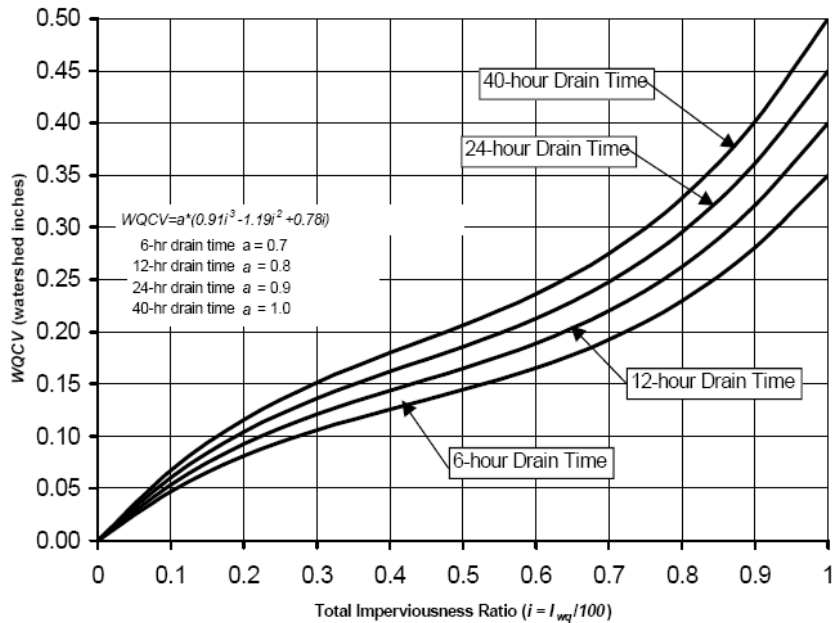


图 3-3 水质捕获容积 (UDFCD, 2001)

水质捕获容积的估计

WQCV 是用在暴雨水质增强设施中的关键径流容积。为了确定给定场地的容积，经过校验长期径流模拟的详细调查是希望的方法 (Guo and Urbonas, 1996)。可是，为了估计 WQCV，当长期记录不可用时，已经提出几种便于可靠使用的方法或者“凭经验” (例子见 Guo and Urbonas, 1995, 1996 和 2002; Water Environment Federation, 1998)。该例将利用 UDFCD (2001) 建议的方法。图 3-3 说明了该方法中定义的曲线，为了将 WQCV 估计为附属汇水区域总不透水性和捕获容积排放时间的函数。以下步骤用于估计该例中设计的滞留池 WQCV:

1. 首先，确定开发场地的平均直接连接不透水面积 (DCIA)。DCIA 为直接连接到雨水排水系统的不透水面；它不包括屋顶、院落等，排向草坪或者其他透水面并小于总的不透水面，通常通过航空照片估计。初步估计的这些面积，对于开发后现场条件中四个子汇水区域，在例 1 和表 3-2 中提出。

表 3-2 开发后子汇水面积的数据

子汇水面积	S1	S2	S3	S4	S5	S6	S7
面积(ac)	4.55	4.74	3.74	6.79	4.79	1.98	2.33
不透水性 (%)	56.8	63	39.5	49.9	87.7	95	0

2. 其次通过每一子汇水面积的不透水性加权，根据它的面积，除以研究面积的总面积，计算场地平均百分比不透水性，(28.94 ac)。该方法确定的现场平均不透水性百分比为 $57.1\% \approx 57\%$ 。
3. 再次，确定汇水流域的 WQCV，英寸。假设示例场地位于科罗拉多的高原，靠近丘陵地带，蓄水设施具有 40 hr 排放时间。由图 3-3，汇水流域相应的 WQCV 为 0.23 in。于是总的水质控制容积为 $28.94 \text{ ac} \cdot 0.23 \text{ in} / 12 = 0.555 \text{ acre-ft}$ 或 $24,162 \text{ ft}^3$ 。
4. 如果设计位置不在科罗拉多高原靠近丘陵地带，将需要调整由图 3-3 确定的 WQCV。为了控制 80% 的径流事件，以及对于科罗拉多靠近丘陵地带的高原，图 3-3 的曲线是充分

的。对于其他位置，可以调整来自图 3-3 的 WQCV，为了利用式 3-1 获得合适的容积 WQCV₀。该公式中， d_6 为生成径流暴雨的平均降水深度。公式 3-1 的暴雨事件确定为 6 小时事件之间间隔，具有最小深度为 0.1 in。图 3-4 说明了美国各地 d_6 的估计 (UDFCD, 2001)。

$$WQCV_0 = d_6 \frac{WQCV}{0.43} \quad (3-1)$$

池子几何尺寸

蓄水设施的形状取决于建造构筑物位置的法规。通常，建议在设施的进水和出水之间的距离最大化；长宽比 2:1 到 3:1 是合适的。本例将采用长宽比 2:1，WQCV 深度 (h_1) 为 1.5 ft，边坡 4:1 (H:V)。图 3-5 说明根据长宽比 (2:1) 和蓄水设施边坡 (4:1)，获得了描述设施 WQCV 的几何尺寸和建立的公式。用于确定 WQCV 尺寸的步骤为：

1. 利用前面章节的 WQCV (24,162 ft³) 求 L_3 ，其中 h_1 等于 WQCV 的深度 (1.5 ft)。图 3-5 中所列的第五个公式经变换，生成以下关于 L_3 的二次方程：

$$4L_3^2 + 24h_1L_3 + (64h_1^2 - 2V_{WQCV} / h_1) = 0$$

求解 L_3 ，得到 $L_3 = 85.15 \text{ ft} \approx 86 \text{ ft}$ 。

2. 其次利用 L_3 和 h_1 求解 WQCV 的其它尺寸。由图 3-5 中的第一个公式， $L_1 = 170.3 \text{ ft} \approx 171 \text{ ft}$ ；由第二个公式， $L_2 = 184 \text{ ft}$ ；由第三个公式， $L_4 = 98 \text{ ft}$ 。
3. 然后定义蓄水设施 WQCV 部分的蓄水曲线。在 0 深度，面积为 $L_1 \cdot L_3 = 14,706 \text{ ft}^2$ ；在 1.5 ft 的完全深度，面积为 $L_2 \cdot L_4 = 18,302 \text{ ft}^2$ 。这些数据对将输入到以下部分的模型，伴随着表示了图 3-2 中形状表面积—深度曲线的新点，以控制更大的容积。

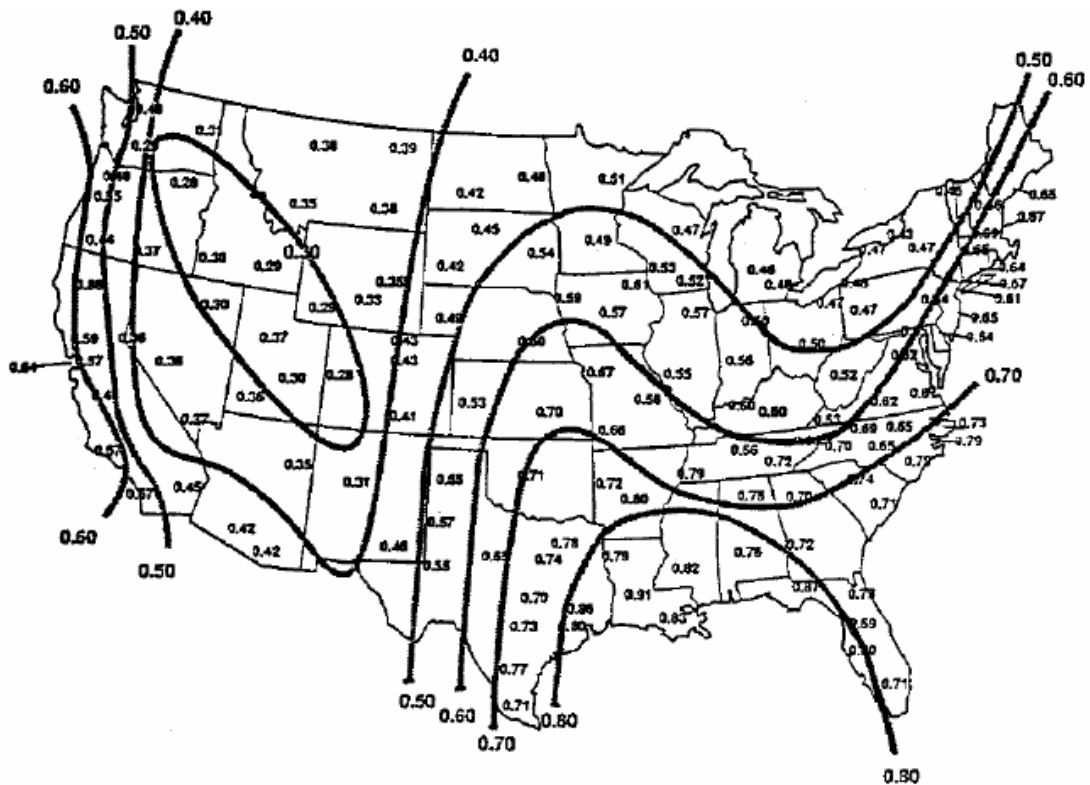


图 3-4 美国暴雨生成径流的平均深度 (英寸) (Driscoll, et al., 1989)

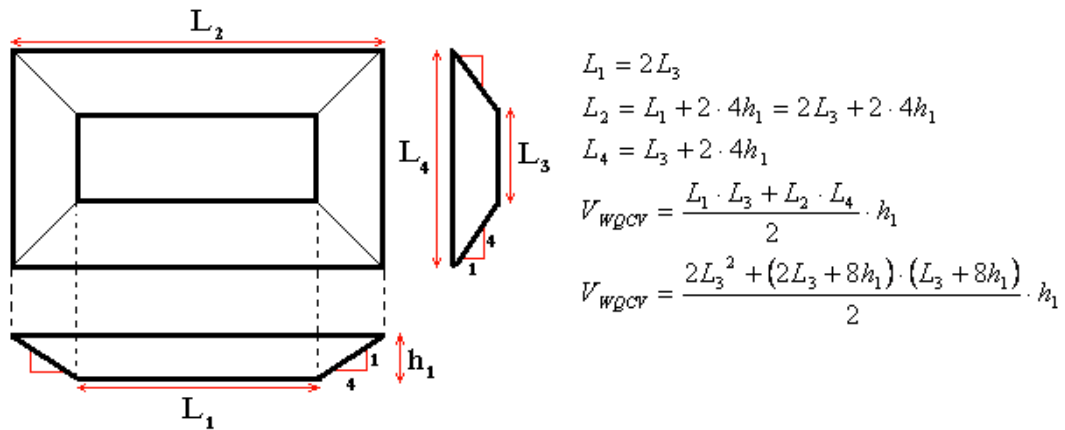


图 3-5 池子 WQCV 的几何尺寸

将蓄水设施添加到模型

为了将代表了滞留池的蓄水设施添加到模型，**Example2-Post.inp** 文件将用作开始点。以下步骤用于定义蓄水设施。

1. 为了表示蓄水设施的形状，创建新的 **蓄水曲线**对象命名为 **SU1**。
2. 原来定义的两个深度--面积点，输入到对应于曲线 **SU1** 的 **曲线编辑器**对话框。这两个点分别为 $d_1 = 0, A_1 = 14706 \text{ ft}^2$ 和 $d_2 = 1.5 \text{ ft}, A_2 = 18032 \text{ ft}^2$ 。
3. 如图 3-6 所示，新的蓄水设施节点，也称作 **SU1**，添加到研究面积地图，并从排水系统中断开。以下属性将赋给 **SU1**；**蓄水曲线 = 表格**；**曲线名 = SU1**；**内底标高 = 4956 ft** (低于前面例子定义的排放口节点标高六英尺)；**最大深度和初始深度 = 1.5 ft** (定义的最大允许深度是为了控制 WQCV)。
4. 添加额外的节点 (**J_out**)，管渠 (**C_out**) 和排放口节点 (**O2**)，将孔口和堰排放蓄水设施 (**SU1**) 连接到排放口节点 (**O2**)。因为 SWMMH 中不可能连接多于一个水力管段到排放口节点，必须这样做。**J_out** 和 **O2** 的内底标高设置为 **4954**，为了避免回水效应 (再者，蓄水设施的几何定义细节将取决于当地条件，覆盖这些细节，不是本例的意图)，以及 **C_out** 给定长度 **100 ft**，粗糙系数 **0.01**。图 3-7 说明了单独蓄水设施系统，WQCV 的表格蓄水曲线 **SU1** 和蓄水设施的属性表。

最初，蓄水设施及其 WQCV 孔口独立于汇水流域模拟，为了确定 WQCV 孔口的尺寸，为了在 40 小时内排放。尽管蓄水设施和会水流域也在相同的输入文件中，在图 3-6 中，它们在模型中将作为单独系统运行，因为它们不是水力相连的。图 3-6 中池塘的位置将是模型中的最终位置。池塘已经位于公园区域，因为具有显著的开放空间，但是对于澄清，它位于公园的下游端。

WQCV 孔口尺寸确定

下一步设计池塘出水口，以便整个 WQCV 在 40 小时内排放。出水口将是一个连接蓄水设施到下游排放口 **O2** 的孔口。该孔口位于蓄水设施的底部或者侧面，形状为圆形或者矩形。以下步骤用于确定孔口尺寸，以便 WQCV 可以在 40 小时内排放。

1. 侧壁孔口 (**Or1**) 添加到蓄水设施 (**SU1**) 和引到排放口节点的节点 (**J_out**) 之间。给定为矩形形状，赋给 **进水偏移为零**，因此它的内底与蓄水设施相同。它的 **流量系数**假设为缺省数值 **0.65**。

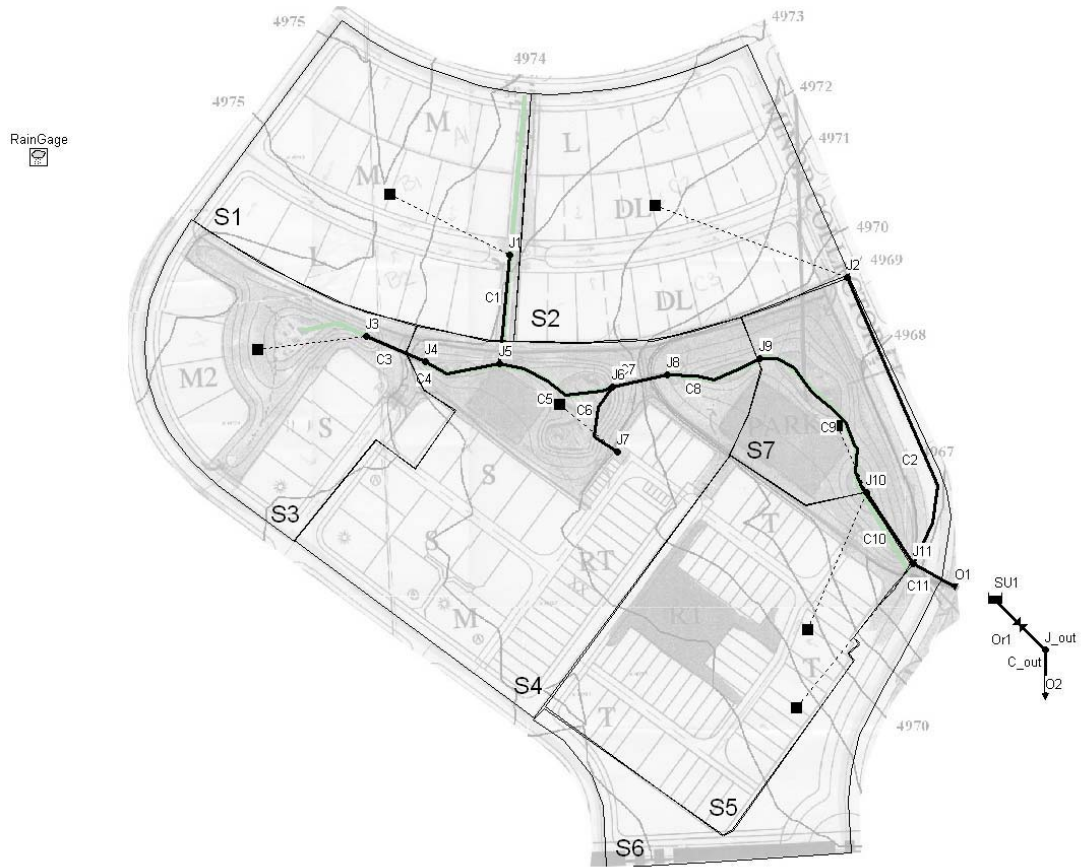


图 3-6 具有蓄水设施 SU1 的研究面积地图

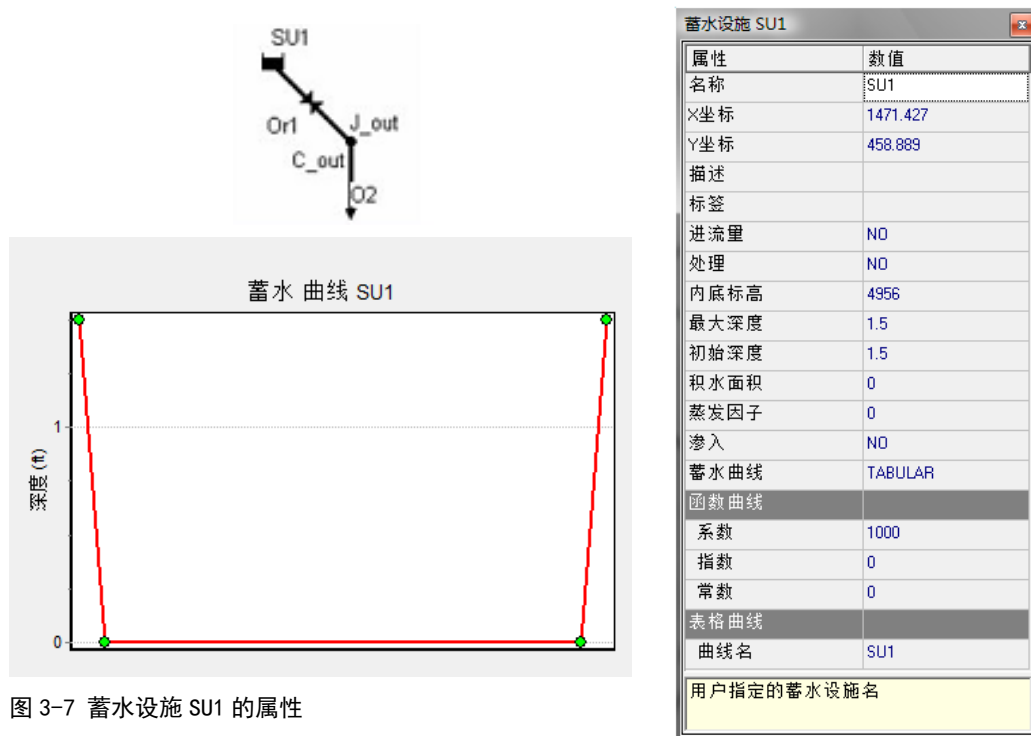


图 3-7 蓄水设施 SU1 的属性

2. 模拟时间步长选项设置如下：*报告、雨季和演算*时间步长为 **15** 秒，*旱季*时间步长为 **1** 小时。*模拟历时*必须长于 40 小时，以便合适估计孔口的性能；该例使用 **72** 小时。
3. 孔口 *Or1* 的最终尺寸通过利用 *动态波演算*，多次执行 SWMM 确定，同时迭代改变孔口尺寸，直到尺寸适合于 40 小时内排放 WQCV。对于每一次运行，孔口的尺寸是变化的，同时保持蓄水设施的初始水深在 WQCV 的深度 1.5 ft。一旦水深为 0.05 ft，可以假设池子实质上为空的。注意通过降雨产生的径流量落于汇水区域，不会影响该部分例子的蓄水设施，因为它没有连接到排水系统。

图 3-8 说明了三次迭代和最终设计的的排水时间。表 3-3 说明迭代赋给孔口的尺寸。最终孔口设计具有高度 **0.3** ft，宽度为 **0.25** ft。该小的尺寸是典型的 WQCV 孔口。这就是说，孔口必须受到筛滤的保护，是为了防止在暴雨过程中的堵塞，以及必须常规性维护，保证筛滤免于垃圾。

表 3-3 WQCV 出水口 (Or1) 的设计

迭代次数	1	2	3	最终
高度 (ft)	0.166	0.25	0.25	0.3
宽度 (ft)	0.25	0.25	0.4	0.25
进水口偏移 (ft)	0	0	0	0
流量系数	0.65	0.65	0.65	0.65
排放时间 (时:分)	53:58	43:21	27:07	40:12

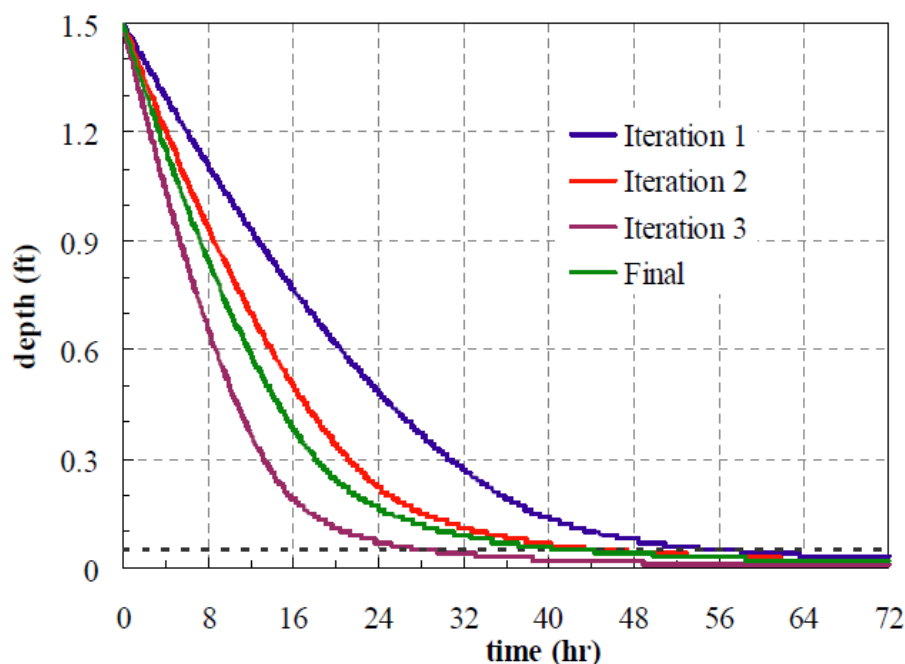


图 3-8 表 3-3 中说明的 WQCV 排放时间

2 年设计暴雨孔口尺寸确定

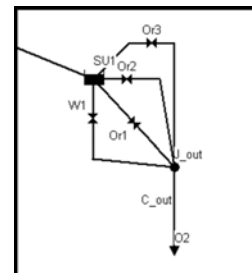
由 2 年暴雨产生的径流容积将大于前面部分设计的 WQCV 容积。现在必须扩大蓄水设施的容积，定义新的出水口。新的出水口将位于池底之上 1.5 ft 高度，当任何暴雨高度刚好超过 WQCV 的径流容积时，将开始排水。该出水口将不仅仅控制 2 年暴雨的高峰径流容积，

而且部分控制来自高于 2 年暴雨的径流量。蓄水需要容积的增加，将通过延长蓄水设施的边侧，高于 WQCV 深度，同时保持边坡 4:1 (H:V)，如图 3-2 的池子示意图。以下步骤概括了对于 2 年设计暴雨孔口，怎样确定蓄水设施尺寸。

1. 蓄水设施首先连接到排水系统的其他部分，通过将涵洞 *C11* 的出水口改为 *SU1*，删除原来排放口节点 *O1*。涵洞 *C11* 给定出水偏移为 1 ft，以便对于次要暴雨没有回水，但是仍旧具有低于蓄水池的顶部。
2. 其次为了洪水控制，扩大池子的尺寸，通过扩大它的高度同时保持恒定的坡度完成（说明参考图 3-2），在蓄水曲线 *SU1* 中输入新的表面积—深度数据对。新的数据对数值为： $d_3 = 6 \text{ ft}$, $A_3 = 29583 \text{ ft}^2$ 。为了考虑新的容积，蓄水设施的初始深度设置为零，它的最大深度为 6 ft。
3. 然后对于 2 年暴雨，仅仅使用 WQCV 孔口运行模型，为了确定蓄水设施的最大深度、WQCV 孔口 (*Or1*) 的高峰流量以及蓄水设施放空需要的时间。结果说明最大蓄水设施深度为 2.82 ft，最大孔口流量为 0.64 cfs，以及放空时间为 56:23 (时:分)。
4. 根据步骤 3 的结果，可以增加 2 年暴雨的高峰出流量，因为开发前 2 年高峰径流(表 3-1 中为 4.14 cfs) 大于通过 WQCV 孔口的流量 (0.64 cfs)。该流量的增加具有优点，因为它将减少需要的最终蓄水容积，节约成本。为了增加 2 年雨水池的出流量，第二个孔口 (*Or2*) 直接添加在 WQCV 深度之上 (进水偏移 = 1.5 ft)，如图 3-2 所示。该孔口赋给矩形形状，进水偏移为 1.5 ft，流量系数为 0.65。应绘制在地图上具有至少一个中间顶点，以便可以与现有孔口 *Or1* 区分 (见文本框“将管段绘制为折线”)。

将管段绘制为折线

SWMMH 允许将管段绘制为包含了任意数量直线的折线，它定义了管段的曲线布置。一旦绘制了管段，可以添加、删除和移动它的内部点。当两个或者多个管段共享相同的端节点集合时，该特征尤其有用，否则将直接叠加在地图中另一条的上面。右图说明了怎样绘制各种孔口和堰的折线，它们构成了蓄水设施的出水构筑物，以便相互区分。



5. *Or2* 面积 *A* 的初始估计利用孔口公式:

$$Q = CA(2gh)^{1/2} \quad (3-2)$$

由 $C = 0.65$, $Q = (4.14 - 0.64) \text{ cfs} = 3.5 \text{ cfs}$ 和 $h = (2.84 - 1.5) \text{ ft} = 1.34 \text{ ft}$ 。于是孔口面积为 0.58 ft^2 。假设 *Or2* 具有初始高度 0.58 ft，宽度为 1 ft。

6. 对于具有这些尺寸的 *Or2*，执行模拟，得到流量为 2.84 cfs。该值低于目标流量 (4.14 cfs)。因此，正如 *Or1* 执行的那样，必须重新迭代，用于确定孔口 *Or2* 的尺寸，直到两个孔口的高峰流量等于或者略小于 2 年开发前高峰流量 (4.14 cfs)。
7. 为了简化确定 *Or2* 尺寸的迭代，它的高度固定为 0.5 ft，它的宽度以 0.05 为增量变化，直到两个孔口的组合流量接近 4.14 cfs。0.5 尺寸乘以 0.2 ft，得到高峰流量 4.11 cfs，以及最大蓄水设施深度为 2.21 ft。于是这些尺寸将用于 2 年孔口。

10 年设计暴雨孔口尺寸确定

直到目前，蓄水设施已经表示为单个梯形棱柱体。该形状的确定，对于 WQCV，返回“池塘几何和尺寸”章节；以及为了包含 2 年暴雨径流而增加的尺寸（保持 4:1 边坡）。本部分中，蓄水设施形状通过在最小暴雨棱柱上添加额外梯形棱柱，以包含 10 年和 100 年暴雨容积（见图 3-2）。以下步骤说明怎样确定 10 年暴雨孔口的尺寸：

1. 蓄水曲线 $SU1$ 通过替换表面积—修改深度数据对 d_2, A_2 和 d_3, A_3 ，具有以下三个表面积—深度数据对： $d_2 = 2.22$ ft, $A_2 = 19659$ ft²； $d_3 = 2.3$ ft, $A_3 = 39317$ ft²；以及 $d_4 = 6$ ft, $A_4 = 52644$ ft²。注意新的 d_2, A_2 点是原形状中的最高点（2 年暴雨的最大高度）。点 3 的面积（ $A_3 = 39317$ ft²）为点 2 面积（ $A_2 = 19659$ ）的两倍。深度 d_3 设置为 0.1 英尺，高于 d_2 ；这样断面积的变化不会太迅速。事实上该变化面积将具有坡度 2%，以便蓄水池中的水将排向暴雨之后的较小盆地。点 4 的面积通过延长蓄水设施边侧计算，高于点 3，同时保持边坡为 4:1 (H:V)。
2. 利用 10 年暴雨和现有孔口执行模拟，确定是否需要 10 年暴雨孔口。结果最大水深为 3.20 ft，现有出水口的综合高峰流量为 6.96 cfs。开发前的 10 年暴雨高峰流量为 7.34 cfs，这意味着蓄水设施容积再次通过添加其它孔口来降低。
3. 新的 10 年暴雨孔口 ($Or3$) 直接添加到高于设计容积深度，为了控制 2 年暴雨径流（进水口偏移 = 2.22 ft）。正如 $Or2$ ， $Or3$ 绘制具有中间顶点，以便在系统地图上容易看到。孔口方程 (3-2) 用于估计它的需要面积。对于 $C = 0.65$, $Q = (7.34 - 6.96)$ cfs = 0.38 cfs，以及 $h = (3.20 - 2.22)$ ft = 0.98 ft，结果孔口面积为 0.073 ft²。高度 0.25 ft 和宽度 0.25 ft，用作孔口尺寸的初始估计。
4. 当利用 10 年暴雨执行模拟，为了求 $Or3$ 的尺寸，综合流量为 7.22 cfs。因为该流量低于开发前流量 (7.34 cfs)，孔口宽度增加到 0.35 ft，重新运行模型。新的综合流量为 7.32 cfs，蓄水设施中的最大深度为 3.17 ft。这充分接近目标流量，接受该孔口尺寸（高度 = 0.25 ft，宽度 = 0.35 ft）。

100 年堰设计

现在模型可以具有 100 年暴雨运行，利用综合的 WQCV, 2-年和 10 年孔口，为了确定 100 年堰是否需要。这些综合孔口对于 100 年暴雨的高峰流量为 12.57 cfs，为了通过 100 年暴雨径流 (31.6 cfs)，这不是充分的，蓄水设施将具有洪流。为了控制该极端事件，以便匹配开发前的流量，堰将被设计，池中总水深不超过 6 ft 深度，这给定为安全原因的最大深度。处理如下：

1. 新的堰管段 WI ，在蓄水设施和达到最终排放口的节点 (J_{out}) 之间绘制具有中间顶点。指定为宽顶堰，其进水偏移为高于蓄水设施底部 3.17 ft（通过容积控制 10 年暴雨径流达到最大深度），流量系数为 3.3。堰开孔高度设置为 2.83 ft，这是容积控制 10 年暴雨径流和蓄水设施最大深度之间的距离。
2. 堰方程 (3-3) 用于确定堰的初始宽度 L ：

$$Q = CLh^{3/2} \quad (3-3)$$

由 $Q = (31.6 - 12.57)$ cfs = 19.03 cfs, $C = 3.3$ 和 $h = 2.83$ ft, 得到宽度为 3.43 ft \approx 3.45 ft。

3. 由堰尺寸高度 = 2.83 ft，宽度 = 3.45 ft 和内底偏移 = 3.17 ft，对 100 年暴雨执行模拟。蓄水设施的结果高峰总流量为 42.4 cfs，超过了目标流量 31.6 cfs。
4. 重复步骤 3，利用较小的堰宽度，直到综合流量接近 31.6 cfs。宽度 1.75 ft，产生了综合 100 年流量为 31.2 cfs，蓄水设施中最大深度 5.42 ft。

5. 最后一步是确保在蓄水设施中维护充分的超高。目前设计提供了 $6.0 - 5.43 = 0.53$ ft。需要的量将取决于当地设计指南。例如，UDFCD（2001）当堰输送最大流量时，需要超高高于最大水面标高 1 英尺。

3.4 模拟结果

最终 SWMM 模型，对于具有滞留池的开发后场地，如图 3-9 所示，它的输入文件名为 **Example3.inp**。表 3-4 总结了包含在池子出水口不同流量元素的特性，如图 3-10 所述。

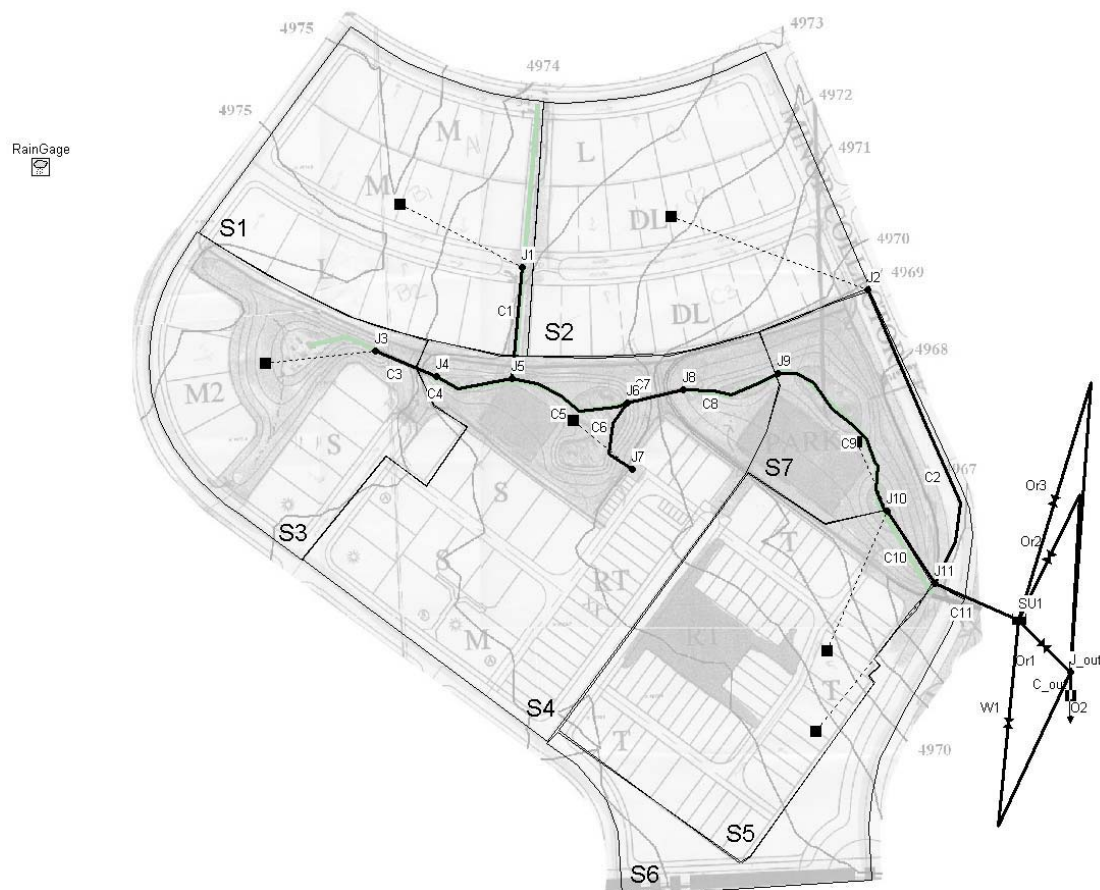


图 3-9 滞留池和出水构筑物的最终设计

表 3-4 池子出水构筑物的特征

ID	元素类型	受控事件	形状	高度 h(ft)	宽度 b(ft)	内底偏移 Z(ft)	流量系数
Or1	孔口	WQCV	边壁矩形	0.3	0.25	0	0.65
Or2	孔口	2 年	边壁矩形	0.5	2	1.5	0.65
Or3	孔口	10 年	边壁矩形	0.25	0.35	2.22	0.65
W1	堰	100 年	矩形	2.83	1.75	3.17	3.3

Orifice & Weir Dimensions

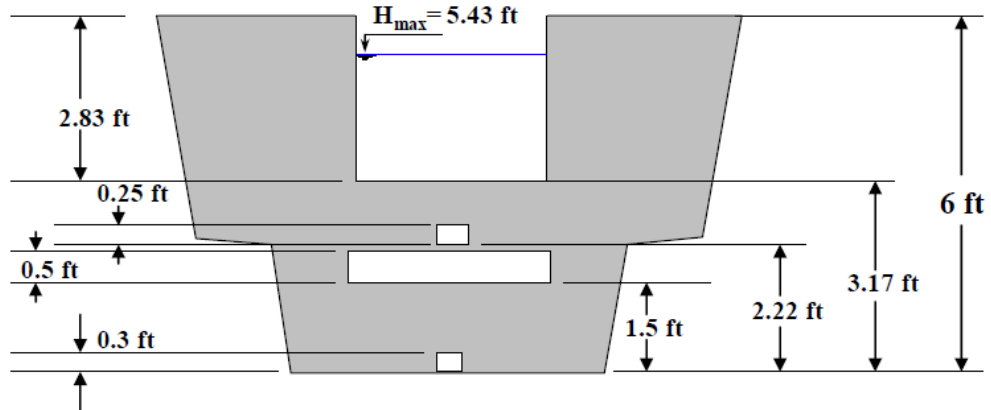


图 3-10 池子出水构筑物的细节

由该最终设计产生的滞留池出水过程线，可以与没有控制的结果比较，以及与开发前流量目标比较。那些目标流量对于 2 年、10 年和 100 年暴雨分别为 4.14、7.34 和 31.6。利用该例最终设计的输入文件 (**Example3.inp**) 产生开发后受控水文过程线，同时利用例 2 开发的最终设计产生开发后未受控流量 (**Example2-Post.inp**)。利用例 1 对于开发前汇水流域的最终设计产生开发前水文过程线 (**Example1-Pre.inp**)。为了报告、雨季径流和流量演算，模型的执行采用了 15 分钟时间步长，以及 1 小时旱季径流时间步长。

水文过程线的结果集在图 3-11 到 3-13 中说明。电子表格程序再次用于将来自不同 SWMMH 执行的结果合成到一张图形。它们证明滞留池能够控制开发后场地的高峰流量，达到它们开发前的水平。可是注意，蓄水设施对减少开发后径流的总量没有效果，它来自不透水面积的巨大增加。

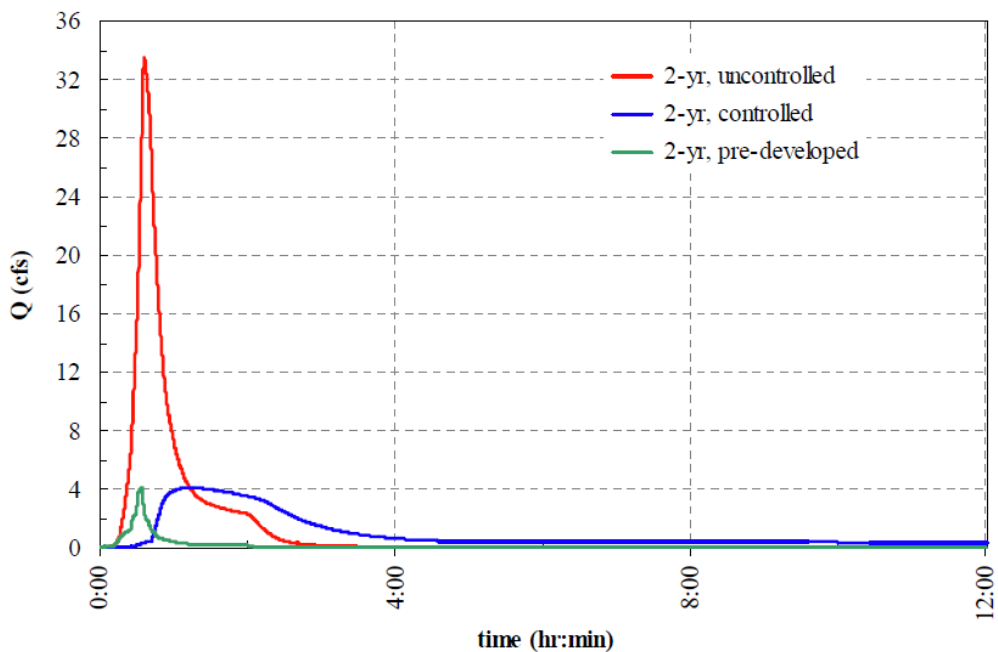


图 3-11 2 年暴雨的出水过程线

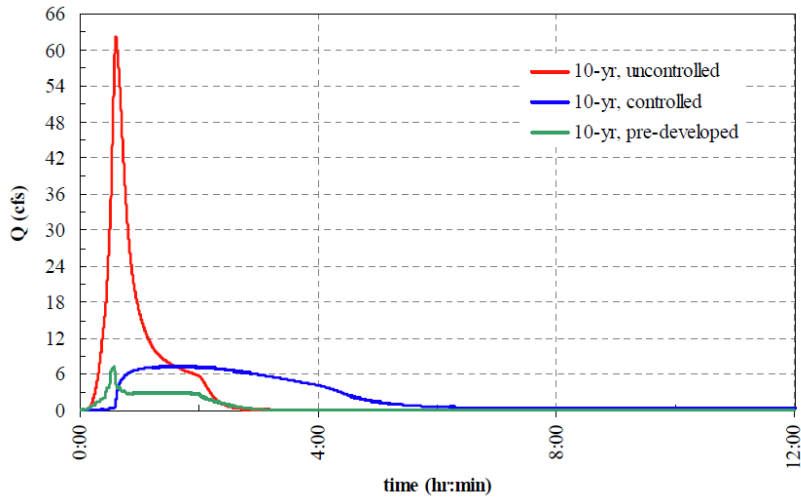


图 3-12 10 年暴雨的出水过程线

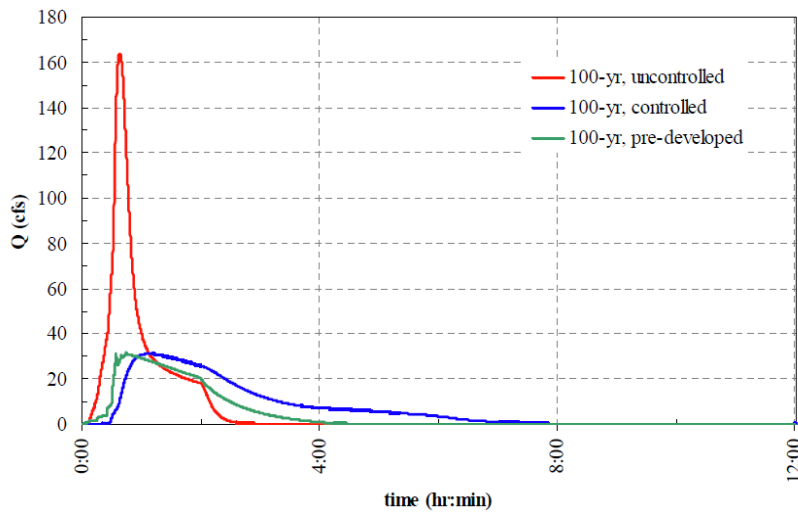


图 3-13 100 年暴雨的出水过程线

3.5 总结

本例说明 SWMMH 怎样用于设计滞留池及其出水构筑物，为了提供水质捕获容积（WQCV）和高峰径流控制。WQCV 的设计，为了满足水质处理需求，提供了 40 小时排放时间，同时高峰径流目标是为了将 2 年、10 年和 100 年暴雨的最大开发后流量限制到它们的开发前数值。本例说明的关键点有：

1. WQCV 出水构筑物可以通过完全流量设施（容积 = WQCV）设计，从排水系统断开，孔口的尺寸变化，直到蓄水排放时间等于当地法规定义的（本例为 40 小时）。
2. 出水构筑物组件的尺寸（例如孔口和堰）用于控制高峰流量，可以依次设计。利用一种设计暴雨，达到最大水深，作为用于控制下一较大设计暴雨的孔口或堰内底偏移位置。
3. 孔口和堰流公式，对于确定出水口尺寸的初始估计是有用的。
4. 尽管滞留蓄水在控制高峰流量量中是有效的，但它对减少径流容积无效。

在例 6 中，将扩展本例包含与蓄水池相关的水质处理，并在例 9 中进一步模拟。

例 4 低影响开发

本例说明怎样模拟两个低影响开发 (LID) 控制备选方案, 滤草带和渗渠。例 3 中模拟的滞留池是小规模排水控制构筑物的例子。本例中的 LID 是较小规模执行的水文源头控制, 主要依赖于渗透和分布式小规模蓄水, 为了减少汇水流域的总径流容积和控制水质。

SWMMH 较适合于模拟一些类型的水文源头控制技术。滤草带和渗渠是两种这样的源头控制。通过将它们用于前面例 1, 例 2 和例 3 中相同的汇水面积, 本例将说明它们怎样在 SWMMH 中表示。

4.1 问题描述

在例 1 和例 2 中, 29 英亩住宅开发区的径流估计如图 4-1 所示, 其中没有任何源头控制。本例将检验两种常用 LID, 渗渠 (IT) 和滤草带 (FS) 对场地径流的影响。如图 4-1 所示, 四条渗渠布置在研究面积靠北面的东西街道每一侧。此外, 滤草带将用于控制场地西南部分地块 S, M 和 M2 的径流。这些滤草带将沿着人行道建造, 以便控制达到边沟之前的地块径流。

例 3 中滞留池设计的量化目标是将开发后汇水流域流量减少至开发前水平。模拟的 LID 不仅为了完成特定的量化目标, 而且为了达到径流容积的降低, 控制流域下游较低的雨水负荷, 有助于满足可持续目标。本例将分析 2 年、10 年和 100 年暴雨的 LID 性能。

4.2 系统表示

这里模拟的两种 LID 为滤草带和渗渠。各种 LID 表示的指南参见 Huber et al. (2006)。

滤草带

滤草带是植草或者植被区域, 通过它径流成为片状流。它们对于减少高峰流量没有效果, 但是去除小型暴雨 (< 1 年暴雨) 的颗粒污染物是有效的 (Akan and Houghtalen, 2003)。对于它们的有效运行, 缓坡 (< 5%) 和从低到一般渗透性 (0.15 到 4.3 mm/h 或者 0.006 到 0.17 in/h) 的自然土壤是需要的 (Sansalone and Hird, 2003)。SWMMH 没有专门表示滤草带的可视化对象, 但是它们可以表示为从上游子汇水面积接受径流的渗透性子汇水面积, 如图 4-2 所示。第二个必须利用滤草带模拟的最重要过程, 是渗透和蓄水。滤草带可以模拟为 100% 渗透性子汇水面积, 其几何尺寸 (面积、宽度和坡度) 直接从现场获得。该子汇水面积从上游贡献面积 (不渗透或者半不渗透) 接受水, 并排向表示了边沟或者街道的管渠。滤草带的渗透可以利用 SWMMH 渗透选项模拟。

渗渠

渗渠是开挖后用石头集料回填的渠道, 用于捕获径流并将它渗透到地下 (Guo, 2001)。为了达到良好的性能, 最小可渗透性 13 mm/h (0.5 in/h) 的地下土壤是需要的 (U.S.EPA, 1999)。渗渠必须模拟的最重要过程是渗入、蓄水和沿着渠道的水流。图 4-3 说明了渗渠的可工作 SWMMH 表示。它包含了一个矩形、完全渗透性子汇水面积, 其洼地蓄水深度等于渗渠内可用空隙空间的当量长度。

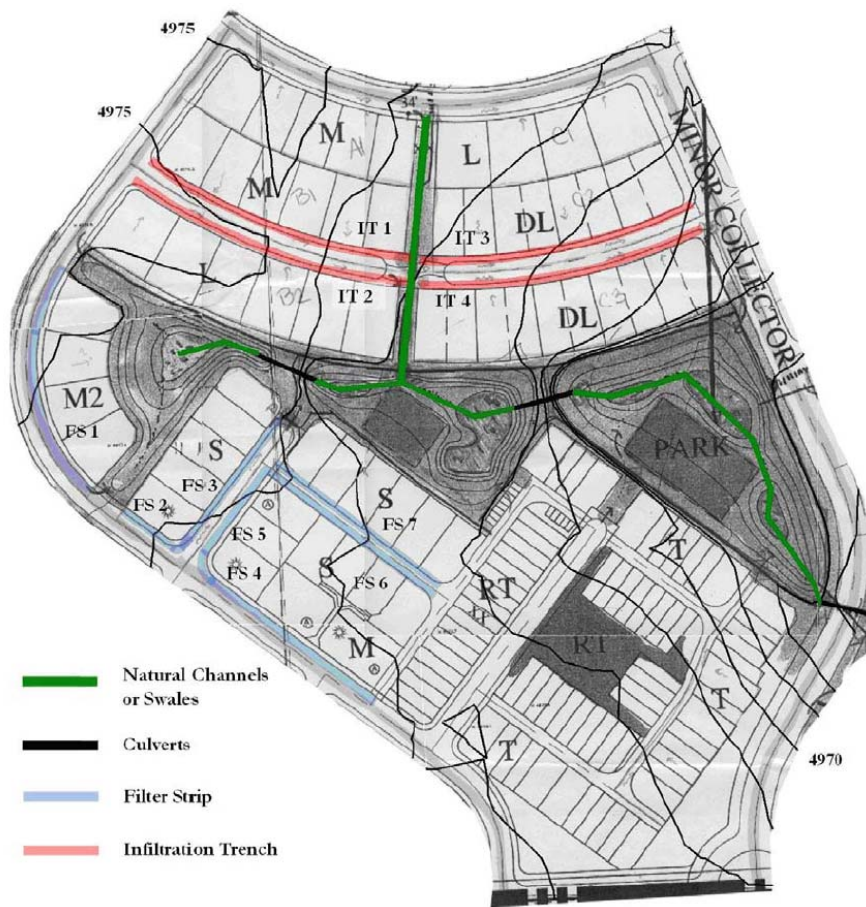


图 4-1 现场具有 LID 的开发后场地

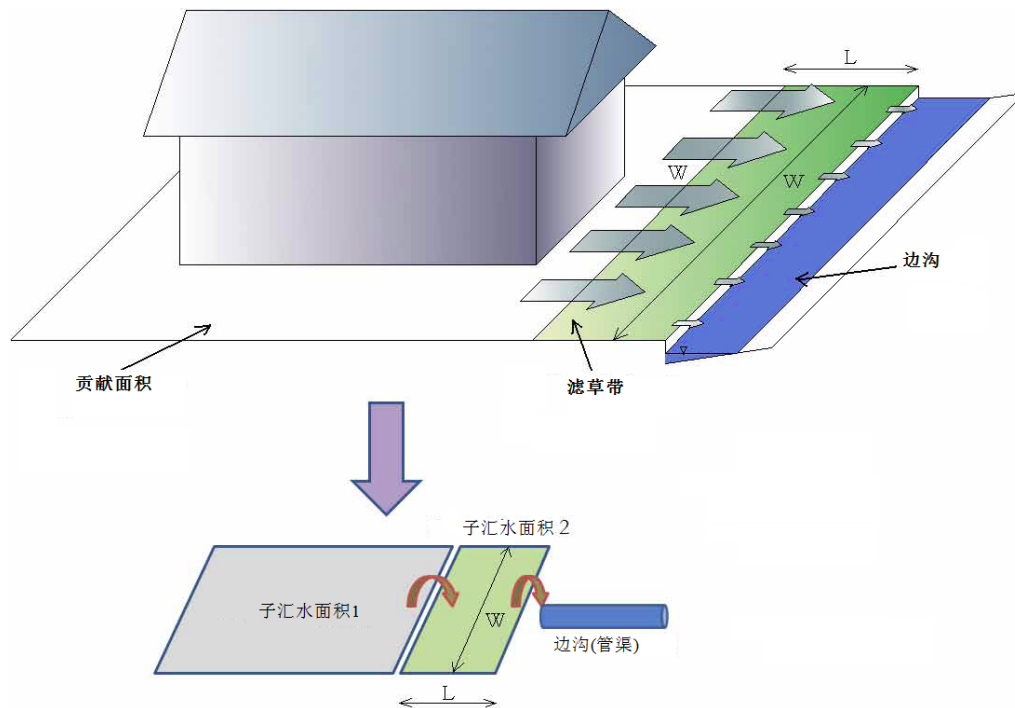


图 4-2 滤草带示意图

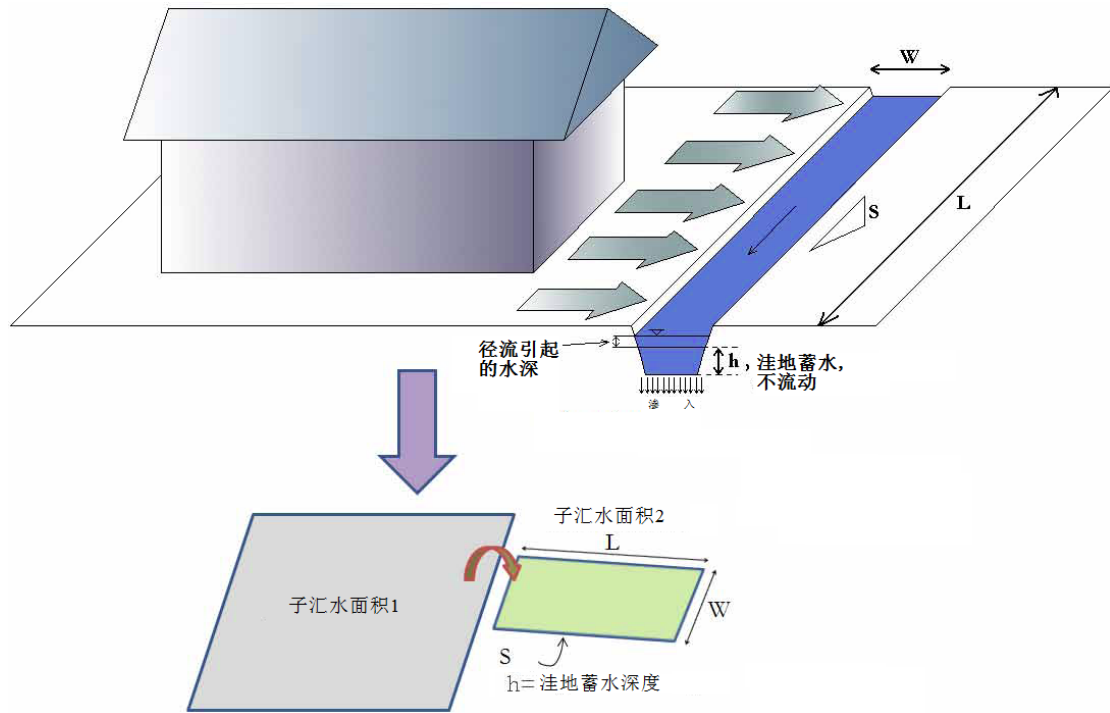


图 4-3 渗渠示意图

4.3 模型设置—滤草带

图 4-1 说明了本例中需要模拟的滤草带 (FS) 位置。LID 将要加入的初始 SWMMH 文件是 **Example2-Post.inp**，其中包括了子汇水面积和一条径流输送系统。图 4-1 将用作新模型的背景，便于滤草带的布置。该背景的图片文件命名为 **Site-Post-LID.jpg**。表 4-1 列出了每一滤草带属于的子汇水面积，以及每一滤草带的长度。

表 4-1 包含滤草带的子汇水面积

受控子汇水面积	滤草带	滤草带长度 (ft)
S3	FS 1	410
S3	FS 2	105
S3	FS 3	250
S4	FS 4	359
S4	FS 5	190
S4	FS 6	345
S3 和 S4	FS 7	375

表 4-1 中确定了需要建造的滤草带，具有字母 FS 和一个数字。在构造的模型中，一些滤草带被集成，因为它们被表示为新的子汇水面积。这些滤草带子汇水面积将确定为“S_FS_数字”。

为了较好地估计滤草带内创建的径流，子汇水面积 S3 和 S4 将进一步离散化。S3 将分为三个子汇水面积 S3.1, S3.2 和 S3.3；S4 分为四个子汇水面积 S4.1, S4.2, S4.3 和 S4.4，如图 4-4 所示。必要的是，重新估计平均地表漫流径流长度和新的子汇水面积宽度、坡度和百分

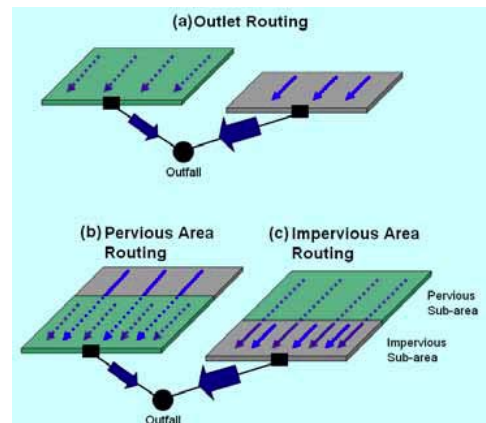
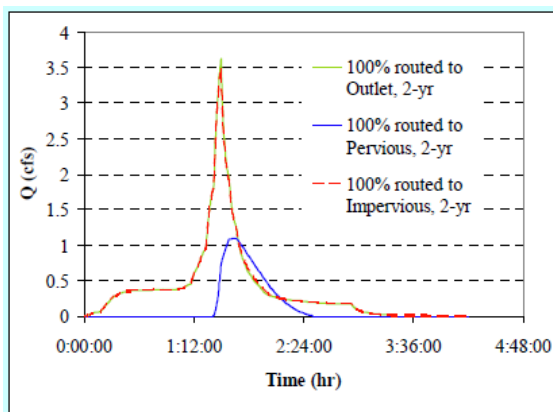
比不渗透性，以便放置到模型中。参考例 1，有助于确定新的子汇水面积水力属性。新的子汇水面积坡度将为 **2%**。已经在前面例子中定义了相同的 Horton 渗透速率，将在这里使用：最大值为 **4.5 in/hr**，最小值为 **0.2 in/hr**，衰减常数为 **6.5 hr⁻¹**。利用这些附加的新子汇水面积和重新离散化一些原来的，必要的是定义新的渠道和较点，为了将它们连接到排水系统。这些新的元素在图 4-4 中说明（红色管道和蓝色较点）。表 4-2 列出了新较点的属性，表 4-3 列出了新的管渠属性。

SWMMH 中子面积演算

模拟 LID 的可选方法不是在该例中创建额外的子汇水面积，而是利用子面积演算。SWMMH 中每一子汇水面积由两个子面积组成，不渗透子面积和渗透子面积，它们在属性表中的选项称作子面积演算和演算百分比。

子面积演算具有三个选项：**出水口、不渗透性和渗透性**。出水口选项（下图中的（a））演算从子面积直接到子汇水面积出水口的径流。渗透选项（下图中的（b））演算穿过渗透子面积到出水口的不渗透子面积径流，以及不渗透选项（下图中的（c））演算穿过不渗透子面积到出水口的渗透子面积径流。

来自不渗透地表的径流演算穿过渗透地表（下图中的（b））时，一些径流损失为渗透子面积的渗透和洼地蓄水。下图说明了这三种子面积演算方法对径流的典型影响，当用于单一子汇水面积时。注意因为在该情况中可忽略由渗透面积产生的径流，“100%演算到出水口”和“100%演算到不渗透性”情况实际是相同的。



子面积演算--渗透选项可用于模拟 LID。通过将 LID 表示为渗透子面积、将子面积渗透性数值设置为 LID 的，演算从子汇水面积的不渗透子面积到渗透子面积的径流，以及将百分比演算定义为表示连接到 LID 不渗透地表的百分比完成。利用该方法模拟 LID，意味着整个子汇水面积的渗透地面表示了 LID。该方法与本例中提出的方法相比不够灵活，因为 LID 的坡度和宽度必须为子汇水面积的，但不总是存在这种情况。

表 4-4 总结了新子汇水面积的属性。新子汇水面积（S3.2, S3.3, S4.2 和 S4.3）的出水口不是较点，而是表示为子汇水面积的滤草带。SWMMH 模型中的这种并排布置，对于子汇水面积 S3.1, S3.2，如图 4-5 所示；对于子汇水面积 S4.1, S4.2, S4.3 和 S4.4，如图 4-6 所示。

滤草带的长度（即地块和街道之间存在的地表漫流长度）将为 **4 英尺**，沿着该长度的滤草带坡度与典型地块坡度 **2%** 相同。滤草带的宽度（垂直于地表漫流方向）直接在地图上根据计算尺工具计算，这已经在例 1 解释，并填入表 4-5 的最后一列。

表 4-2 新铰点属性

新铰点	内底标高 (ft)
J15	4974.5
J16	4973.5
J17	4973.5

表 4-3 新管渠的属性

新管渠	进水节点	出水节点	长度 (ft)	断面类型 ¹	曼宁系数	最大深度 (ft)	底宽 (ft)	左侧坡度	右侧坡度
C15	J15	J3	444.75	草洼	0.05	3	5	5	5
C16	J17	J5	200.16	草洼	0.05	3	5	5	5
C17	J16	J7	300.42	边沟	0.016	1.5	0	0.0001	25

¹断面类型采用例 2 中的定义

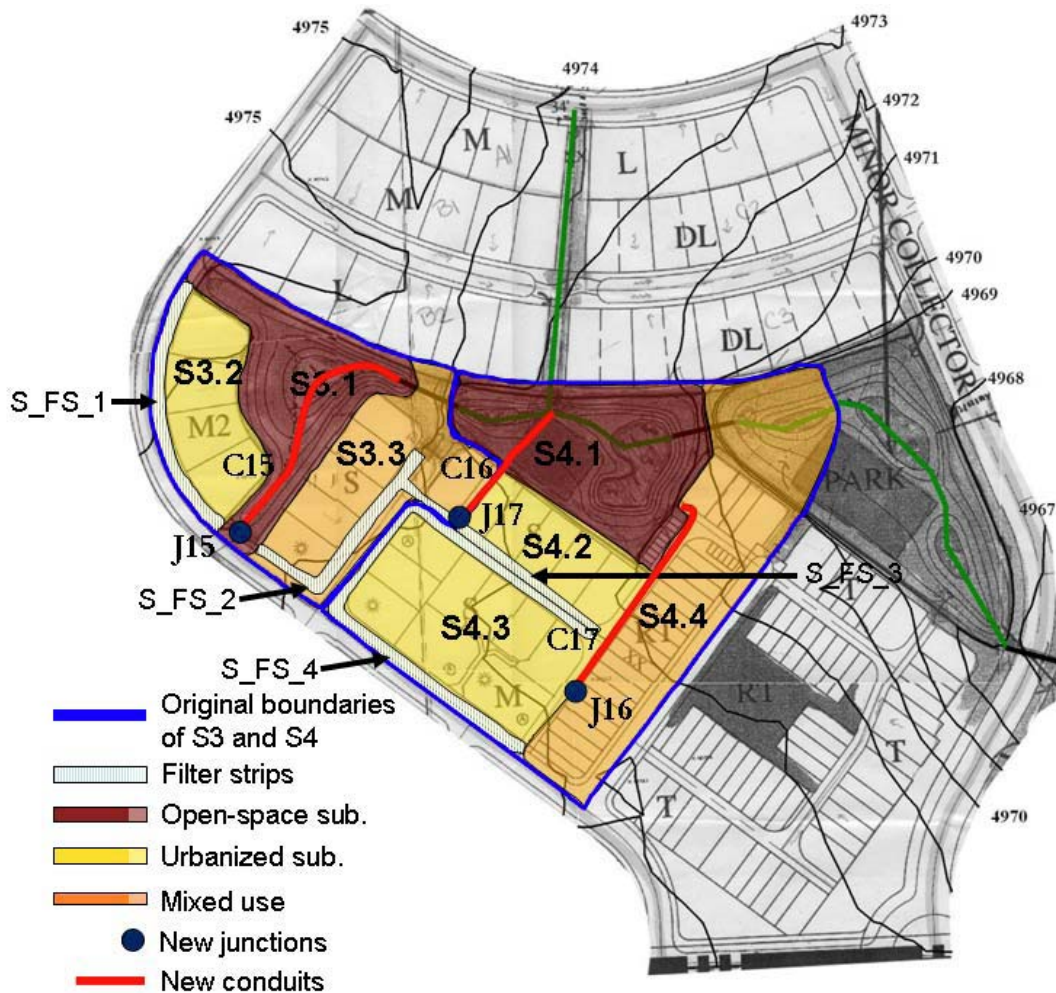


图 4-4 子汇水面积 S3 和 S4 的重新离散化

表 4-6 总结了用于模拟本例中滤草带的子汇水面积特性。滤草带的面积根据模型中测试的滤草带长度和本例中使用的水流路径长度 (4 ft) 计算。这意味着通过这些子汇水面积的自动长度计算面积，将由表 4-6 中计算的那些代替。

表 4-4 来自 S3 和 S4 的子汇水面积属性

新子汇水面积	出水口	面积(ac)	宽度 (ft)	坡度(%)	不透水性 (%)
S3.1	J3	1.29	614	4.7	0
S3.2	S_FS_1	1.02	349	2	65
S3.3	S_FS_2	1.38	489	2	58
S4.1	J6	1.65	580	2	0
S4.2	S_FS_3	0.79	268	2	70
S4.3	S_FS_4	1.91	657	2	65
S4.4	J9	2.40	839	2	69

表 4-5 滤草带子汇水面积的宽度

滤草带	受控子汇水面积	构成	部分宽度 (ft)	总宽度 (ft)
S_FS_1	S3.2	FS 1	410	410
S_FS_2	S3.3	FS 2 + FS 3 + part FS 7	105 + 250 + 108	463
S_FS_3	S4.2	Part FS 7	267	267
S_FS_4	S4.3	FS 4 + FS 5 + FS 6	359 + 190 + 345	894

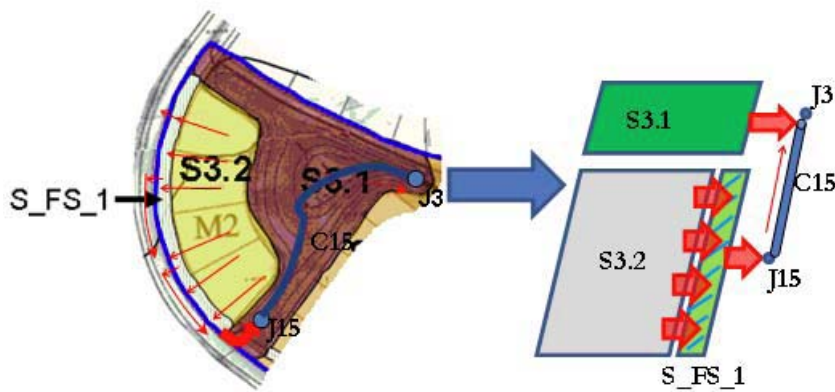


图 4-5 子汇水面积 S_FS_1, S3.1 和 S3.2 的表示

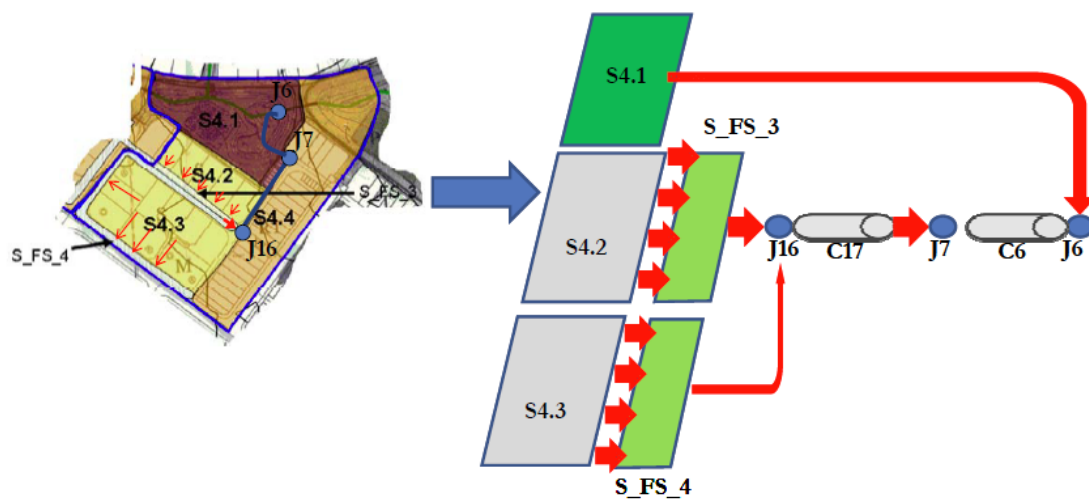


图 4-6 子汇水面积 S_FS_3, S_FS_4, S4.1, S4.2 和 S4.3 的表示

表 4-6 滤草带子汇水面积的属性

子汇水面积	上游子汇水面积	出水口	面积 (ft ²)	面积 (ac)	宽度 (ft)	坡度 (%)	洼地蓄水 (in)
S_FS_1	S3.2	J15	1640	0.038	410	2	0.3
S_FS_2	S3.3	J17	1852	0.043	463	2	0.3
S_FS_3	S4.2	J16	1068	0.025	267	2	0.3
S_FS_4	S4.3	J16	3576	0.082	894	2	0.3

一旦将表 4-5 和 4-6 所示的滤草带属性添加到模型，所有滤草带将赋以一个零百分比不渗透性，不渗透粗糙度为 **0.015**，不渗透洼地蓄水为 **0.06 in**（尽管后者属性没有一个被使用，因为 0%的不渗透性）；渗透粗糙度为 **0.24**，渗透洼地蓄水为 **0.3 in**。最后两个数值与汇水流域内其他渗透面积相同。最后，Horton 渗透的最大和最小渗透速率设置为相同数值 **0.2 in/hr**，这是研究面积土壤的最小渗透速率。渗透能力可能损失的考虑，是一种保守性的方法，事实上土壤可能在新暴雨开始就已变得饱和。

为了执行 SWMMH 模拟，所有子汇水面积必须赋给雨量计。可是，没有雨水应落在表示滤草带的子汇水面积，因为它们的面积认为是它们所处子汇水面积的一部分。于是，创建的新时间序列称作“Null”，并连接到时间序列“Null”。该雨量计定义为所有滤草带子汇水面积的雨量计，同时产生径流的子汇水面积连接到初始雨量计“RainGage”，如前面例子中的那样。

4.4 模型设置—渗渠

本例中包含的渗渠 (IT) 位于研究面积的北部 (见图 4-1)。为了模拟这些设施，子汇水面积 S1 和 S2 首先分为六个较小的子汇水面积，如图 4-7 所示。它们的面积利用 SWMMH 的自动长度工具确定。它们的宽度根据假设的城市径流长度 125 ft (从地块的后面到街道的计算)，正如例 1 讨论的。每一新的孙代汇水面积不渗透性根据列在例 1 的表 1-6 中的土地利用类型 (M, L 和 DL)。表 4-7 总结了新的孙代汇水面积的属性。表中没有说明的剩余属性 (Horton 渗透、渗透洼地蓄水等) 与原来子汇水面积给定的相同。

表 4-7 来自 S1 和 S2 的子汇水面积的属性

新的子汇水面积	出水口	面积 (ac)	宽度 (ft)	坡度 (%)	不渗透性 (%)
S1.1	J12	1.21	422	2	65
S1.2	S_IT_1	1.46	509	2	65
S1.3	S_IT_2	1.88	655	2	45
S2.1	J14	1.30	453	2	45
S2.2	S_IT_3	1.50	523	2	70
S2.3	S_IT_4	1.88	655	2	70

添加到模型的渗渠在表 4-8 中确定。它们的名称以字母 **IT** 开始，后跟一个数字。这些渗渠的位置见图 4-7。添加到模型的四条渗渠，作为子汇水面积，名称具有 S_ 前缀。它们服务为子汇水面积 S1.2, S1.3, S2.2 和 S2.3 的出水口，如表 4-9 所示。其他新的子汇水面积 S1.1 和 S2.1 的出水口，分别为较点 J12 和 J14。

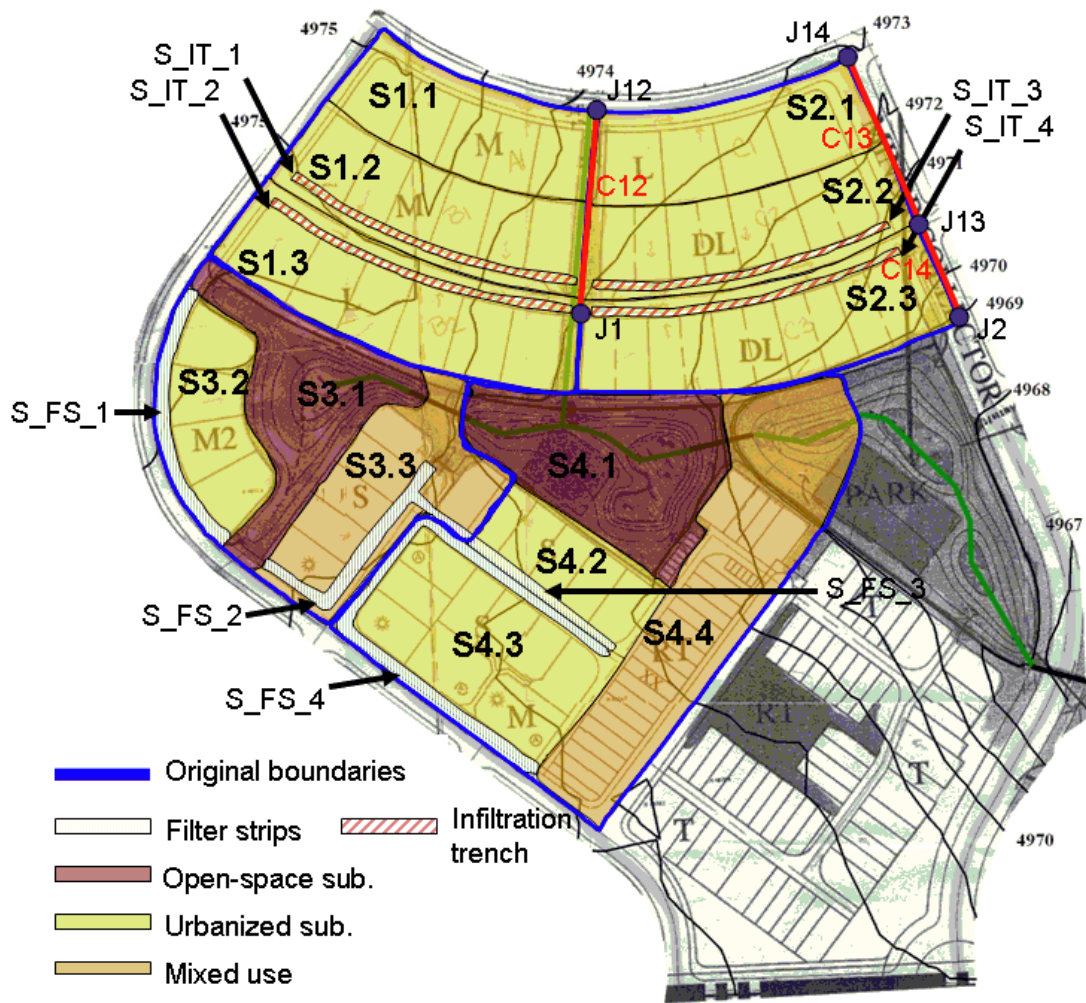


图 4-7 子汇水面积 S1 和 S2 为了表示渗渠而重新而离散化

确定渗渠尺寸时，注意长度和宽度的定义方式与滤草带定义长度和宽度的方式相反。每一渗渠的长度列于表 4-8。渠道面积可以利用该长度计算，假设宽度为 3 ft。每一渗渠的宽度和面积列在表 4-9 中。每一渠道模拟为具有洼地蓄水深度 1.2 ft（低于该深度的水被渗透，而高于该深度将具有沿着渠道的流量）。渗渠的实际蓄水深度为 3 ft，但是当 40%孔隙率的 1-1/2 in. 口径砂粒填充渗渠被考虑时，渠道的深度可用于存储渗透的水，降低至实际渠深的 40%。表 4-9 总结了赋给渗渠子汇水面积的属性。

表 4-8 包含了渗渠的子汇水面积

受控子汇水面积	渗渠	渠道长度 (ft)
S1	IT 1	450
S1	IT 2	474
S2	IT 3	450
S2	IT 4	470

渗渠的坡度计算直接来自场地地图，它们的不渗透性为 0%，曼宁粗糙系数为 0.24，它们的蓄水深度考虑设置洼地蓄水为有效蓄水深度 14.4 in (1.2 ft)。正如滤草带那样，恒定（最

小) 土壤渗透能力为 **0.2 in/hr**, 将用于渗渠。它忽略了可能发生在渠道边壁的任何水平渗透。雨量计也赋给每一渠道, 是新创建的“Null”雨量计, 以便没有降雨直接发生在渠道面积上。

表 4-9 渗渠子汇水面积的属性

子汇水面积	上游子汇水面积	出水口	面积 ¹ (ft ²)	面积 ¹ (ac)	宽度 (ft)	坡度 ² (%)	洼地 ³ 蓄水 (in)
S_IT_1	S1.2	J1	1350	0.031	3	0.422	14.4
S_IT_2	S1.3	J1	1422	0.033	3	0.422	14.4
S_IT_3	S2.2	J13	1350	0.031	3	0.444	14.4
S_IT_4	S2.3	J13	1410	0.032	3	0.468	14.4

¹ 面积 = 渠道长度 × 垂直于流向的 **3 ft** 宽度。

² 坡度根据场地地图计算。

³ 对应于渠道的有效深度, **0.4 × 36 in**。

该渠道的设计假设没有障碍影响流入渠道的水流。草和土壤层高于 1-1/2 in. 口径砂粒, 例如, 可能减缓进入渠道的流量; 造成受到渠道处理的更少量水流。这将再次在本例的结果部分遇到。

为了完成模拟, 必要的是定义额外将新增加的子汇水面积连接到排水系统的渠道和铰点。这些新的元素在图 4-7 中说明 (管渠为红色, 铰点为蓝色)。表 4-10 列出了新铰点的属性, 表 4-11 列出了新管渠的属性。

表 4-10 新铰点的属性

新铰点	内底标高 (ft)
J12	4973.8
J13	4970.7
J14	4972.9

表 4-11 新管渠的属性

新管渠	进水节点	出水节点	长度 (ft)	断面类型 ¹	曼宁系数	最大深度 (ft)	底部宽度 (ft)	左边坡	右边坡
C12	J12	J1	281.7	洼地	0.05	3	5	5	5
C13	J14	J13	275.5	边沟	0.016	1.5	0	0.0001	25
C14	J13	J2	157.48	边沟	0.016	1.5	0	0.0001	25

¹ 断面类型采用例 2 定义的断面

4.5 模拟结果

包含所有 LID 的最终模拟文件见 **Example4.inp**。它在动态波流量演算下执行, 对于三种设计暴雨的每一个, 利用雨季径流时间步长 **1 分钟**, 报告时间步长 **1 分钟**, 演算时间步长 **15 s**。对于每一设计暴雨下的滤草带 *S_FS_1*, 图 4-8 比较了结果进流和出流径流过程线。图 4-9 对应于渗渠 *S_IT_1*。其他 LID 的结果看上去与这些类似。表 4-12 和 4-13 分别列出了每一滤草带和渗渠的径流系数。正如在这里使用的, 径流系数为流出 LID 的出流径流容积与流进 LID 的进流径流容积的比值。由 LID 提供的径流容积下降分数简化为 1 减去径流系数。

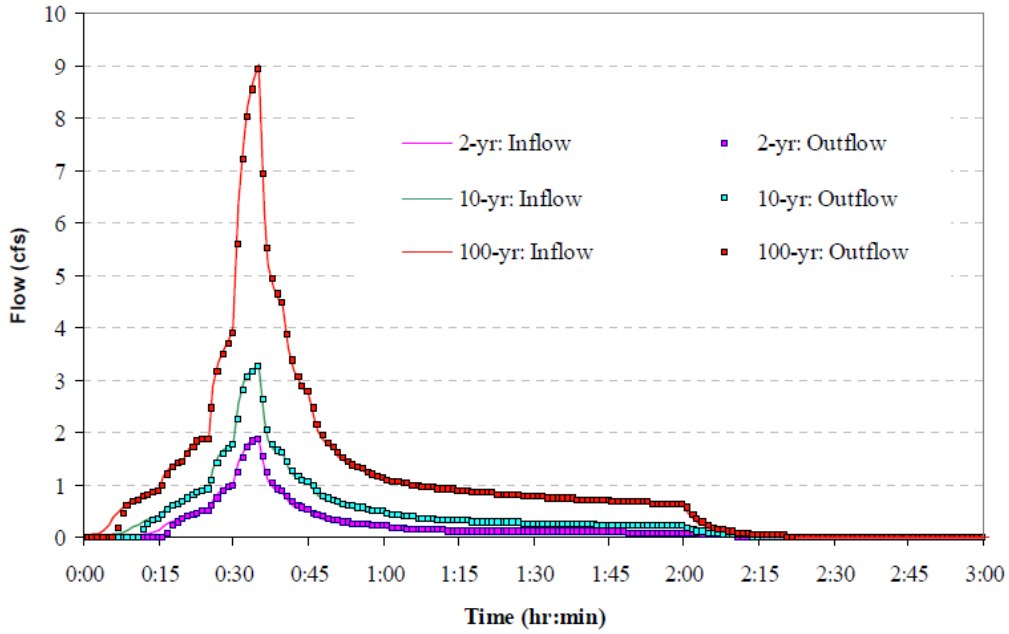


图 4-8 滤草带 S_FS_1 的进流和出流过程线

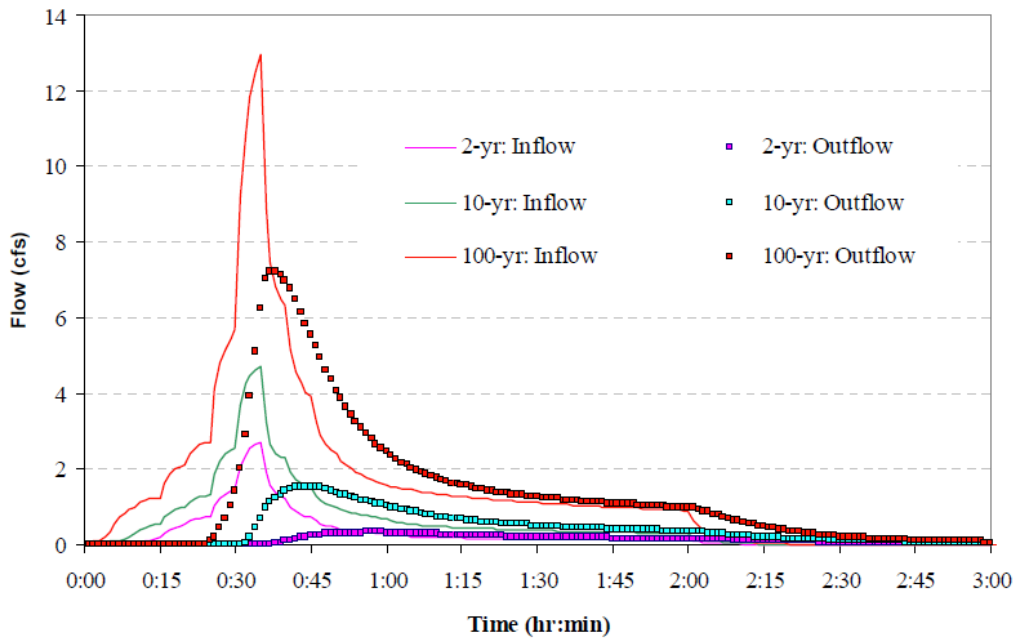


图 4-9 渗渠 S_IT_1 的进流和出流过程线

表 4-12 滤草带的径流系数

滤草带	径流系数		
	2 年暴雨	10 年暴雨	100 年暴雨
S_FS_1	0.95	0.98	0.99
S_FS_2	0.95	0.98	0.99
S_FS_3	0.96	0.98	0.99
S_FS_4	0.94	0.97	0.99

表 4-13 渗渠的径流系数

渗渠	径流系数		
	2 年暴雨	10 年暴雨	100 年暴雨
S_IT_1	0.45	0.73	0.89
S_IT_2	0.35	0.71	0.90
S_IT_3	0.51	0.75	0.90
S_IT_4	0.59	0.79	0.92

显然，对于所有级别暴雨，滤草带提供了可忽略的径流控制，出流量接近于进流量。这证明了为什么在第 4.2 部分说明的，考虑了滤草带的用途主要是污染物去除设施，在径流流量或容积控制上是无效的。相反，所有渗渠提供了径流容积的显著降低，尤其对于较小的降雨事件。可是应记住，本例中的渠道没有在砂砾填充上植草。渠道上添加这样的植被层后，可以减少它的有效性，取决于怎样的设计。

对于每一设计暴雨（2 年、10 年和 100 年重现期），图 4-10 比较了 LID 有无情况下研究面积出水口模拟的流量。对于每一设计暴雨，LID 减少了径流容积和高峰流量。随着暴雨事件的增加，LID 的效果越来越差，它们的容积和高峰流量的减缓被降低。图 4-11 中比较了这些出水容积和高峰的百分比降低。它说明 LID 控制的效益随着暴雨尺寸的增加而降低。

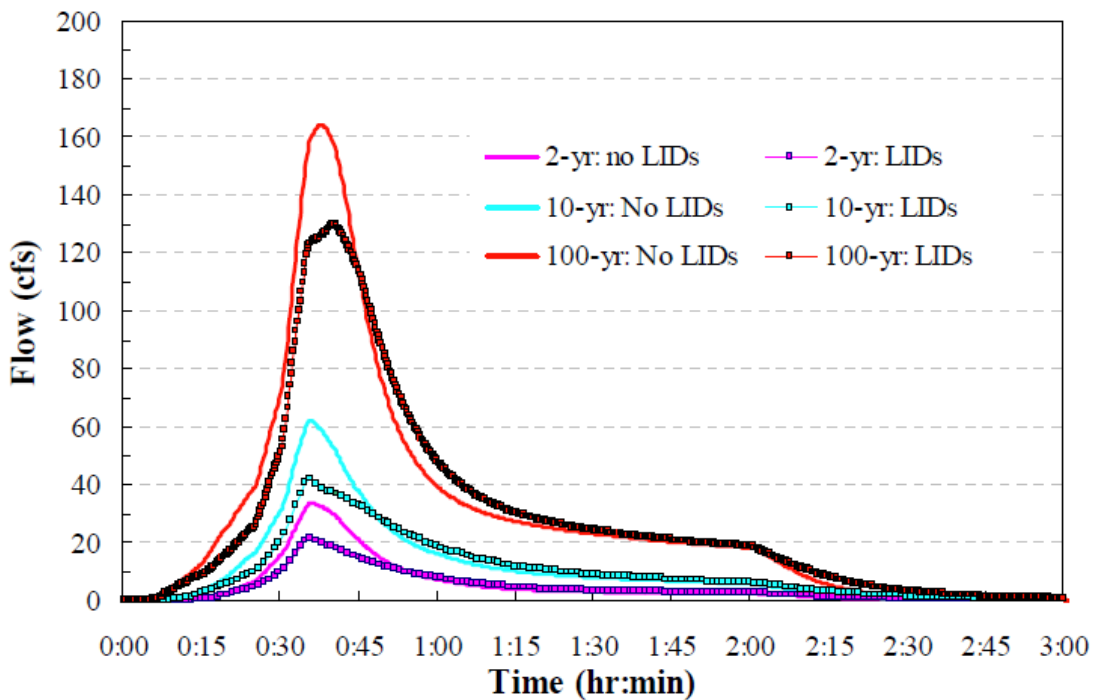


图 4-10 LID 控制有无条件下的出水流量比较

4.6 总结

本例说明 SWMM 怎样用于评价两种类型低影响开发（LID）的可选方案：滤草带和渗渠。本例说明的关键点为：

1. 滤草带可以模拟为矩形、100%渗透子汇水面积，具有恒定渗透速率。
2. 渗渠可以模拟为矩形、100%渗透子汇水面积，具有恒定渗透速率，其中洼地蓄水是渠道的有效空隙容积深度。
3. 这些类型 LID 的模拟，可能需要子汇水面积较详细水平的离散化，为了适当考虑它们的当地的布置。
4. 渗渠（没有顶层土壤层）在减少径流容积和高峰中，比滤草带更有效。
5. LID 在减少径流容积和高峰中的有效性随着暴雨事件尺寸的增加而降低。

尽管本例使用了一系列设计暴雨，为了评价 LID 性能，将需要雨水控制能力更加精确的估计，和现场的连续长期模拟。利用数年实际降雨输入的价值，将允许模型适当考虑暴雨事件之间前期土壤条件的变化。当考虑基于渗入的控制时，该因素成为关键事项。本手册的例 9 说明了怎样执行这样的连续模拟。

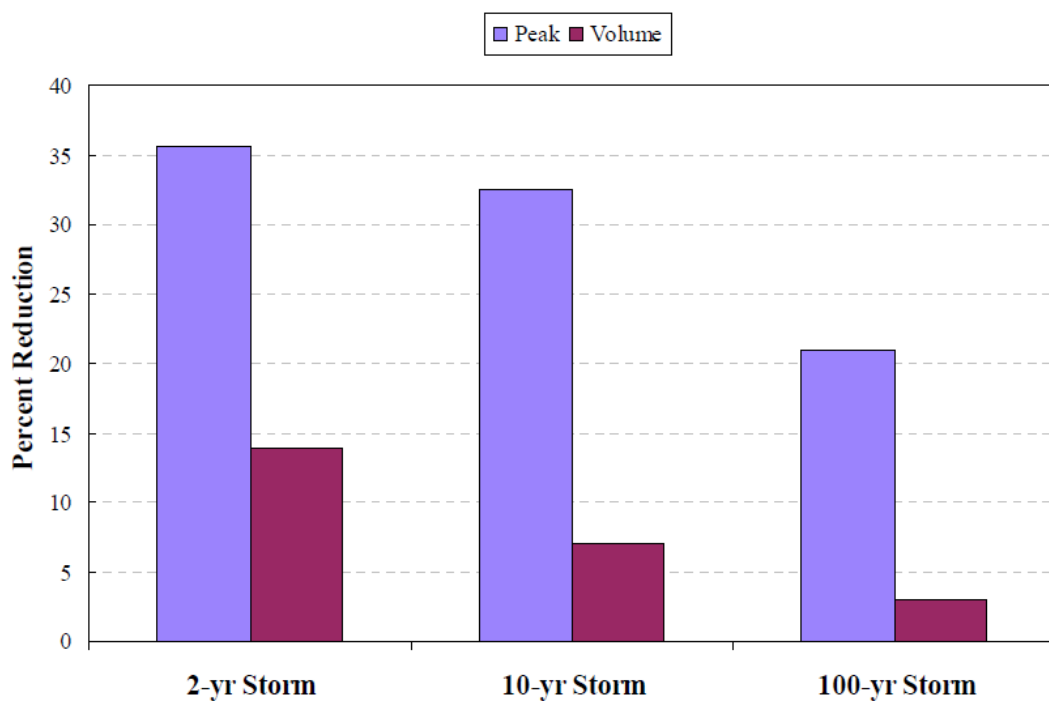


图 4-11 利用 LID 时出水高峰流量和径流容积的降低百分比

例 5 径流水质

本例说明怎样模拟城市汇水面积的污染物增长和冲刷。考虑了不同土地利用对污染物增长的影响，以及用于表示冲刷过程的事件平均浓度（EMC）和指数函数。

在雨季流量及其环境影响的研究中，地表径流水质是极其重要的，但是很复杂。重要的是精确表达汇水流域模拟模型中的水质，因为缺乏对涉及的基本过程的理解，以及缺乏模型校验和校准需要的充分数据。SWMMH 能够经验性模拟非点源径流水质和水质处理（将在例 6 中说明）。它提供了可以被校准的灵活数学函数集，为了估计旱季污染物在地表的累积，及其在暴雨时间中向径流的排放。与例 1 到例 4 相同的研究，用于说明这些函数怎样用于典型的城市汇水面积。

5.1 问题描述

例 2 提出的 29 英亩城市汇水面积和排水系统将扩展到包含水质模拟。将模拟污染物增长、冲刷和演算，为了估计在开发后，没有使用径流控制（意味着系统中没有 BMP 或者滞流）排放到汇水区域出水口的水质。研究面积场地如图 5-1 所示，为了包含水质，输入文件 **Example2-Post.inp** 将被修改。

长降水记录的检查，说明多数暴雨很小。例如，例 3 中在科罗拉多高原靠近山脚的滞留池水质捕获容积（WQCV），估计仅仅为 0.23 英寸。（计算美国其他区域 WQCV 的方法将例 3。）该容积对应于深度，仅仅在 4 次暴雨超过 1 次，以及仅仅为用于前面的例子（1.0 in）2 年设计暴雨的 25%。因此，小尺寸频繁发生的暴雨考虑为主要数量的记录事件。正是这些暴雨，导致了城市汇水面积高比例的暴雨径流和污染负荷（UDFCD, 2001）。

为了探索暴雨容积对污染负荷的影响，本例将计算由两个较小尺寸 2 小时暴雨产生的径流负荷，具有容积分别为 0.1 in. 和 0.23 in.。这些负荷将与前面例子 2 年设计事件暴雨（其容积为 1.0 in.）产生的比较。这两个较小暴雨五分钟间隔强度的时间序列如表 5-1 所示。

表 5-1 0.1 和 0.23 英寸事件的降雨时间序列

时间 (min)	0.1 in 暴雨 (in/h)	0.23 in 暴雨 ¹ (in/h)	时间 (min)	0.1 in 暴雨 (in/h)	0.23 in 暴雨 ¹ (in/h)
0:00	0.030	0.068	1:00	0.020	0.047
0:05	0.034	0.078	1:05	0.019	0.045
0:10	0.039	0.089	1:10	0.018	0.042
0:15	0.065	0.150	1:15	0.017	0.040
0:20	0.083	0.190	1:20	0.017	0.040
0:25	0.160	0.369	1:25	0.016	0.038
0:30	0.291	0.670	1:30	0.015	0.035
0:35	0.121	0.277	1:35	0.015	0.035
0:40	0.073	0.167	1:40	0.014	0.033
0:45	0.043	0.099	1:45	0.014	0.033
0:50	0.036	0.082	1:50	0.013	0.031
0:55	0.031	0.071	1:55	0.013	0.031

¹0.23 in. 对应于 WQCV。

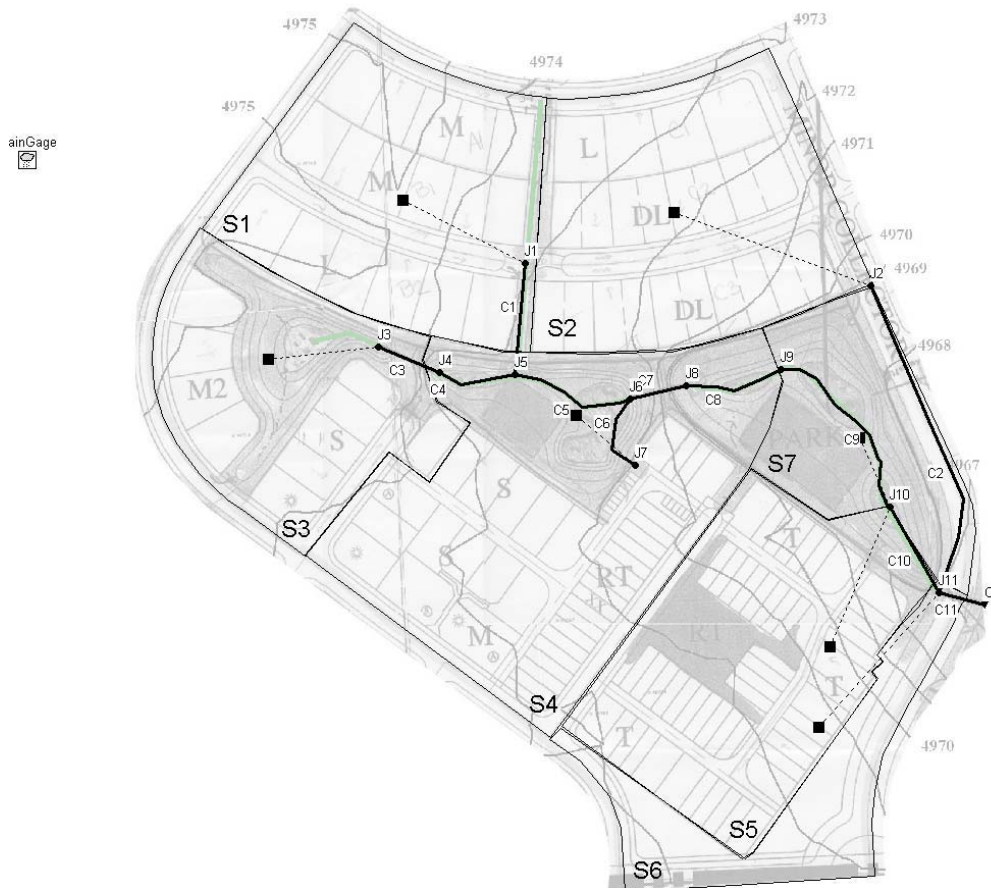


图 5-1 没有径流控制的开发后场地

利用 *时间序列编辑器*，在 SWMMH 中定义这些新的雨量图。新的降雨序列名称将分别为 *0.1-in* 和 *0.23-in*。它们将由模型的单个雨量计使用，除了前面例子中使用的 2 年、10 年和 100 年暴雨。本例将仅仅使用 2 年暴雨，结合 0.1 in. 和 0.23 in. 事件。

5.2 系统表示

SWMMH 利用几个专门化的对象和方法，表示城市径流的水质。这些工具很灵活，可以模拟增长和冲刷过程的变化，但是为了产生符合实际的结果，它们必须通过校验数据支撑。以下是 SWMMH 模拟水质的对象和方法简要描述。

- **污染物**

污染物是用户指定的污染物，在汇水区域表面增长，并在径流事件中冲刷和迁移。SWMMH 可以模拟任何数量用户指定的污染物产生、冲刷和迁移。定义的每一污染物通过名称和浓度单位识别。外部使用水源的污染物浓度，可以直接添加到模型（例如雨水中的浓度、地下水和进流/渗入源头）。由径流产生的浓度通过 SWMMH 内部计算。利用协同污染物和协同分数选项，也可以定义两种污染物之间的依赖性（例如铅可以是悬浮固体浓度的恒定分数）。

- **土地利用**

土地利用刻画了汇水面积内对污染物产生具有不同影响的活动（例如住宅、商业、工业等）。它们用于表示污染物增长/冲刷速率的空间变化，以及子汇水面积内街道清扫（如

果使用)的影响。子汇水面积可分为一种或者多种土地利用。该划分的完成,独立于渗透和不渗透子面积,以及子汇水面积中的所有土地利用假设包含了渗透和不渗透面积的不同分隔。各种土地利用的百分比赋给子汇水面积,不必总和达到100。任何没有指定土地利用的剩余面积,不贡献污染负荷。

● 增长

给定土地利用的增长函数,指定了旱季污染物加入到土地表面的速率,这将在径流事件中用于冲刷。子汇水面积内的总增长表达为质量每单位面积(例如lb/英亩)或者质量每单位边石长度(例如lb/英里)。对于每种污染物和土地利用,可以定义各自的增长速率。为了模拟增长,SWMMH中提供了三个选项:幂函数、指数函数和饱和函数。每一函数的数学表达式在*SWMM 5 用户手册*(Rossman, 2008)或*SWMMH 5 用户手册*(李树平译,2010)中描述。这些公式可以采用的,通过利用合适的参数,达到各种类型的增长行为,例如线性速率增长或者下降速率增长。

整个子汇水面积初始污染物负荷的定义,是一种可选项,为了利用增长函数模拟单个事件。初始负荷是模拟开始时整个子汇水面积的污染物质,单位为质量每单位面积。该可选项更适合于单个事件的模拟,以及重载任何前期干旱日内计算的初始增长。

● 冲刷

冲刷是雨季事件中子汇水面积地表污染物侵蚀、运动和/或溶解的过程。三个选择可用在SWMMH中,表示每一污染物和土地利用的冲刷过程:事件平均浓度(EMC),性能曲线和指数函数(数学表达见*SWMM 5 用户手册*或*SWMMH 5 用户手册*)。这三种函数之间的主要差异总结如下。

- EMC假设每一污染物在整个模拟中具有恒定的径流浓度。
- 性能曲线产生了冲刷负荷,它仅仅是径流量的函数,这意味着它们在相同流量下模拟相同的冲刷,忽略暴雨中流量发生的时间。
- 指数曲线不同于性能曲线,因为冲刷负荷不仅是径流量的函数,而且是汇水流域剩余污染物质的函数。
- 当EMC或者性能曲线用于表示污染物浓度时,不需要累积函数。如果使用了累积函数,忽略冲刷函数,累积随着冲刷过程持续下降;当没有更多剩余增长时,冲刷停止。
- 因为性能曲线没有使用剩余的累积量作为限制因素,与指数曲线相比,在暴雨事件的结束,考虑了地表剩余增长的量,它们趋向于产生较高的污染物负荷。该差异对于大型暴雨事件尤为重要,其中一些增长可能在早期阶段被冲刷。

污染物从子汇水面积冲刷之后进入输送系统,通过管渠迁移,由流量演算结果确定。它们可能经历了一级衰减,或者受制于特定定义了处理函数节点的降低。

● 地表污染物的减少

SWMMH使用两种在子汇水面积内降低地表污染物负荷的过程。它们是:

- BMP处理:该机制假设一些类型的BMP用于子汇水面积,通过恒定去除分数,减少了它的常规冲刷负荷。在本例中没有使用BMP处理,将在例6中说明。
- 街道清扫:可以为每一土地利用定义街道清扫,它的模拟在第一次暴雨事件开始之前,以及在下一事件之间并行于增长。街道清扫通过四个参数定义,用于计算暴雨开始时地表剩余污染物负荷:(1)街道清扫之间的天数,(2)用于清扫去除的增长分数,(3)模拟开始时最后一次清扫后的天数,(4)街道清扫去除效率(百分比)。定义每一土地利用这些参数,同时也进行定义每一污染物第四个参数。

5.3 模型设置

本例中将仅仅考虑总悬浮固体（TSS）作为唯一的水质成份。TSS 是城市雨水中最常见的污染物之一，它的浓度通常很高。美国 EPA (1983)报告 TSS EMC 的范围在 180 – 548 mg/L，UDFCD (2001) 报告数值在 225 mg/L 和 400 mg/L 之间，取决于土地利用。关于该污染物的一些受纳水体影响为，居环境的改变、河流浊度和娱乐与感觉的损失。与 TSS 相关的固体也包括有毒成分，例如重金属和吸附的有机物。为了考虑开发后场地内 TSS 的增长、冲刷和迁移，一些段落讨论了怎样修改例 2 中建立的模型（文件 **Example2-Post.inp**）。

污染物定义

第一步将 TSS 定义为 SWMMH 数据浏览器中水质类型中新的污染物。它的浓度单位为 **mg/L**，假设在雨水中少量存在（**10 mg/L**）。本例中没有考虑地下水的浓度和一级衰减，也没有定义 TSS 的任何协同污染物。

污染物和土地利用定义

污染物: 污染物在数据浏览器的水质类型下 SWMMH 的污染物编辑器中定义。新的污染物定义需要的最小数据量为名称和浓度单位。其他特性包括各种外部（非增长）源头（雨水、地下水和 RDII）的污染物浓度，它的一级衰减系数（日⁻¹）以及增长依赖的协同污染物。

土地利用: 不同的土地利用将产生不同速率的污染物。土地利用在 SWMMH 数据浏览器的水质类型下定义。它们的属性利用土地利用编辑器编辑，其中分为三类：**常用**、**增长**和**冲刷**。**常用**标签包含了土地利用名称和特殊土地利用的街道清扫细节。**增长**标签用于选择增长函数，它的参数，通过土地利用产生的每一污染物。正规化变量（总边石长度或者面积）的选择也在这里定义。最后，**冲刷**标签用于定义土地利用产生的每一污染物的冲刷函数及其参数，以及街道清扫和 BMP 的去除效率。

属性	数值
名称	TSS
单位	MG/L
雨水浓度	10
地下水浓度	0.0
L&E浓度	0.0
DWF浓度	0
衰减系数	0.0
仅仅雪水	NO
污染物协同	
协同分数	

用户指定的污染物名称。

确定 取消 帮助(H)

属性	数值
土地利用名	Residential_1
描述	
街道清扫	
间隔	0
可利用性	0
最后清扫	0

用户指定的土地利用名称。

确定 取消 帮助(H)

属性	数值
函数	EXP
最大增长	0.11
速率常数	0.5
幂/饱和常数	0.0
正规化器	CURB

增长函数: POW = 幂增长, EXP = 指数增长, SAT = 饱和增长。

确定 取消 帮助(H)

属性	数值
函数	EMC
系数	160
指数	0.0
清洁效率	0.0
BMP效率	0.0

冲刷函数: EXP = 指数, RC = 性能曲线, EMC = 事件平均浓度。

确定 取消 帮助(H)

土地利用定义

本例将考虑三种不同类型的土地利用：*Residential_1*、*Residential_2* 和 *Commercial*。*Residential_1* 土地利用用于低中密度的住宅区（地块类型“L”，“M”和“M2”），同时 *Residential_2* 土地利用用于高密度公寓和复式的（地块类型“DL”和“S”）地块。*Commercial* 土地利用将用于地块类型“T”和“RT”。

SWMMH 中在数据浏览器水质类型下定义了土地利用。本例没有考虑街道清扫，因此没有定义清扫参数。土地利用的混合将赋给每一子汇水面积。对于给定的子汇水面积，通过打开属性编辑器完成，选择土地利用属性，并点击省略号。在显示的土地利用布置对话框中，输入地表面积的百分比，赋给每一土地利用。百分比从研究面积地图上可视化估计。本例的表 5-4，总结了每一子汇水面积中土地利用的赋值。

指定增长函数

为了刻画旱季 TSS 的累积，将需要选择 SWMMH 增长公式之一。不幸的是，即使数据是可用的，最好公式形式的选择是不明显的。甚至文献中的多数增长数据，意味着可以观测到随时间的线性增长；该线性假设不总是真实的（Sartor and Boyd, 1972），增长速率趋向于随时间降低。于是，本例将利用具有参数 C_1 （最大增长可能）和 C_2 （增长速率常数）的指数曲线，为了将增长速率 B 表示为时间 t 的函数：

$$B = C_1(1 - e^{-C_2 t}) \quad (5-1)$$

TSS 的增长数据说明，商业和住宅区域趋向于产生类似量的灰尘，构成了 TSS（再者，不同情况具有很大变化）。类似的，与低密度住宅区相比，高密度住宅区趋向于产生更多的污染物。根据 Manning et al. (1977) 的全国性研究，灰尘增长速率的典型数值，如表 5-2 所示。

表 5-2 典型灰尘增长速率，Manning et al. (1977)

土地利用	均值 (lb/curb-mi/day)	范围 (lb/curb-mi/day)
商业区	116	3-365
多家庭住宅区	113	8-770
单家庭住宅区	62	3-950

表 5-3 说明了对于前面定义的每一土地利用，公式 5-1 中使用的参数 C_1 和 C_2 。具有这些参数的指数增长模型图形如图 5-2 所示。SWMMH 中，每一土地利用定义的增长函数及其参数在土地利用编辑器的“增长”页中。这里使用的增长函数为 **Exp**，常数 C_1 在最大增长域中输入，常数 C_2 在速率常数域中输入。当使用指数模型时，没有定义幂/饱和常数域。

用在该 TSS 增长函数中的参数数值从文献中获得。没有其他支撑它们的合理使用，因此建议，模拟人员应根据现场数据定义它们。

通过边石长度（通常具有更多的文献数据采用单位长度的街道/边沟而不是单位面积），所有子汇水面积中的增长将在该例中正规范化。对于土地利用编辑器中的每一土地利用，该选项被指定。边石长度可以利用 SWMMH 的计算尺工具估计，在研究面积地图内的街道内跟踪（见例 1 中的文本框“SWMMH 中可用测量工具”）。它们应类似于表 5-4 中所列的那些。这些数值通过属性编辑器赋给每一子汇水面积。边石长度单位（例如英尺或米）必须与土地利用编辑器增长速率中使用的相一致（例如 lbs/curb-ft 或 kg/curb-m）；在这两个系统之间单位不能够混用。

表 5-3 TSS 增长的参数

土地利用	C ₁ (lb/curb-ft)	C ₂ (l/day)
Residential_1	0.11	0.5
Residential_2	0.13	0.5
Commercial	0.15	0.2

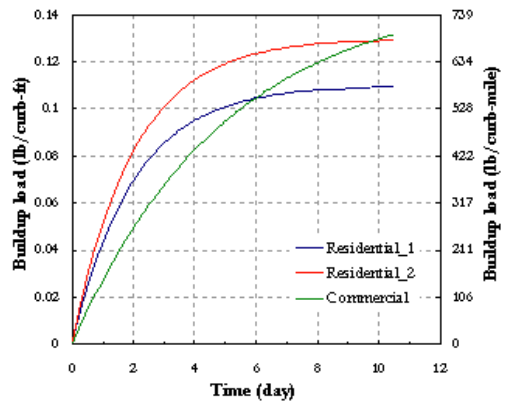


图 5-2 TSS 增长曲线

表 5-4 每一汇水面积的边石长度和土地利用

子汇水面积	边石长度 (ft)	Residential_1 (%)	Residential_2 (%)	Commercial (%)
1	1680	100	0	0
2	1680	27	73	0
3	930	27	32	0
4	2250	9	30	26
5	2480	0	0	98
6	1100	0	0	100
7	565	0	0	0

最后为了开始利用已经存在的一些初始增长模拟，假设在模拟开始之前具有 5 日前期干旱条件。程序将该时间间隔用于 TSS 增长函数，为了计算每一子汇水面积上 TSS 的初始负荷。前期干旱天数参数在 SWMMH 选项对话框的常用页内指定。

指定冲刷函数

本例使用两种方法模拟冲刷：EMC 和指数冲刷公式。以下解释怎样将它们添加到模型。

EMC

EMC 的估计可以从 EPA 执行的全国城市径流程序 (NURP) 获得 (U.S.EPA, 1983)。根据该项研究，城市场地观测的 TSS EMC 中值为 100 mg/L。根据一般观测，住宅和商业区产生了类似的污染负荷；考虑到土地利用的差异，本例使用表 5-5 中的 EMC。这些 EMC 利用土地利用编辑器的冲刷页输入进模型。函数域的进口为 EMC，将表 5-5 的浓度输入到系数域，剩余域可以设置为 0。得到的 SWMMH 输入文件保存为 **Example5-EMC.inp**。

指数冲刷

用在 SWMM 中的指数冲刷函数为：

$$W = C_1 \cdot q^{C_2} \cdot B \quad (5-2)$$

式中：

W——时刻 t 的污染物冲刷速率，lbs/hr；

C_1 ——冲刷系数, $(\text{in/hr})^{-C_2} (\text{hr})^{-1}$;

C_2 ——冲刷指数;

q ——时刻 t 的单位面积径流量, in/hr ;

B ——时刻 t 保留在地表的污染物增长, lbs 。

根据沉积物迁移理论, 指数 C_2 的数值范围应在 1.1 和 2.6 之间, 多数接近 2 (Vanoni, 1975)。因为较高的不渗透性, 可以假设商业和高密度住宅区域 (土地利用 *Commercial* 和 *Residential_2*), 趋向于释放污染物更快, 与具有单个住宅的面积 (*Residential_1*) 相比。于是 *Residential_2* 和 *Commercial* 土地利用中 C_2 使用 **2.2** 数值; *Residential_1* 土地利用使用 **1.8**。

冲刷系数 (C_1) 的数值更难以断定, 因为它们的变化为 3 或 4 个量级。该变化可能在城市区域不太极端, 但是仍旧很显著。监视数据用于协助估计该常数数值。当前的例子假设对于 *Residential_2* 和 *Commercial*, C_1 等于 **40**; 对于土地利用 *Residential_1*, C_1 等于 **20**。

表 5-5 总结了指数冲刷下每一土地利用使用的 C_1 和 C_2 系数。这些利用 *土地利用编辑器* 冲刷页输入到模型。函数域的入口为 **EXP**; 来自表 5.5 的 C_1 数值输入到系数域; C_2 输入到指数域。剩余域设置为 **0**。得到的 SWMM 输入文件保存为 **Example5-EXP.inp**。

表 5-5 每一土地利用的冲刷特性

土地利用	EMC (mg/L)	$C_1 [(\text{in/hr})^{-C_2} \text{sec}^{-1}]$	C_2
Residential_1	160	20	1.8
Residential_2	200	40	2.2
Commercial	180	40	2.2

5.4 模拟结果

EMC 冲刷模型 (**Example5-EMC.inp**) 和指数冲刷模型 (**Example5-EXP.inp**) 在以下分析选项集下, 对 0.1 in., 0.23 in. 和 2 年降雨事件执行模拟:

模拟时段: 12 小时
前期干旱天数: 5
演算方法: 动态波
演算时间步长: 15 秒
雨季时间步长: 1 分钟
旱季时间步长: 1 小时
报告时间步长: 1 分钟

从每一模型获得的结果在下一部分讨论。

EMC 冲刷结果

对于 0.1 in. (图 5-3) 和 0.23 in. (图 5-4) 暴雨, 图 5-3 和 5-4 说明了不同子汇水面积模拟的径流浓度。浓度是常数, 对应于雨水中恒定浓度 (10 mg/L) 与每一子汇水面积内赋给的土地利用 EMC 之和。一旦地表径流停止, TSS 浓度变为零。这就是为什么在子汇水面积 S7 没有显示浓度, 因为它没有产生径流 (所有降雨渗入)。注意对于 EMC 冲刷, 暴雨的尺寸对子汇水面积的径流浓度没有影响。

图 5-5 说明三种暴雨事件 (0.1 in., 0.23 in. 和 1.0 in.) 下研究面积出水口模拟 TSS 随时

间的浓度（浓度过程线）。出水口浓度反映了每一子汇水面积产生 TSS 冲刷的混合效应，并通过输送管网的演算。污染过程线的高峰浓度和形状很类似。与单个汇水面积产生的冲刷浓度比较（图 5-3 和 5-4），出水口浓度不是常数，但是随时间在减缓。该减缓主要由较长的时间造成，来自较低 EMC 子汇水面积径流到达出水口需要的时间（例如 S3 和 S4）。一些也是模型中数值离散的结果，由于每一输送管渠在污染物演算过程中的完全混合假设。

怎样读取 SWMMH 中关于水质的状态报告

水质模拟产生了 SWMM 状态报告的附加信息。该信息可以分为四个部分 (A, B, C 和 D)。状态报告的这些附加信息在以下讨论，以 **Example5-EMC.inp**, 0.1 英寸降水事件作为例子。

部分 A 说明整个研究面积的径流水质连续性平衡。“输入”负荷包括(a)模拟开始之前的*初始增长*，(b)所有旱季的*地表增长*，(c) *雨季沉积*（雨水中的污染物）。“输出”负荷包括 (1) *清扫清除*（没有模拟的），(2) 其他子汇水面积来的任何降雨或者径流的*渗入损失*（自动模拟），(3) *BMP 去除*（本例中没有模拟），(4) *地表径流*中的污染物负荷（包括被冲刷的增长部分，以及通过直接沉降和径流产生的负荷）。最后，连续性报告说明了*剩余增长*。

部分 B 说明水质演算连续性平衡。本例中，仅仅演算通过输送系统的径流负荷。没有旱季、地下水、RDII 或用户提供外部进流量，也没有考虑任何处理或衰减。因此，在总结中仅仅表示了三个变量，为*雨季进流量*，*外部出流量*和*最终存储质量*。注意部分 B 中的*雨季进流量*等于部分 A 中的*地表径流*。

部分 C 提供了对每一子汇水面积冲刷污染物负荷的总结。子汇水面积 S7 和 S3 产生了最低的 TSS 负荷。

美国环境保护局雨水管理模型 - 5.0版 (创建号 5.0.018)

径流水质连续性		TSS lbs	
初始增长	913.850		}
地表径流	29.332		
雨水径流	6.333		
渗入损失	0.000		
BMP 去除	2.263		
地表径流	0.000		
剩余增长	33.925		
连续性误差 (%)	912.986		
	0.037		

水质演算连续性		TSS lbs	
雨水径流	0.000		}
地表径流	33.924		
雨水径流	0.000		
雨水径流	0.000		
雨水径流	0.000		
雨水径流	0.000		
雨水径流	33.795		
雨水径流	0.000		
雨水径流	0.000		
雨水径流	0.070		
雨水径流 (%)	0.174		

子汇水面积冲刷总结		TSS lbs	
S1	5.335		}
S2	7.222		
S3	2.110		
S4	5.410		
S5	9.509		
S6	4.339		
S7	0.000		
系统	33.925		

排放口负荷总结					
排放口节点	水流 Freq. Pcnt.	Avg. 流量 CFS	Max. 流量 CFS	总 容积 10 ⁶ gal	总 TSS lbs
01	78.83	0.10	0.73	0.025	33.751
系统	78.83	0.10	0.73	0.025	33.751

S7 没有产生负荷，因为它没有产生任何径流；S3 产生了较小的负荷，由于子汇水面积中大量的渗透面积。

部分 D 说明通过排放口离开系统的总负荷。

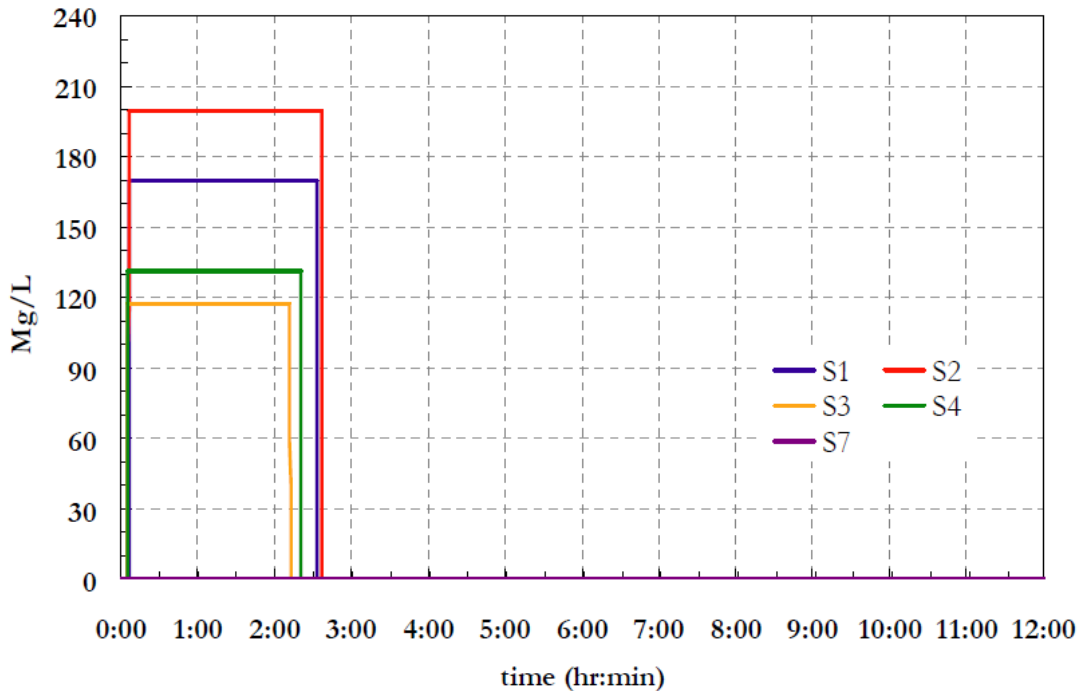


图 5-3 0.1 in. 暴雨具有 EMC 冲刷的 TSS 浓度

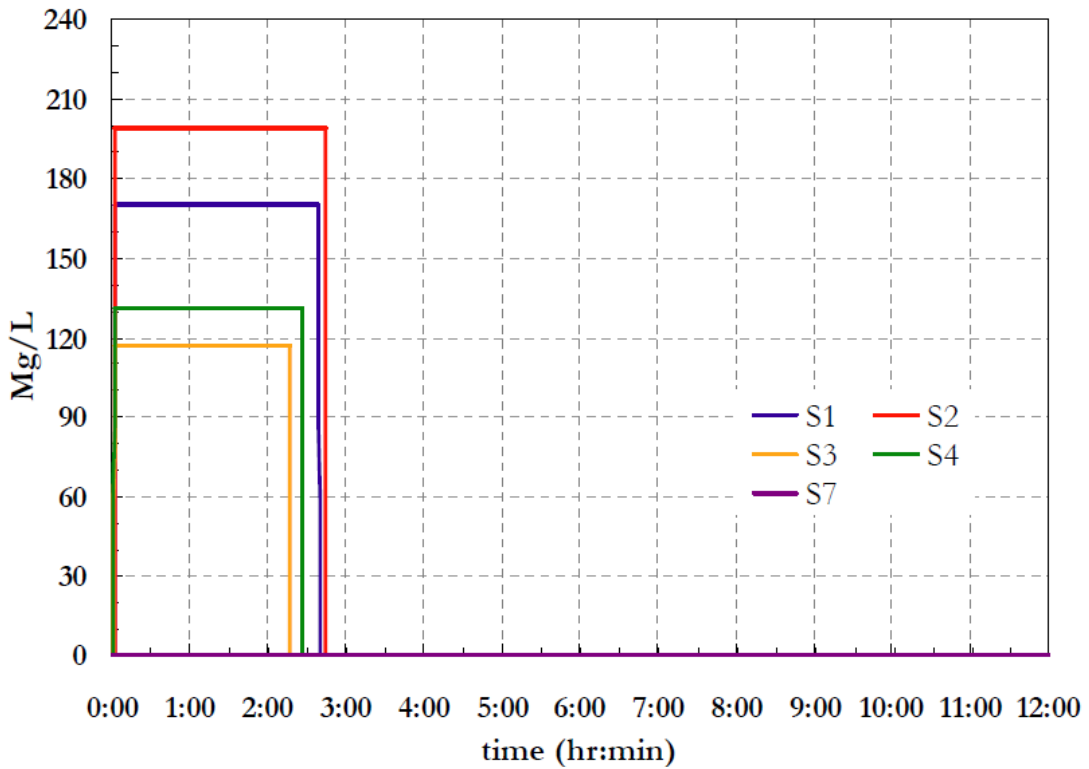


图 5-4 0.23 in. 暴雨具有 EMC 冲刷的 TSS 浓度

图 5-5 也说明对于暴雨事件结束之后的延长阶段，TSS 的浓度继续出现在出水口。这是流量演算过程的假象，其中管渠连续输送少量的水，其浓度仍旧反映了高的 EMC 水平。于是尽管浓度显得很高，由这些小流量输送质量负荷是可忽略的。对于给定暴雨，显然出水过程线沿着出水负荷过程线绘制。负荷过程线是浓度乘以流量随时间的变化图。对于 0.1 in.

时间的例子，如图 5-6 所示。该图通过将排放口节点 *O1* 的总进流量和 TSS 浓度的时间序列表导出到电子表格产生，在电子表格中将流量乘以浓度（并将结果转换为 lbs/hr），然后绘制流量和负荷随时间的变化。注意汇水面积 TSS 负荷怎样以与总径流量相同的方式下降。

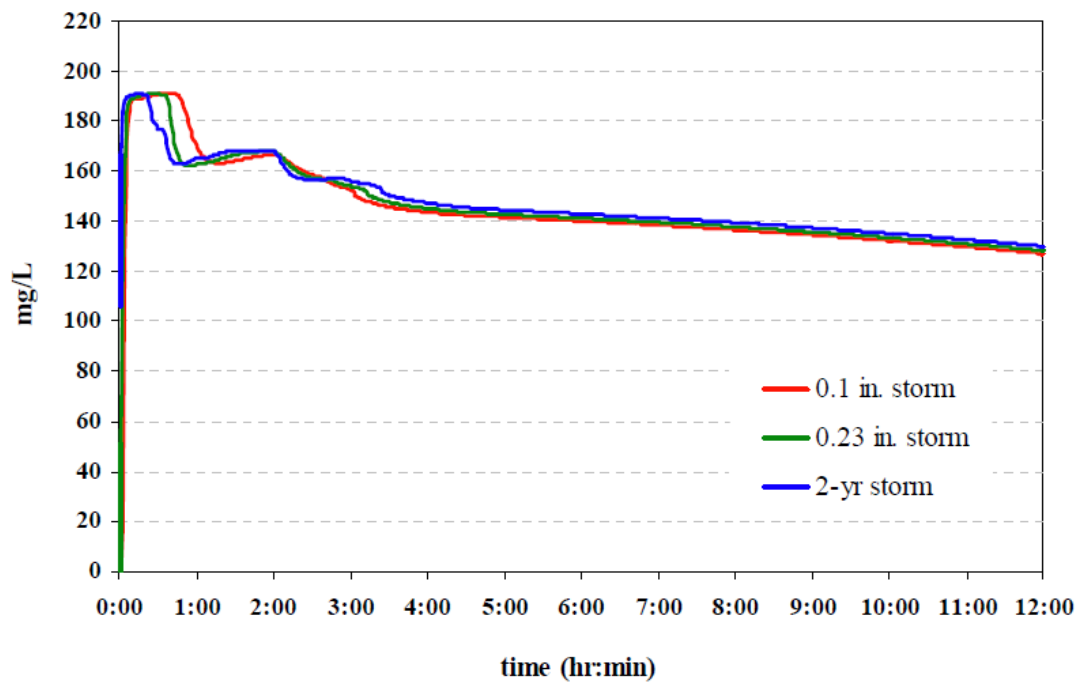


图 5-5 现场出水口具有 EMC 冲刷的 TSS 浓度

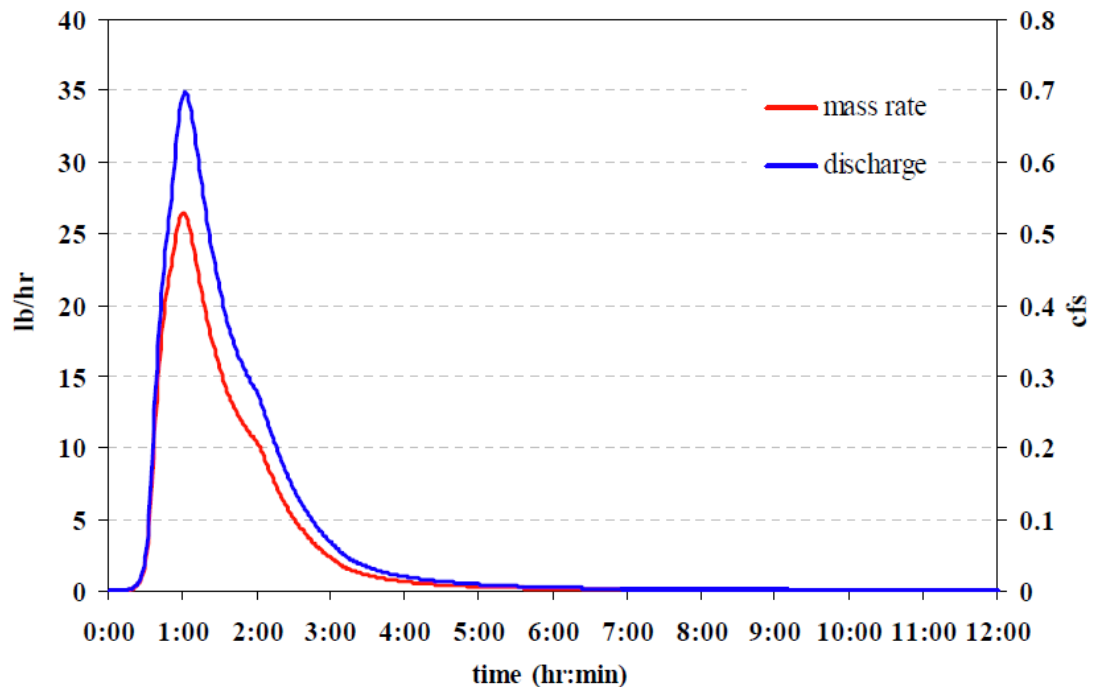


图 5-6 0.1 in. 暴雨具有 EMC 冲刷的现场出水口径流量和 TSS 负荷

指数冲刷结果

图 5-7 说明了采用 0.1 in. 暴雨和指数冲刷公式, 不同子汇水面积径流中模拟的 TSS 浓度。与 EMC 结果不同, 这些浓度在整个径流事件中发生变化, 取决于径流量和保留在子汇水面积表面的污染物质量。图 5-8 说明了相同的图形, 对应于 0.23 in 暴雨。注意关于 0.1 in 暴雨获得的结果的两个显著差异。最大 TSS 浓度较大 (大约 10 倍), TSS 的产生更快, 显示为较尖锐的高峰污染过程线, 见图 5-8。最后, 图 5-9 说明了较大 1 in., 2 年暴雨的相同图形。TSS 浓度略高于 0.23 in. 暴雨, 但是远小于 0.1 in 与 0.23 in 暴雨之间的差异。类似的结果也出现在流域出水口所产生的污染过程线, 见图 5-10。

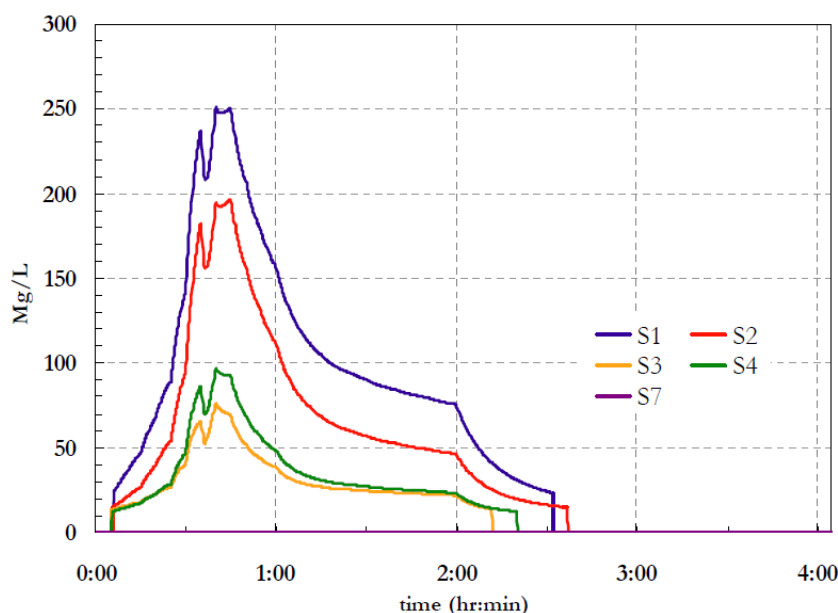


图 5-7 0.1 in. 暴雨具有指数冲刷的 TSS 浓度

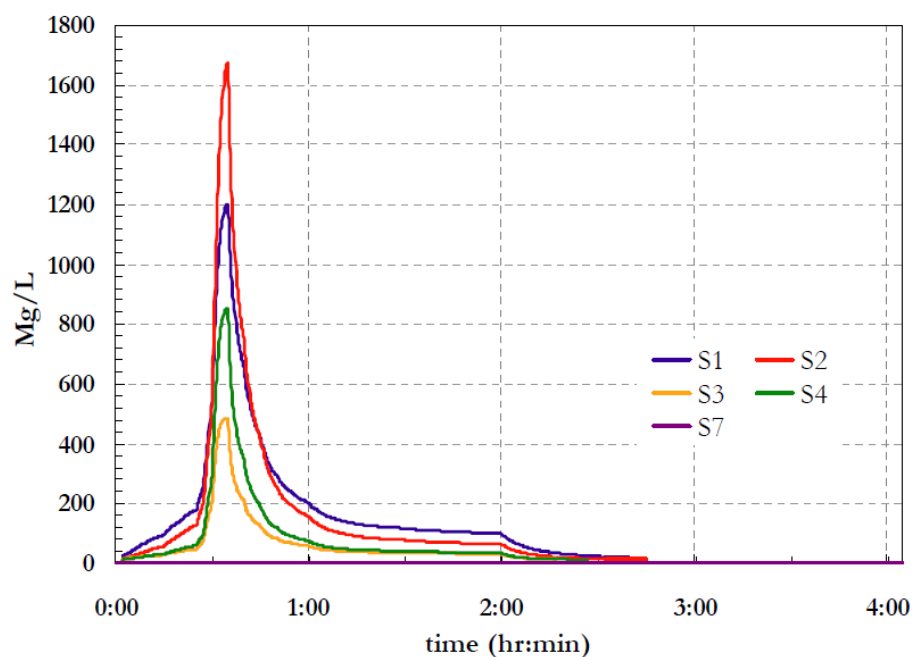


图 5-8 0.23 暴雨具有指数冲刷的 TSS 浓度

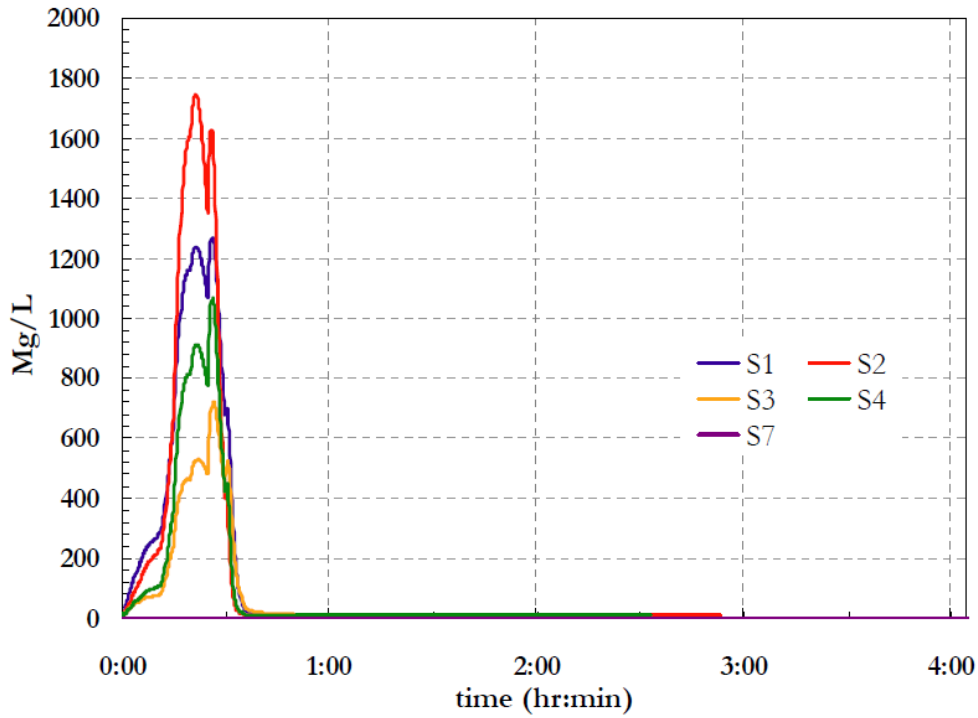


图 5-9 2 年 (1 in.) 暴雨具有指数冲刷的 TSS 浓度

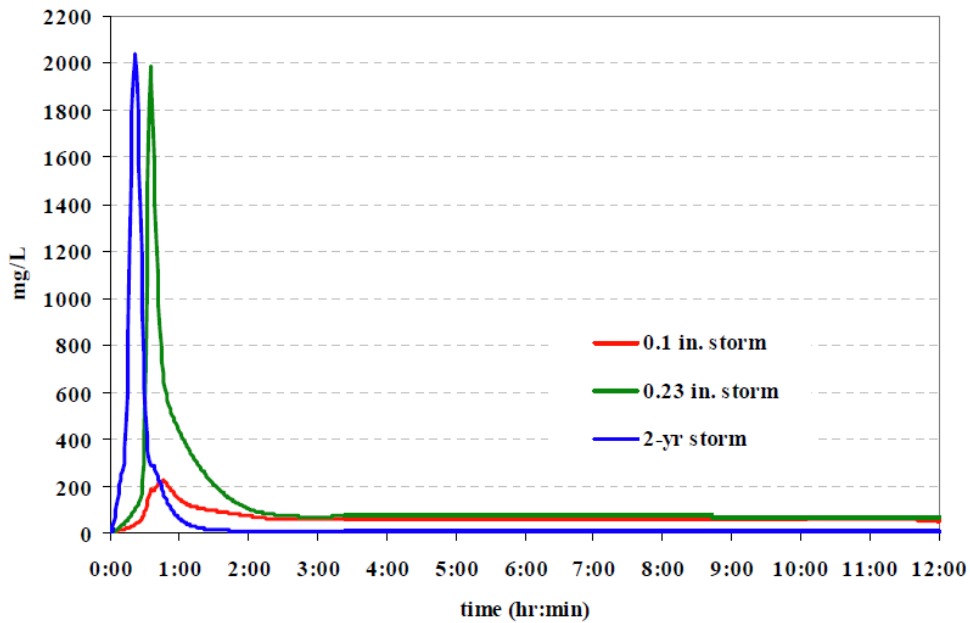


图 5-10 现场出水口指数冲刷的 TSS 浓度

尽管 EMC 和指数冲刷模型使用了没有直接可比性的不同系数，感兴趣的是计算两个模型中每一子汇水面积径流中的平均时间浓度。结果均值如表 5-6 所示，对应于 0.23 in. 暴雨情况。这里应注意的是，即使由两个模型产生的污染过程线看上去差异很大，选择合适的系数，可能获得类似的事件平均浓度。尽管指数模型的结果更加受欢迎，但污染物怎样在流域冲刷，因缺少现场测试，不可能声明它们更为精确。多数 SWMMH 模拟人员趋向于利用 EMC 方法，除非数据可用于估计和校验更先进的增长和冲刷模型所需系数。

表 5-6 0.23 in. 事件的平均 TSS 浓度

子汇水面积	EMC 模型 (mg/L)	指数模型 (mg/L)
S1	170	180.4
S2	199.2	163.6
S3	117.2	67.7
S4	131.2	91.4
S7	0	0

5.5 总结

本例说明 SWMMH 怎样用于模拟城市汇水面积内雨水径流的水质，不具有任何源头或者区域性 BMP 控制。一种污染物（SS）的模拟，利用一种增长方法（指数）和两种不同的冲刷方法（EMC 和指数）。本例说明的关键点为：

1. SWMMH 通过定义污染物、土地利用、污染物增长和污染物冲刷模拟径流水质。可以模拟任何数量用户定义的污染物和土地利用。每一土地利用定义了污染物增长和冲刷参数，每一子汇水面积可以赋值多于一种土地利用。
2. 模拟污染物增长和冲刷具有几种选项。增长表达式通过增长速率和最大可能增长，单位面积或者边石长度来定义。污染物冲刷可以通过事件平均浓度（EMC）、性能曲线或者指数函数定义。指数方法是唯一的方法，直接取决于地表剩余增长的量。性能曲线计算仅仅取决于子汇水面积上的径流，而 EMC 在模拟中具有恒定浓度。
3. 指数冲刷产生了具有上升和下降部分的径流污染过程线，与径流水文过程线过类似。在整个事件中 EMC 污染过程线是平缓的。
4. 小型暴雨对受纳水体具有很大影响，因为它们更加频繁，仍旧可以产生显著的冲刷浓度。

具有许多不确定性相关于过程的表示，并适当估计、校验和纠正径流水质模型的数据。当利用 SWMM 构造径流水质模型时，建议模拟人员使用现场特定数据。

例 6 径流处理

本例说明了前面两例 BMP 中水质处理的模拟，怎样控制来自 29 英亩场地新住宅开发区的径流。总悬浮固体（TSS）的处理用于例 3 引入的滞留池，以及例 4 中添加的滤草带和渗渠。对于该例，将例 3 的池塘重新设计为较小容积，考虑了与上游渗渠相关的径流降低。滞留池中 TSS 去除模拟为时间和水深的指数函数。滤草带和渗渠中 TSS 去除是固定的负荷降低百分比。

6.1 问题说明

例 3 中，为 29 英亩住宅区设计了地区性滞留池，保留有特定时段的水质捕获容积（WQCV），以及为了将高峰径流降低到开发前的水平。例 4 在整个场地添加了两类分布式低影响开发（LID）源头控制，有助于减少产生的径流量。例 5 说明了怎样模拟场地内总悬浮固体的增长和冲刷，没有考虑可能发生在 LID 或者池内的任何 TSS 去除。为了明显考虑去除 LID 和池子中的 TSS，将扩展前面这些模型。将比较有否考虑处理径流中的 TSS 浓度和负荷。

图 6-1 说明包含有 LID 和滞留池的示例研究面积。将滞留池表示为例 3 中设计的 SWMM 蓄水设施，重新命名为 SU2；由于 LID 径流减少需要为了包含较小的水质捕获容积（WQCV），本例中重新确定尺寸。由例 4 可以得出，模拟的两类 LID 中，渗渠对减少水容积具有最大影响，需要在池子的 WQCV 中处理。通过渗渠所捕获的总容积，确定为 $6,638 \text{ ft}^3$ 。因为对于作为整体的汇水流域，WQCV 是必须的，渗渠内捕获的容积可以从区域性池塘需要的容积中减去，例 3 中需要的 $24,162 \text{ ft}^3$ 将减少到 $17,524 \text{ ft}^3$ ($24,162 - 6,638$)。

为了控制新的 WQCV 和满足例 3 中的一般设计准则（例如 40 小时的 WQCV 排放时间和 2 年、10 年和 100 年暴雨的高峰削减），重新设计蓄水设施的形状和出水构筑物。表 6-1 比较了例 3 中没有 LID 下池子设计的蓄水曲线，以及本例中具有 LID 设计的池子。表 6-2 同样说明了构成池子出水构筑物的孔口和堰的尺寸和标高。图 6-2 说明了各种出水口的常见布置。

6.2 系统表示

LID 中的水质处理

正如例 4 中的定义，滤草带和渗渠 LID 作为子汇水面积模拟，为了表示渗透和蓄水对暴雨径流的综合影响。本例也将考虑它们为了减少处理地表径流污染负荷的能力。这些类型 LID 没有被广泛接受的污染物去除机制模型。最好的是，根据文献中报道的现场观测，将平均去除效率用于特定污染物。

SWMMH 可以将常数 BMP 去除效率用于特定土地利用冲刷中的任何污染物。在每一时间步长，由给定土地利用污染负荷通过该用户提供的数值降低。该降低值也用于任何通过子汇水面积的上游径流。添加到例 4 的 LID，接受从上游子汇水面积来的径流，本身没有产生任何污染物负荷。于是将定义新的土地利用，称作“LID”，它专门用于 LID 子汇水面积，对于与其相关的 TSS，具有特定 BMP 去除效率。

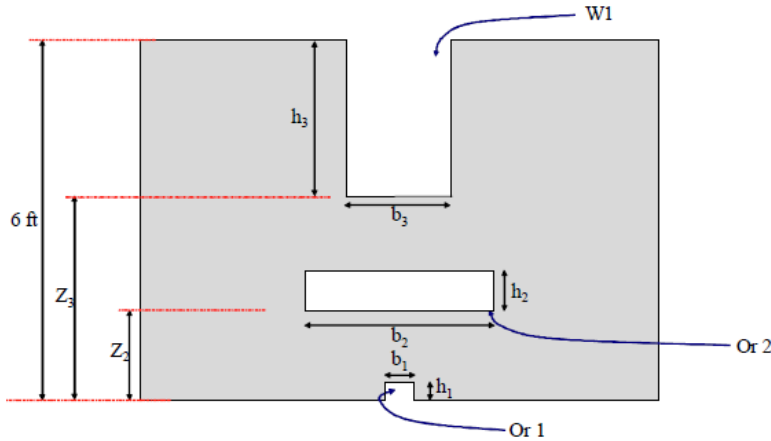


图 6-2 重新设计的池子出流构筑物示意图

滞留池中的水质处理

滞留池模拟为 SWMMH 内的蓄水设施节点。通过将处理函数添加到蓄水节点的属性，SWMMH 可以降低池塘出流中的污染物浓度。本例将经验指数衰减函数用于模拟池中重力沉淀去除的固体。为了控制 WQCV 事件在 2 小时时段，池塘注水较迅速，然后在延长的 40 小时缓慢排放，其间发生固体去除。在放水时段的一些间隔 Δt ，假设均匀浓度，去除具有沉降速度 u_i 的颗粒部分，将为 $u_i \Delta t / d$ ，式中 d 为水深。所有颗粒沉降速度之和，得到以下表达式，对应于时间步长 Δt 期间 TSS 浓度 ΔC 的变化：

$$\Delta C = C_t \times \sum_i f_i u_i \times (\Delta t / d) \quad (6-1)$$

式中 C_t ——时刻 t 的 TSS 颗粒总浓度；

f_i ——具有沉降速度 u_i 的颗粒分数。

因为 $\sum f_i u_i$ 通常未知，可以利用拟合参数 k 代替，极限公式 (6-1) 改写为：

$$\frac{\partial C_t}{\partial t} = -\frac{k}{d} C_t \quad (6-2)$$

注意 k 的单位为速度（长度/时间），作为构成溶液中总悬浮固体的代表性沉降速度。

在时刻 t 和 $t + \Delta t$ 之间，积分式 (6-2)，假设具有一些不可沉降的悬浮固体剩余量 C^* ，得到池中 TSS 的以下处理函数：

$$C_{t+\Delta t} = C^* + (C_t - C^*) e^{-(k/d)\Delta t} \quad (6-3)$$

公式 (6-3) 用于模拟的每一时间步长，为了根据当前浓度和水深，更新池子的 TSS 浓度。

6.3 模型设置

对于添加处理到径流控制的开始点，位于研究场地是文件 **Example6-Initial.inp**。该输入文件也包含了例 4 中定义的当地 LID，以及重现设计的蓄水设施和出水构筑物，在第 6.1 部分所描述的。本文件中的土地利用被重新计算，并被重新赋给每一子汇水面积，根据例 4 中使用的离散化。TSS 的冲刷函数是用在例 5 的 EMC 冲刷函数。赋给每一子汇水面积的边石长度和土地利用列在表 6-3。通过渗渠或者滤草带处理的子汇水面积在该表中标以灰色。

模拟输送管网内的处理

SWMMH 可以在排水系统输送管网的任何节点使用水质处理。节点的处理通过它的属性编辑器定义，点击靠近处理属性的省略号按钮，激发处理表达式对话框，其中用户可以为通过节点的每一污染物定义处理函数。



给出的污染物处理函数为以下形式之一：

$$R = f(P, R_P, V)$$

$$C = f(P, R_P, V)$$

式中 R ——去除分数；

C ——出水浓度；

P ——通过污染物名称（例如 TSS ）给出的一个或者多个浓度；

R_P ——去除的一种或者多种污染物（例如， R_{TSS} ）；

V ——以下一个或者多个过程变量： $FLOW$ （进入节点的流量）， $DEPTH$ （高于节点内底的水深）， HRT （水力停留时间）， DT （演算时间步长）和 $AREA$ （节点表面积）。

处理表达式的一些例子为：

$$C = BOD * \exp(-0.05 * HRT)$$

$$R = 1 - (1 + (0.001 / (2 * FLOW / AREA))^{-2})$$

利用分数去除表达式，节点新浓度 C 定义为 $C_m(1-R)$ ，式中 C_m 为节点的进流浓度。再者，浓度 P 显示在表达式中，对于非蓄水节点，它与节点的 C_m 是相同的，而对于蓄水节点，它是蓄水设施的当前浓度 C 。

表 6-3 LID 子汇水面积的边石长度和土地利用

子汇水面积	面积(ac)	边石长度 (ft)	Residential_1 (%)	Residential_2(%)	Commercial (%)
S1.1	1.21	450	100	0	0
S1.2	1.46	600	100	0	0
S1.3	1.88	630	100	0	0
S2.1	1.3	450	100	0	0
S2.2	1.5	600	0	100	0
S2.3	1.88	630	0	100	0
S3.1	1.29	0	0	0	0
S3.2	1.02	430	100	0	0
S3.3	1.38	500	0	85	0
S4.1	1.65	0	0	0	0
S4.2	0.79	400	0	100	0
S4.3	1.91	1150	36	64	0
S4.4	2.4	700	0	0	71
S5	4.79	2480	0	0	98
S6	1.98	1100	0	0	100
S7	2.33	565	0	0	0

LID 处理

假设每一滤草带和渗渠可以提供 70% 的 TSS 去除率，对于穿过它的径流。这是基于渗透 LID 观测的一般去除率 (Sansalone and Hird, 2003)。创建新的土地利用，称作“LID”，没有 TSS 增长函数，具有一个 EMC TSS 冲刷函数，0 mg/L 的 TSS；以及一个 TSS “BMP 效率”为 70%。赋给每一 LID 子汇水区域的土地利用 (S_FS_1 到 S_FS_4，以及 S_IT_1 到 S_IT_4)，设置为 100% 的 LID。因此，从上游子汇水区域产生的所有径流，LID 子汇水区域将接受 70% 的 TSS 去除率。

滞留池处理

利用公式 6-3 给出的指数模型，滞留池中 TSS 的去除被模拟。可以粗略估计本公式中去除常数 k 是多少，以便污染物去除的目标水平在 40 小时停留时间达到，对于 0.23 in. WQCV 设计暴雨。如果公式 6-3 在 40 小时时段用于达到目标 TSS 削减 95%，那么 k 的估计将为：

$$k = -\bar{d} \times \ln(0.05) / 40 \quad (6-4)$$

式中 \bar{d} ——40 小时排放时段池深的一些代表性数值。

随后可以纠正，0.23 in 设计暴雨在 40 小时排放时段，池子内平均深度为 0.15 ft。在 k 的表达式中使用该数值，产生了 0.01 ft/hr 的估计值。该数值正如在 US EPA (1986) 中引用的 0.03 ft/hr 的相同量级，这表示沉降速率分布的 20 个百分点，测试来自 EPA 的全国城市径流程序 (NURP) 中七个城市现场的 50 个不同径流样本。

利用这个 k 数值，假设最小剩余 TSS 浓度 C^* 为 20 mg/L，对于蓄水设施 SU2，以下表达式输入到 SWMMH 的处理编辑器： $C = 20 + (TSS - 20) * EXP(-0.01 / 3600 / DEPTH * DT)$

注意表达式中各单项的意义，对应于公式 (6-3)：20 为假定的 C^* 数值，TSS 为该模型 TSS 浓度 C 给出的标识符，0.01/3600 为 k 数值，单位为 ft/s，DEPTH 为 SWMMH 用于水深 d 的保留词，英尺；DT 为 SWMMH 用于演算时间步长 Δt 的保留词，秒。当 SWMMH

查看保留词时，例如处理表达式中的 *DEPTH* 和 *DT*，直到在每一时间步长，自动将它们当前数值插入到表达式。

利用处理参数化输入文件，以下分析选项用于所有模拟：

流量演算方法: 动态波
 雨季时间步长: 1 分钟
 流量演算时间步长: 15 秒
 报告时间步长: 1 分钟
 总历时: 2 日 (48 小时)

选择 48 小时历时，以便可以观测滞留池中 WQCV 下降的完全效应。最后，对于子汇水面积参数“径流”以及节点参数“水质”和“总进流量”，建议增加多个精度数字（从缺省数值 2 到 4），通过从 SWMMH 主菜单条选择工具|程序偏好|数值精度。当表格结果从 SWMMH 复制到电子表格程序时，在变化很小情况中，为了比较不同运行之间的结果；以及如果仅仅使用两位精度数值，将不是可见的。结果输入文件命名为 **Example6-Final.inp**。

6.4 模拟结果

几组执行结果的比较将被讨论。首先，考虑 LID 的 TSS 处理效应。图 6-3 比较了滤草带 *S_FS_1* 的处理后径流 TSS 浓度与子汇水区域 *S3.2* 上游径流的 TSS 浓度，均对应于 0.1 in. 暴雨。参考也说明了来自每一区域的径流量。通过滤草带从 170 mg/L 降低至 51 mg/L，匹配于 LID 指定的 70% TSS 去除效率。在所有设计暴雨下，对于其他滤草带获得类似的结果。

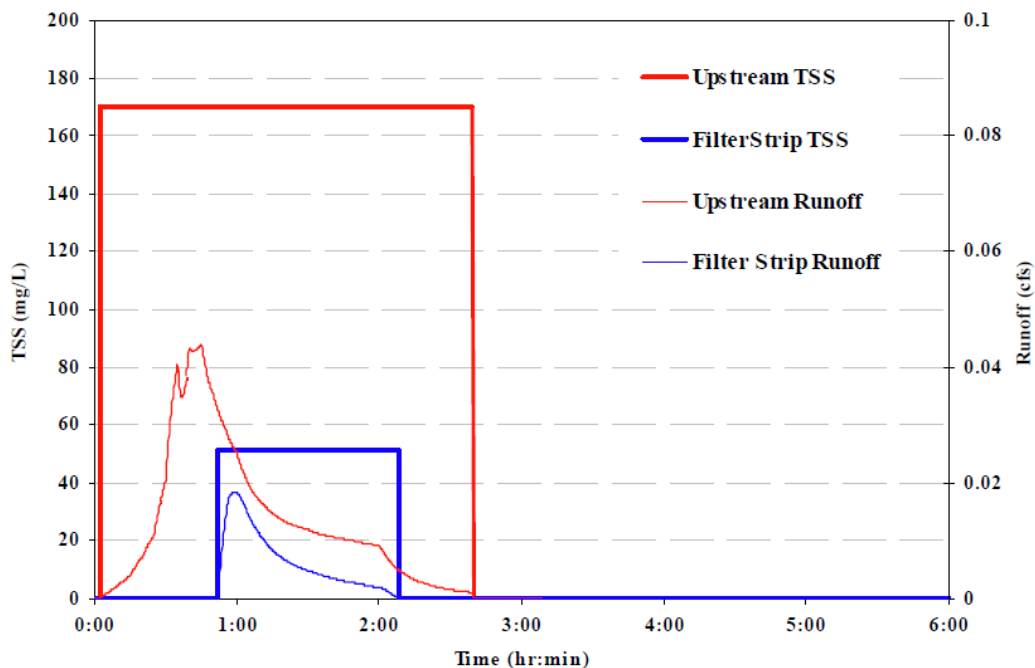


图 6-3 0.1 in.暴雨，通过滤草带 *S_FS_1* 的 TSS 和径流降低

图 6-4 说明了渗渠 *S_IT_4* 的类似比较，它处理来自子汇水面积 *S2.3* 的径流。这些结果对应于 2 年 (1 in.) 事件，因为对于更小暴雨，所有降雨通过渠道渗透。再次注意，70% 的去除率怎样使 TSS 浓度，从 210 mg/L 降到 63 mg/L。正如植草沟的情况，其他渗渠说明了类似的行为，对应于 *S_IT_4*。

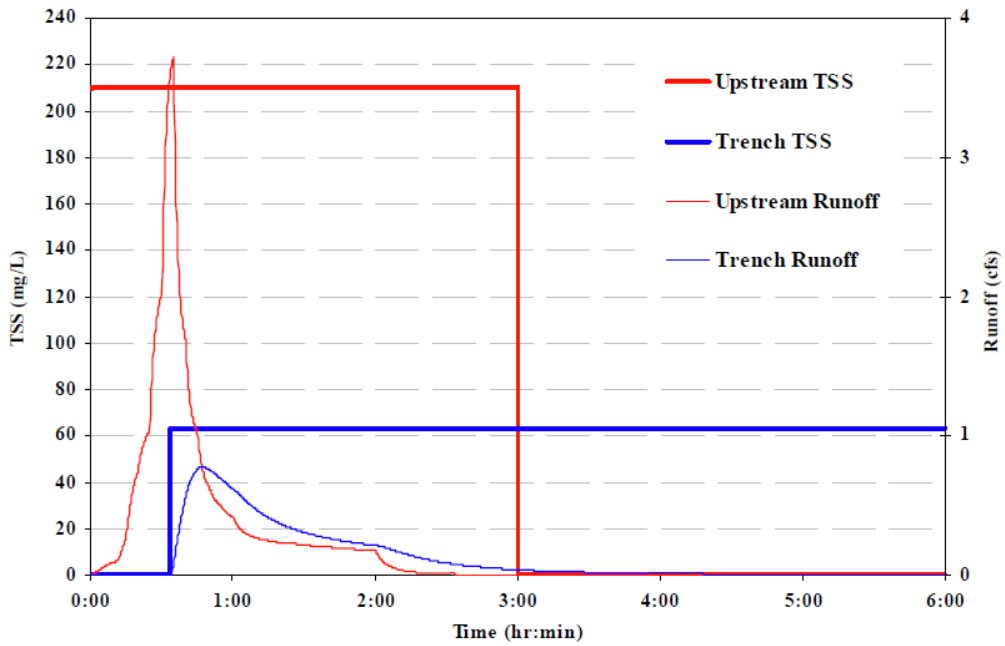


图 6-4 对于 2 年暴雨，通过渗渠 *S_IT_4* 的 TSS 和径流降低

下一个比较对应于各种设计暴雨下滞留池提供的处理水平之间。将池子进流 TSS 浓度的时间序列与处理出流浓度比较，不太有用，因为这两种流动流量具有很大差异。除了池子出流浓度有无处理，将对应于每一设计暴雨比较。结果在图 6-5 说明。对于每一设计暴雨（0.1 in., 0.23 in. 和 2 年），有否蓄水设施节点 *SU2* 的处理函数，这些图通过运行模型。在每一次执行之后，产生节点 *SU2* TSS 浓度的时间列表，导出到电子表格程序，以绘制图 6-5。

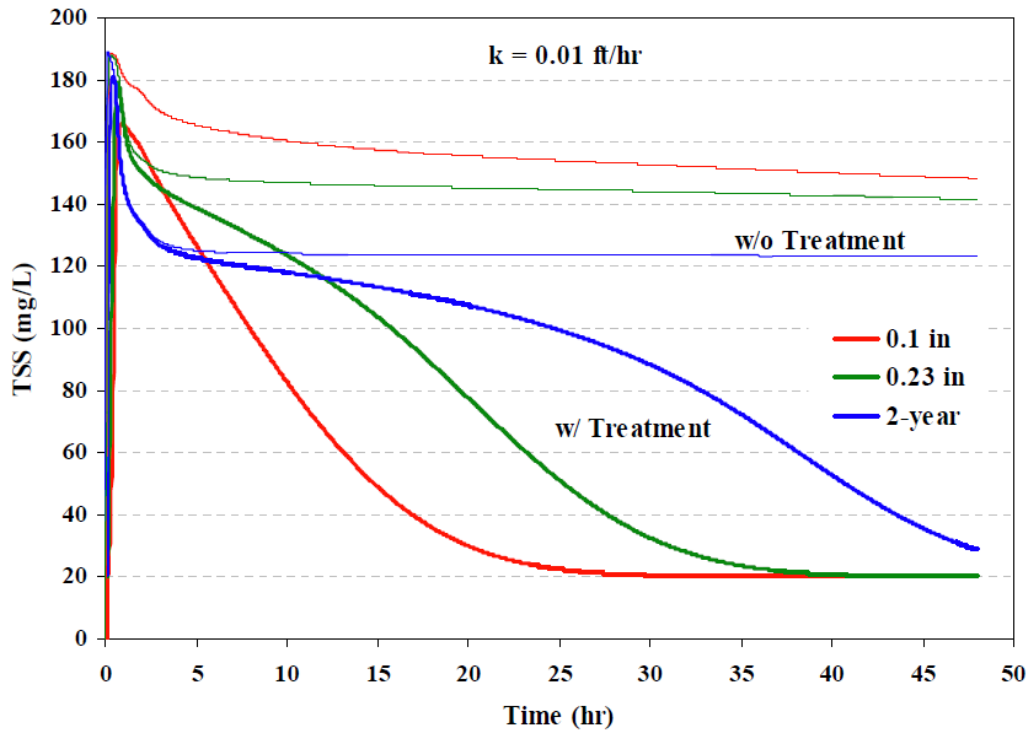


图 6-5 池子 *SU2* 有无处理的 TSS 浓度 ($k = 0.01 \text{ ft/hr}$)

从图 6-5 可以看出：

- 具有的 k 值为 0.01 ft/hr，池子对于设计的 WQCV 暴雨 (0.23 in)，在 40 小时时段实质性去除所有可沉降固体。
- 2 小时设计暴雨越大，在整个事件降低 TSS 的处理越无效，因为池子经历了较深的水深。
- 对于所有尺寸暴雨，对于发生显著的 TSS 去除，需要相当多的时间；可沉降 TSS 的 50% 降低，需要 10, 19 和 35 小时，分别对应于 0.1 in., 0.23 in. 和 2 年暴雨。

估计池中处理的另一种方式是比较有无处理下排放的 TSS 质量负荷。这可以在图 6-6 中完成，对应于 0.23 WQCV 暴雨。另一设计暴雨图类似于该图。与浓度相比，处理对降低释放 TSS 质量的效果不太显著。事实上，具有处理执行的状态报告说明，该暴雨事件 TSS 冲刷为 72.5 lbs，池中仅仅去除了 15.7 lbs。这产生了总质量去除率仅为 21.7%。另一设计暴雨的百分比质量去除率为 44.4%，对应于 0.1 in. 暴雨；以及 6%，对应于 2 年 (1 in.) 暴雨。这些从低到中等质量去除，是延长固体在池中沉降需要的时间结果，其间仍旧排放到出水口。

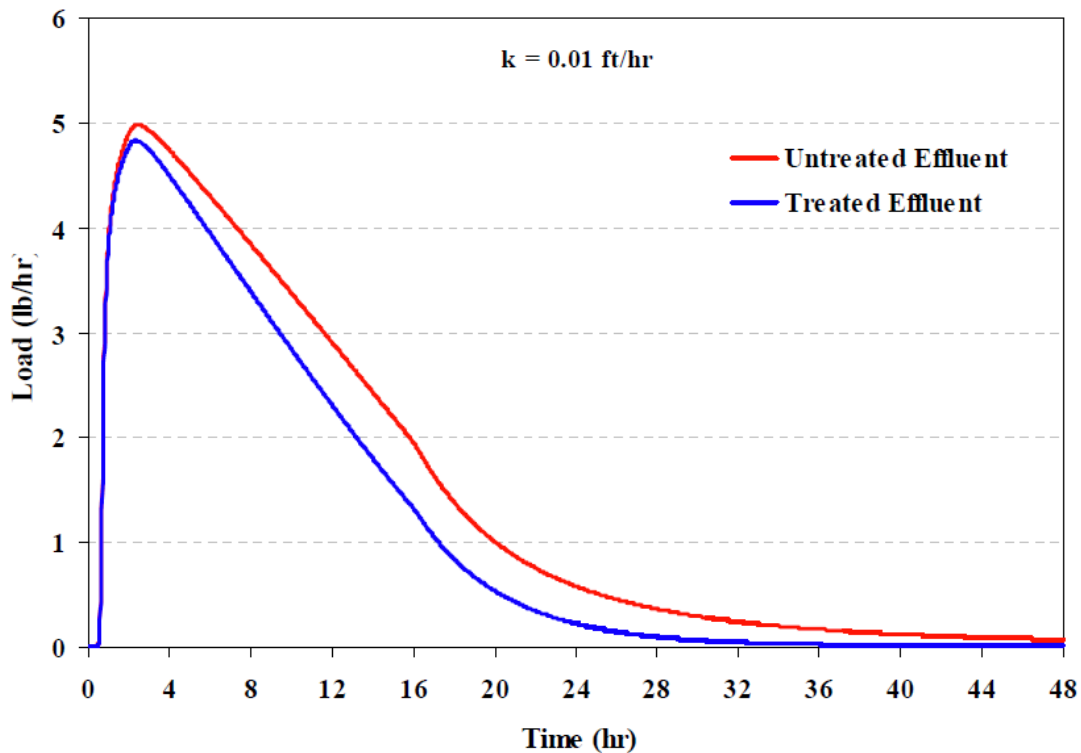


图 6-6 0.23 in. 暴雨下池塘 SU2 释放的 TSS 质量负荷 ($k = 0.01$ ft/hr)

这些相当适合的池塘性能水平的计算，利用去除常数 k ，代表了具有很低沉降速度的颗粒，从全国调查确定的，在最低 20% 之下。假设的颗粒尺寸分布，包含了 TSS 冲刷较大，正如 k 值 0.3 ft/hr 所反映的。这表示 40% 的沉降速率发现来自 NURP 研究 (US EPA, 1986)。图 6-7 说明池中结果 TSS 浓度排放，具有较高的 k 值。图 6-8 进行了相同的比较，对应于 0.23 in. 事件的 TSS 排放负荷。对于两种不同的 k 值，表 6-4 总结了池子的处理性能。这些结果说明，去除常数中的不确定性将显著影响滞留池内 TSS 去除的预测。不幸的是，US EPA (1986) 注意到，场地之间以及给定场地的暴雨之间，可能具有固体沉降速度分布的高变化性。该变化性使得难以可靠估计滞留池的处理效果。

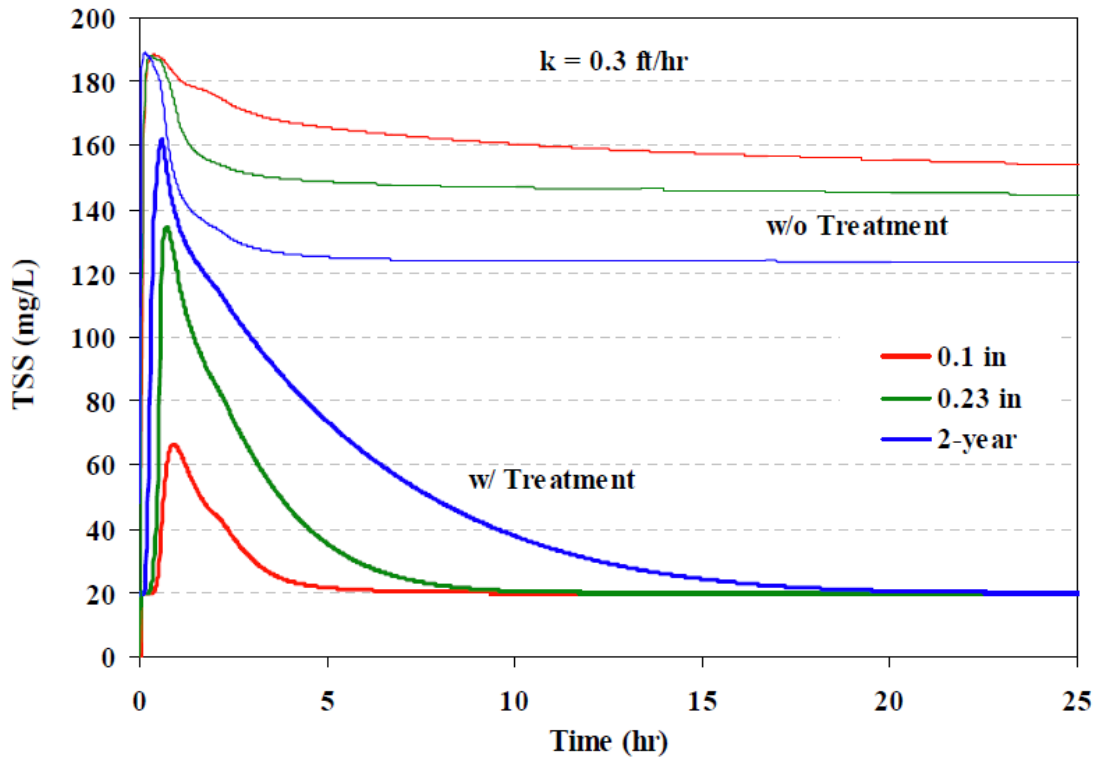


图 6-7 池子 SU2 有无处理的 TSS 浓度 ($k = 0.3 \text{ ft/hr}$)

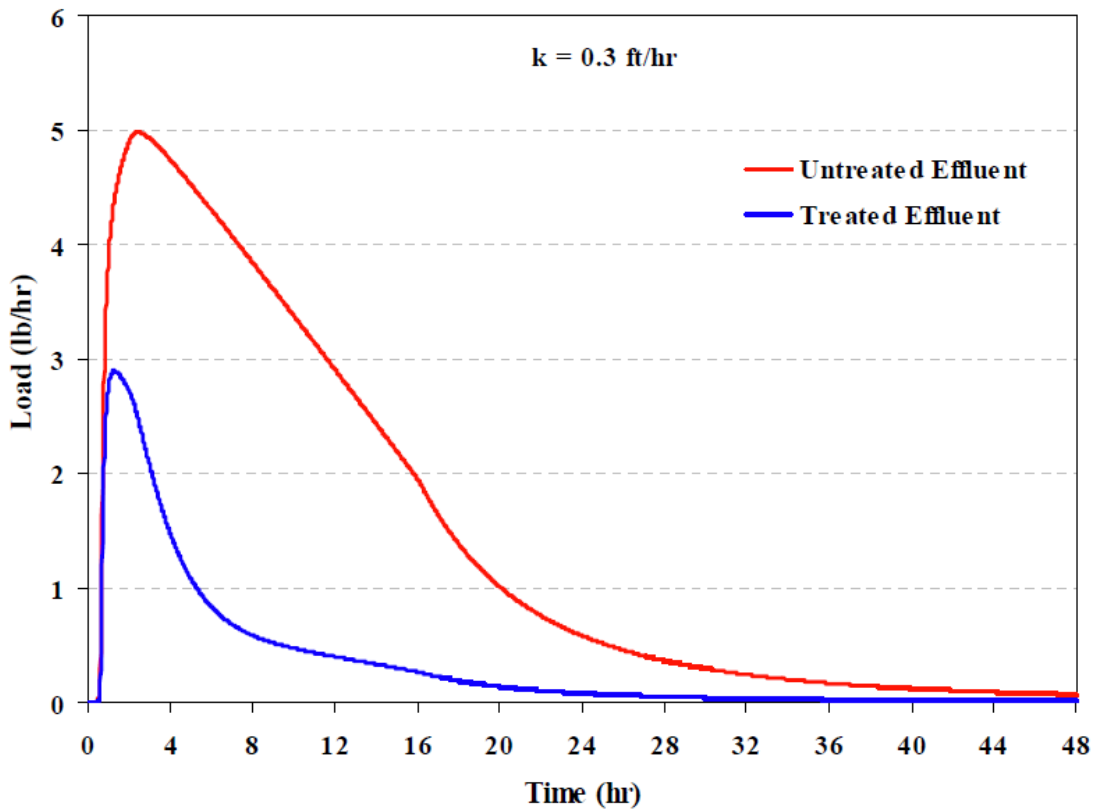


图 6-8 0.23 in.暴雨下池子 SU2 释放的 TSS 质量负荷 ($k = 0.3 \text{ ft/hr}$)

表 6-4 滞留池 TSS 处理性能总结

	0.1 in.暴雨		0.23 in.暴雨		1.0 in.暴雨	
	$k = 0.01$	$k = 0.3$	$k = 0.01$	$k = 0.3$	$k = 0.01$	$k = 0.3$
达到 50%降低的时间, hr	10	1	19	3	35	6
达到完全降低的时间, hr	30	7	40	10	>48	20
总体质量去除率, %	44.4	81.8	21.7	75.0	6.0	35.7

最后，图 6-9 比较了每一设计暴雨下研究面积场地排放的 TSS 总磅数，对应于没有处理，刚好 LID，以及具有 LIS 和滞留池。这些负荷可以从每一暴雨执行分析产生的状态报告中读取，具有 (a) 两种处理类型，(b) 具有池子处理的去除功能（仅仅 LID 处理），以及 (c) 具有例 5 中 EMC 冲刷开发的输入文件（没有处理）。用在比较中的 k 值为 0.01 ft/hr.，利用更多的处理时，注意负荷减少的一致性模式。也应注意到，与 LID 相比，池子提供了总负荷降低的较低增量，甚至池子为处理所有汇水面积径流的区域性 BMP，而 LID 为仅仅从 41% 的汇水面积接受径流的当地 BMP。这是保守性 k 值结果，用在池子的处理表达中。利用较高的数值，可能反映径流中较大的颗粒尺寸分布，导致来自池子的较低负荷。

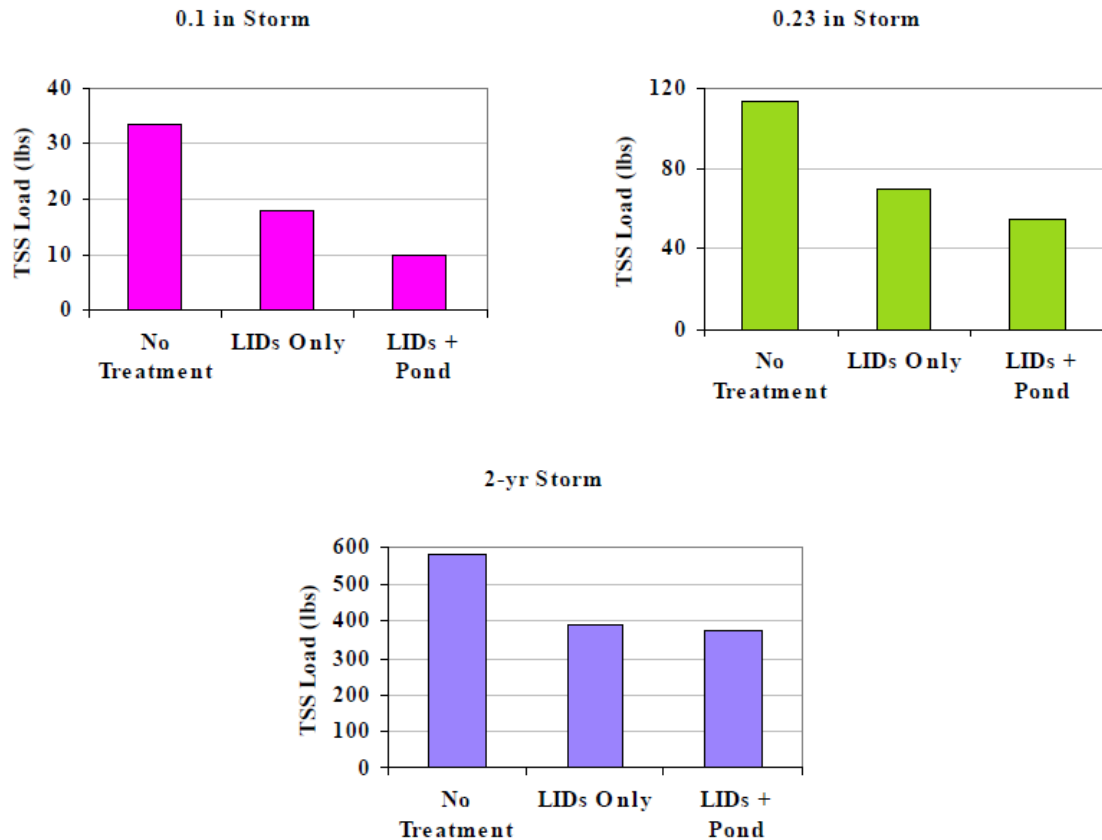


图 6-9 不同处理情境下现场出水口排放的总 TSS 负荷

6.4 总结

本例说明 SWMMH 怎样模拟水质处理。总悬浮固体 (TSS) 去除考虑了当地 LID 源头控制，以及区域性滞留池。本例说明的关键点为：

1. LID 控制可以模拟为明确的子汇水面积，具有单个土地利用，赋有恒定的去除效率。SWMMH 将该去除率用于控制上游子汇水面积的径流。
2. 利用用户提供的处理函数，滞留池内的处理模拟，表达了分数去除率或者作为进水浓度函数的污染物出水浓度，这样的运行变量例如流量、深度和表面积。
3. 指数处理函数用于预测本例滞留池内的 TSS 去除，作为去除常数和池中水深的函数，其中去除常数反映了被去除颗粒的沉降速度。
4. 对于 LID 控制，SWMMH 使用恒定去除效率，使得 LID 处理性能对暴雨尺寸不敏感。
5. 由于池子深度的增加，滞留池子的处理性能随着暴雨尺寸的增加而下降。它也随着径流 TSS 沉积物尺寸分布的降低而降低。
6. 对于本例使用的处理函数，与 LID 相比，池子提供了较少增量 TSS 负荷的降低。可是该结果完全依赖于池子处理函数内使用的去除常数值。
7. 城市径流中颗粒沉降速度报告的巨大变化，使得极难估计滞留池处理函数的去除常数。

例 7 双排水系统

例 2 中开发后的模型利用边沟和草洼形式的明渠，模拟了地表排水系统内简单的水力演算。引入三种水力演算方法（*恒定流*、*运动波*和*动态波*），说明了它们对排水系统特性的影响。例 7 将例 2 中的一些明渠转换为并行管道和边沟系统。位于现有洼地之下的一系列雨水管道，也将添加，为了排向场地公园区域的下游部分。2 年和 100 年设计暴雨将用于确定尺寸和分析该扩建双排水系统的性能。尤其将应注意的是，高降雨事件发生地下雨水管道流量和地面上街道流量之间的相互作用。

7.1 问题描述

本例的目标是模拟小型和大型排水系统之间的相互作用，通过地下和地上部分的相互连接。对于频繁事件，执行小型或者“初始”系统（Grigg, 1996）；地表漫流通过边沟输送，并输入到管道系统。对于大型事件，这些管道超载和洪流，大型系统将处理该流量（Grigg, 1996）。特别的，整个街道（不仅仅边沟）成为输送元素。

图 7-1 说明了例 2 分析场地的开发后布置。例 2 模拟了具有明渠和涵洞的排水系统，其内底标高与现场等高线图的地表标高相同。一系列地下管道将添加到场地，通过公园与明渠共享进水口。边沟也添加到研究面积的上游部分。这些边沟的断面将为典型街道的，表示了地表“渠道”，如果管道系统超载和洪流到街道，水通过它流动。于是，本例中管道和边沟中的流量表示了小型系统，公园的渠道和道路中的流量表示了大型系统。管道系统将根据 2 年时间确定尺寸，在主要暴雨（100 年时间）观测它的特征。

7.2 系统表示

例 2 引入了连接节点（铰点）和管渠管段，作为排水管网的基本元素。本例中使用的并行管道和边沟输送布置的例子，如图 7-2 所示。它包含了连接到检查井汇接点的地下圆形管道，地面街道和边沟渠道，也连接到相同两个检查井汇接点。实际连接到检查井的边沟雨水口和跌水构筑物细节，对于我们的目的不重要。刻画该类节点—管段布置需要的参数如下：

- **检查井内底标高**

检查井铰点的内底标高为检查井底部相对于模型的基准面（例如平均海平面）的标高。内底标高在 SWMMH 模型中建立了铰点竖向位置。

- **检查井最大深度**

检查井铰点的最大深度是从其内底到街道溢水开始发生的地表标高之间的距离。如果该最大深度设置为零，SWMMH 自动使用从汇接点的内底到最高连接管段顶部的距离，这将为本例中边沟/街渠的顶部。

- **超载深度**

铰点的超载深度是超过最大深度的额外水深，在汇接点溢水前是允许的。SWMMH 将该深度用于模拟加栓式检查井盖的有压条件，或者压力干管连接，但在本例中没有应用。本例随后将讨论不同类型的超载。

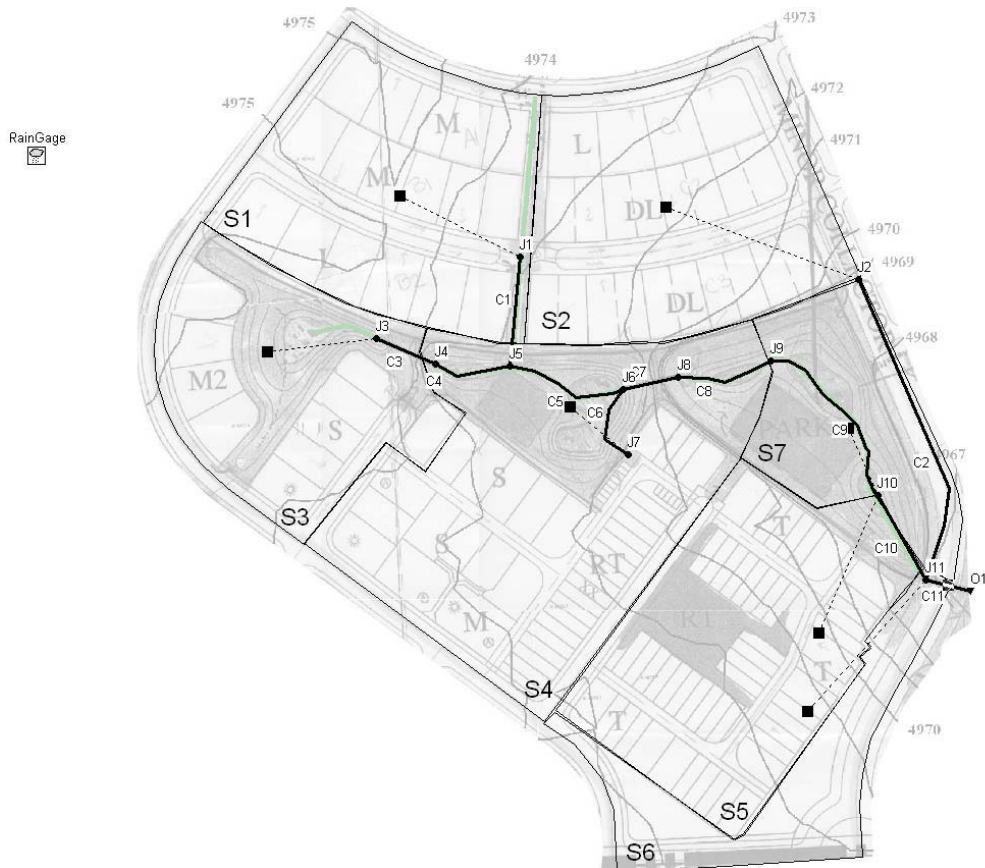


图 7-1 具有简单排水系统的开发后场地

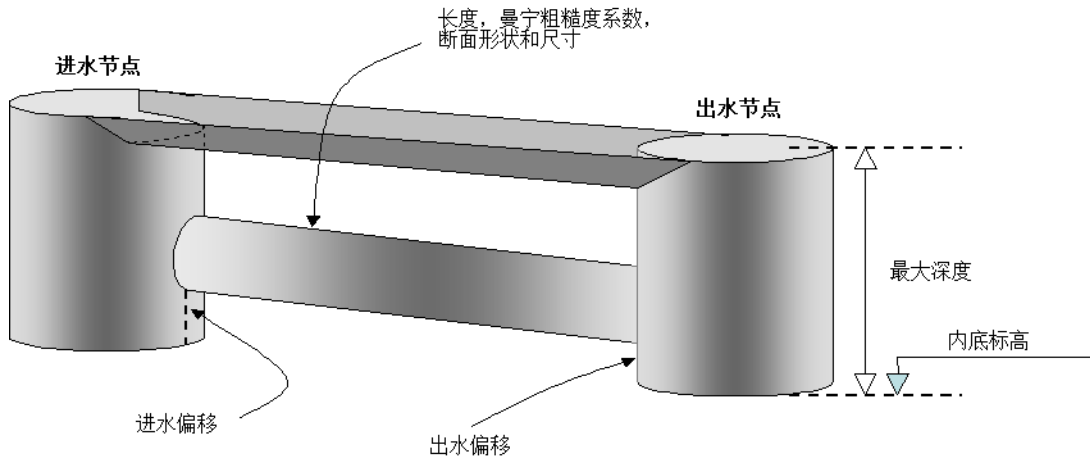


图 7-2 并行管道和边沟输送

● **管渠偏移**

管渠的进水偏移是它的进水终端位于铰点之上的距离。类似的定义用于管渠出水偏移。在并行管道和边沟系统中，边沟的标高高于具有进水和出水偏移的管道（图 7-2）。

注意因为双排水系统的这种表示，一个连接节点存在多于一条管渠，必须使用动态波

流量演算分析它的水力特性。表示这些系统的一种可选方式,是利用分流器节点的溢流变化,为了连结管道和边沟渠道对。该方案可以利用较简单的运动波方法分析,其中超过排水管道能力的流量自动分流到边沟渠道。该方法的缺点是,不能够模拟管道和边沟/街道之间两种方式的连接,也不能够表示主要暴雨事件中这些系统可能存在的有压流、逆向流和回流条件。

排水系统准则

用在该例中的一般排水系统准则列表如下。这些准则是根据柯林斯堡市定义的那些 (City of Fort Collins, 1984 and 1997)。图 7-3 说明这些准则中考虑的不同街道元素。两场暴雨将用于设计排水系统: 小型或初始暴雨 (2 年) 以及大型暴雨 (100 年)。初始暴雨发生为较常规性间隔, 同时大型暴雨是不经常的事件。本例中, 街道分类为“收集器”。注意这里提出的一般排水准则仅仅用于本例, 将根据设计的系统位置变化。准则为:

- 最小边沟坡度 (图 7-3 中的 S_L) 应为 0.4%, 以及最大时平均流速不超过 10 ft/sec。
- 所有街道横断面坡度 (图 7-3 中的 S_x) 将在 2% 到 4% 之间。
- 边沟流对街道的侵占, 对应于初始暴雨径流, 将不超过表 7-1 左侧第二列中提出的性能规格。边沟流大型暴雨径流的街道侵占, 将不超过表 7-1 中左侧第三列提出的性能规格。
- 管道系统应作为明渠, 输送 2 年暴雨。

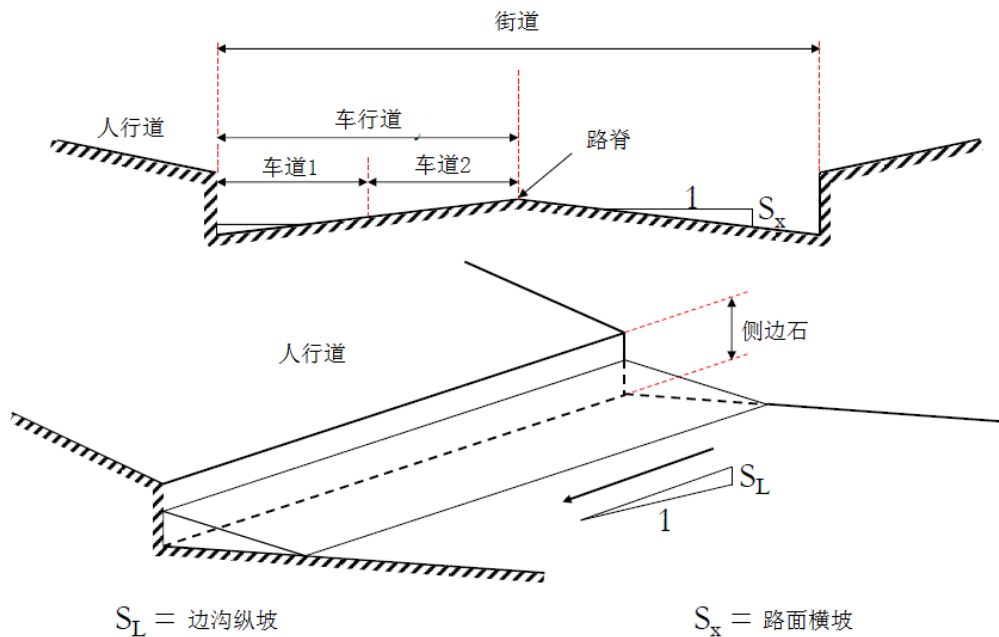


图 7-3 排水准则中定义的街道元素

7.3 模型设置

图 7-4 说明将包含在模型中具有管道、街道和洼地的双排水系统布置。注意来自子汇水面积 $S1$ 和 $S2$ 的径流首先通过节点 $Aux1$ 和 $Aux2$, 引入到街道系统 (边沟), 然后通过节点 $J1$ 和 $J2a$ 表示的进水闸进入雨水管道。对于系统的剩余径流, 假设直接进入管道系统。以下步骤用于从输入文件 **Example2_post.inp** 定义的布置开始, 建立完整双排水模型。

表 7-1 柯林斯堡市的一般排水系统准则 (City of Fort Collins, 1984 and 1997)

街道类型	初始暴雨	大型暴雨
当地 (包括广场、小路和边界访问)	没有边石顶。水流可能在街道顶部扩展	居民住宅和其他住宅不能够在地面线上积水。顶部水深不超过 6 英寸。
收集器	没有边石顶。水流漫幅必须离开, 至少一个车道宽度	居民住宅和其他住宅不能够在地面线上积水。顶部水深不超过 6 英寸。边沟流线的水深不超过 18 英寸。 (最后两条条件为最大约束控制)
主干线	没有边石顶。水流漫幅必须离开至少一半道路宽度, 在每一方向免于水淹	居民住宅和其他住宅不能够在地平线上积水。街道水流不能够越过顶部, 边沟流线上的水深不能够超过 18 英寸。(最后两个条件为最大约束控制)

地表元素

1. 第一步是添加额外连接节点 *Aux1*, *Aux2* 和 *J2a*, 如图 7-4 所示。目前这些节点的内底标高简化为它们的地表标高 (*Aux1* = 4975 ft, *Aux2* = 4971.8 ft, 和 *J2a* = 4970.7 ft)。
2. 其次边沟 *C_Aux1*, *C_Aux1to2*, *C_Aux2* 和 *C2a* 添加到模型, 它们的长度利用自动长度选项确定。这些边沟的粗糙系数为 0.016。
3. 除了例 2 中使用的梯形断面, 不规则形状将用于表示边沟渠道的断面。定义这些形状的横断面, 利用 SWMMH 的横剖面编辑器创建 (见文本框“将渠道断面定义为不规则渠道横剖面”)。图 7-5 所示的横剖面 *Full_Street* 用于表示研究面积内所有街道的总断面。断面坡度 $S_x = 4\%$, 用于定义这些断面。横剖面 *Half_Street* 仅仅说明为 *Full_Street* 断面的一半, 从人行道到街道的路脊。它用于表示开发区每一侧的南北向街道, 因为它的顶部考虑为汇水面积的边界。两个断面的站点和标高数据列于表 7-2。
4. 两类横剖面创建之后赋给相应的街道管渠, 如图 7-4 所示。管渠 *C_Aux1*, *C_Aux1to2* 和 *C_Aux2* 表示具有 *Full_Street* 断面的街道; *C2a* 和 *C2* 表示了具有 *Half_Street* 断面的街道。

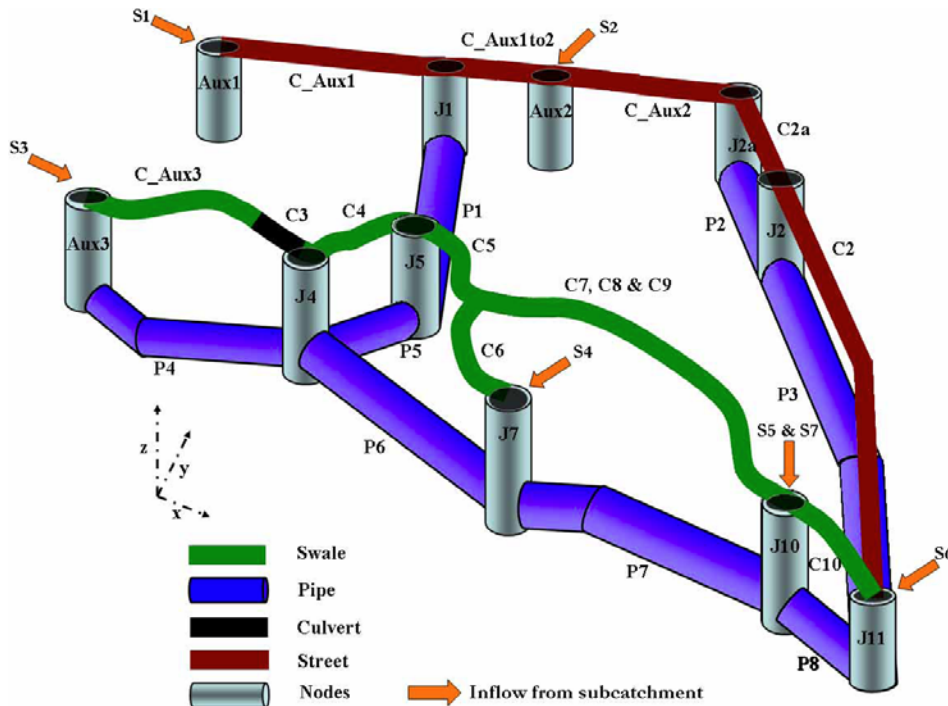


图 7-4 现场双排水系统的三维布置

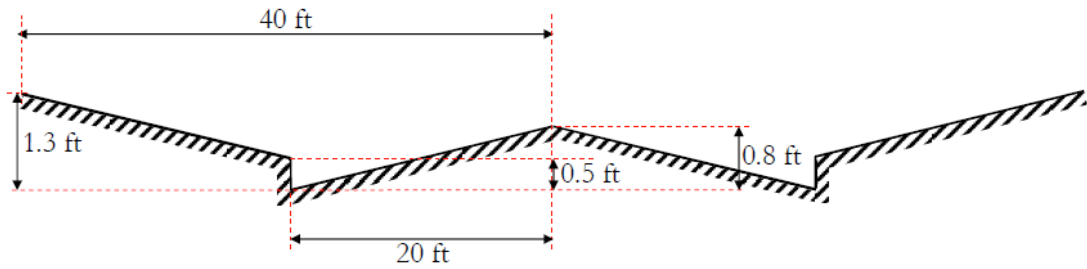
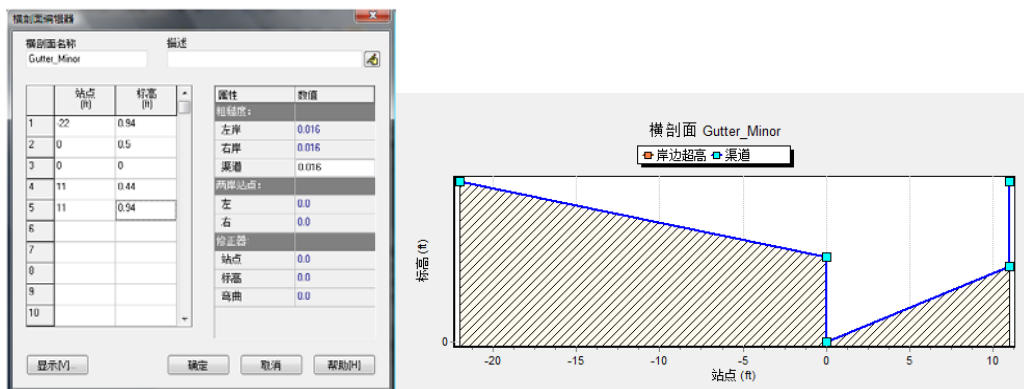


图 7-5 Full_Street 断面。Half_Street 断面为该断面的一半

将渠道断面定义为不规则渠道横剖面

利用 **断面编辑器**，可以为每一渠道设定渠道横断面，如例 2 所示，或者通过定义常见断面的横剖面对象。利用横剖面的主要优点是：1) 渠道断面的形状可以一次输入到模型，然后赋给多个渠道，共享相同的形状；2) 可以更有效地通过 **横剖面编辑器**，改变具有相同断面的渠道（例如曼宁粗糙系数和深度）；3) 可以输入任何渠道断面形状。横剖面通常在 SWMMH 中用于模拟自然不规则渠道形状，也可用于模拟边沟断面。用于添加新的横剖面对象到工程的过程为：

1. 选择 **数据浏览器** 中的 **水力特性 | 横断面 | “+”**，打开 **横剖面编辑器**。
2. 输入新的横剖面名称。
3. 通过输入站点（从横剖面左边缘开始的距离）及其相应的标高到编辑器的数据网格，定义横剖面的形状。



4. 左岸、右岸和渠道断面的位置，通过在 **岸边站点** 进口域输入相应的站点位置定义。本例中，没有左岸或者右岸，因此左岸和右岸站点设置为零。
5. 定义断面左岸、右岸和渠道断面的曼宁粗糙系数值。如果没有模拟，河岸粗糙系数不需要数值。

为了将指定横剖面对象赋给管渠断面：

1. 为管渠打开 **属性编辑器**。
2. 点击靠近 **形状** 属性的省略号按钮，启动 **断面编辑器**。
3. 为了选择断面形状，选择 **不规则**，然后从 **横剖面名称** 组合框中选择横剖面。

表 7-2 街道横剖面数据

完整街道	站点	-40	-20	-20	0	20	20	40
	标高	1.3	0.5	0	0.8	0	0.5	1.3
一半街道	站点	-40	-20	-20	0	0	-	-
	标高	1.3	0.5	0	0.8	1.3	-	-

地表以下元素

目前做出的改变，对于汇水流域的地表元素。现在添加街道下面的管道排水系统，重新定义地表管渠的内底标高。

1. 管渠 *C1* 利用管道 (*P1*) 代替，两条管道添加到节点 *J2a* 与 *J2* (管道 *P2*) 以及 *J2* 与 *J11* (管道 *P3*) 之间。这三条管道的粗糙系数均为 0.016，它们的直径为 1 ft。通常，管道的长度利用自动长度工具自动计算。
2. 在该点，具有连接到相同输入和输出节点的并行管道对 (例如 *C2a* 和 *P2*; *C2* 和 *P3*)。现在，它们位于相同的标高 (地表标高)。必须调整这些标高，以便地下管道位于地表边沟之下。通过降低 *J1* 和 *J5* 的内底标高 4 ft (*J1* = 4969 ft 和 *J5* = 4965.8 ft)，以及提升 *C_Aux1* 出水偏移为 4 ft，*C_Aux1to2* 的进水偏移为 4 ft。然后，*J2a* 和 *J2* 的内底标高减去 4 ft (*J2a* = 4966.7 ft 和 *J2* = 4965 ft); 出水偏移 4 ft 赋给 *C_Aux2*，进水和出水偏移 4 ft 赋给 *C2a*; 进口偏移 4 ft，出口偏移 6 ft 赋给 *C2*。
3. 模型中不同元素的属性应为列在表 7-3 和 7-4 中的那些。表 7-3 总结了铰点内底; 表 7-4 说明了管渠形状及其进口和出口偏移。

公园面积元素

下一部分是为了添加系列管道排放包含了自然渠道洼地的公园面积，如图 7-4 所示。该过程包含了以下步骤。

1. 新的节点 *Aux3*，添加到具有内底标高 4974.5 ft 的模型。新的洼地 *C_Aux3* 定义连接节点 *Aux3* 和 *J3*。其粗糙度为 0.05，断面与例 2 中洼地断面相同 (例如，管渠 *C4* 的断面)。
2. 其次，一系列管道排向公园面积，创建如图 7-4 所示。这些管道 (*P4*, *P5*, *P6*, *P7* 和 *P8*) 与铰点 *Aux3*, *J4*, *J5*, *J7*, *J10* 和 *J11* 处的地表系统相连。后者表示了地表洼地的进水闸构筑物。这些管道的粗糙系数为 0.016。
3. 公园下面的管道具有初始直径 3 ft，位于公园自然渠道内底标高之下 6 ft。这些管道比街道埋设管道深 2 ft，为了避免给出 *P5* 一个逆向坡度。洼地和管道系统相连的铰点，赋给内底标高在地表之下 6 ft。这些铰点的内底标高 (英尺) 分别为: *Aux3* = 4968.5, *J4* = 4965, *J7* = 4963.5, *J10* = 4957.8, *J11* = 4957 和 *O1* = 4956。
4. 正如当前的定义，模型中的一条管道 *P6*，具有逆坡。该逆坡通过降低 *J7* 的内底标高，从低于地表 6 ft 向 8 ft 纠正 (标高 *J7* = 4963.5 ft)。
5. 下一步设置地表管渠的进口和出口偏移，为了维护其表面标高，它们共享管道序列的节点。*C_Aux3*, *C4* 和 *C10* 的进口和出口偏移标高分别为 6 ft 和 0 ft，6 ft 和 4 ft，以及 6 ft 和 6 ft。此外，*C5* 和 *C6* 的进口偏移分别增加到 4 ft 和 8 ft，*C3* 和 *C9* 的出水偏移均增加至 6 ft。这些新偏移的定义，为了保持地表洼地。注意假设在本例中忽略边沟的深度。没有考虑忽略洼地的深度 (3 ft)，但是考虑在例 2 中，为了模拟它们的内底标高时。
6. 例 2 中铰点 *J3*, *J6*, *J8* 和 *J9* 的内底标高，在本例中保持相同。最后的布置看上去应如图 7-6 所示。铰点的最终内底标高以及管渠的尺寸、进水和出水偏移，总结在表 7-3 和 7-4。

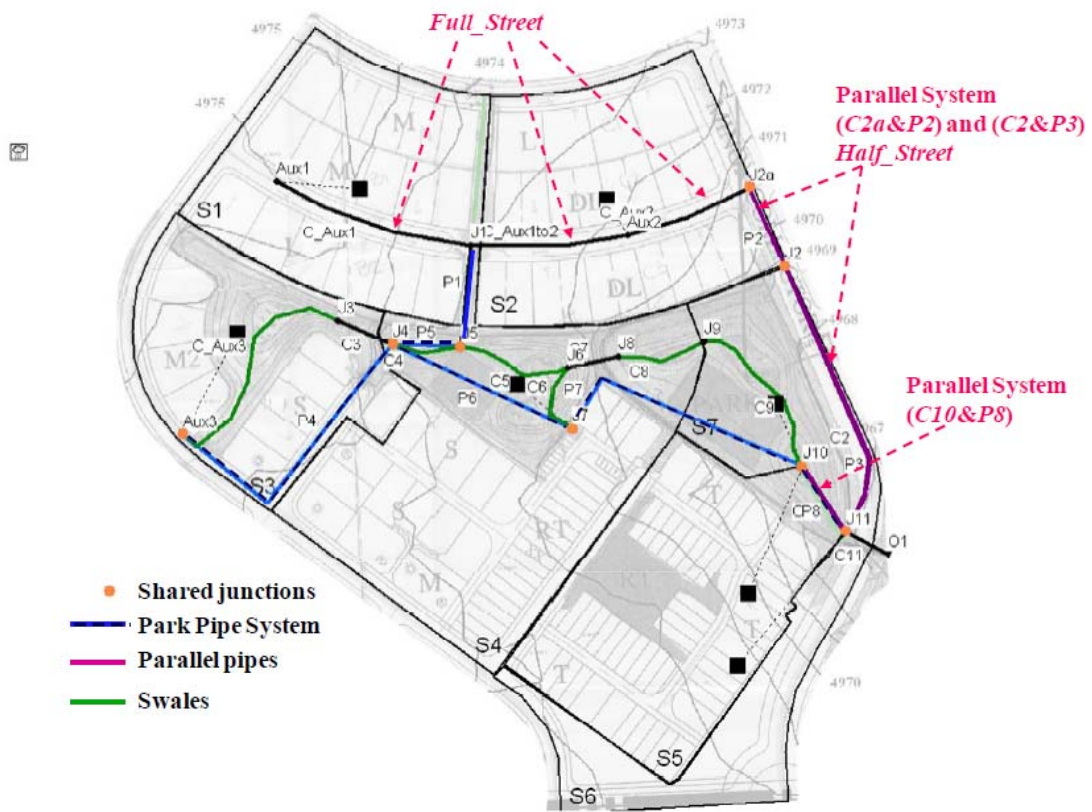


图 7-6 双排水系统的开发后场地

表 7-3 双排水系统的铰点内底标高

铰点 ID	地面标高 (ft)	并行管道的标高变化 (ft)	最终内底标高 (ft)
J1	4973.0	4	4969.0
J2a	4970.7	4	4966.7
J2	4969.0	4	4965.0
J3	4973.0	0	4973.0
J4	4971.0	6	4965.0
J5	4969.8	4	4965.8
J6	4969.0	0	4969.0
J7	4971.5	8	4963.5
J8	4966.5	0	4966.5
J9	4964.8	0	4964.8
J10	4963.8	6	4957.8
J11	4963.0	6	4957.0
Aux1	4975.0	0	4975.0
Aux2	4971.8	0	4971.8
Aux3	4974.5	6	4968.5
O1	4962.0	6	4956.0

表 7-4 双排水系统的管渠形状和偏移

管渠 ID	类型	初始深度或者直径 (ft)	长度 (ft)	进水偏移 (ft)	出水偏移 (ft)
C2a	一半街道	1.3	157.48	4	4
C2	一半街道	1.3	526.00	4	6
C3	涵洞	2.25	109.00	0	6
C4	洼地	3	133.00	6	4
C5	洼地	3	207.00	4	0
C6	洼地	3	140.00	8	0
C7	涵洞	3.5	95.00	0	0
C8	洼地	3	166.00	0	0
C9	洼地	3	320.00	0	6
C10	洼地	3	145.00	6	6
C11	涵洞	4.75	89.00	0	0
C_Aux1	全街道	1.3	377.31	0	4
C_Aux2	全街道	1.3	239.41	0	4
C_Aux1to2	全街道	1.3	286.06	4	0
C_Aux2	洼地	3	444.75	6	0
P1	管道	1	185.39	0	0
P2	并行管道	1	157.48	0	0
P3	并行管道	1	529.22	0	0
P4	管道	3	567.19	0	0
P5	管道	3	125.98	0	0
P6	管道	3	360.39	0	0
P7	管道	3	507.76	0	0
P8	并行管道	3	144.50	0	0

7.4 模拟结果

一般系统特性

分析该双排水系统的第一步是在它的基本尺寸状态执行模拟，对应于 2 年暴雨，利用动态波演算，为了检查它的一般性能。2 年和 100 年暴雨的雨量图与例 1 中使用的相同。对于该运行，报告和雨季时间步长设置为 1 分钟，演算时间步长为 15 秒，旱季径流时间步长为 1 小时。此外，检查模拟选项对话框的常用页中“报告输入总结”检查框，以便所有系统管渠计算的坡度可以显示在运行的状态报告中。该初始系统设计的输入数据文件命名为 **Example7-Initial.inp**。

执行模拟后，结果状态报告说明，没有节点是超载或者溢水（见报告的节点超载总结和节点积水总结部分）。可是，管渠 P1，P2 和 P3 均超载（见管渠超载总结部分），说明系统的尺寸过小。

这些超载报告的差异说明，节点超载和管渠超载是两个不同的特性。图 7-7 说明超载和洪流的一般例子。图 7-7a 说明管渠超载；图 7-7b 说明管渠超载、节点超载且节点溢水。图 7-7c 说明管渠超载且节点超载；图 7-7d 说明管渠超载、节点超载且节点溢水。注意在明渠情况中（图 7-7a 和 7-7b），节点超载与节点溢水同时发生。

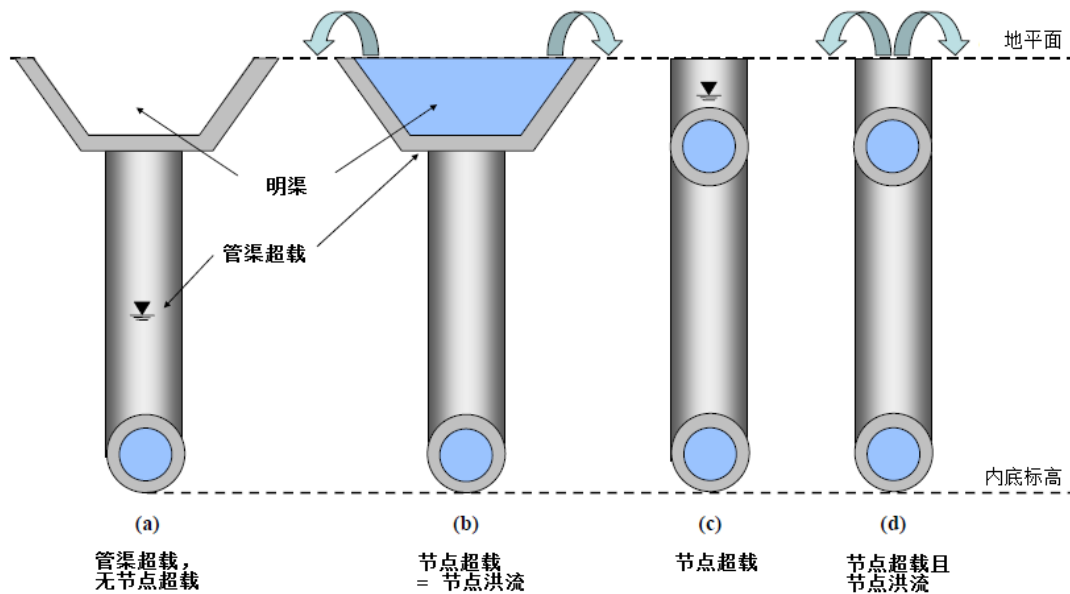


图 7-7 超载和溢水示例

第 7.3 部分的排水准则也需要最小边沟坡度为 0.4%，最大平均流速为 10 ft/sec。因此，需要检查代表了边沟的管渠的最小坡度，是否大于 0.4%。表 7-5 取自 *状态报告* 的 *管段总结* 表，说明了边沟的管渠坡度。所有边沟具有纵向梯度为 0.4% 或者更大，于是满足本例考虑的设计标准。一旦适当确定了系统的管道尺寸，将检查边沟和所有管渠中的速度。

表 7-5 计算的边沟梯度

管渠 ID	长度 (ft)	坡度 (%)
C2a	157	1.1
C2	526	1.1
C_Aux1	377	0.5
C_Aux2	239	0.5
C_Aux1to2	286	0.4

2 年暴雨设计

分析的下一步是确定管道尺寸，以便可以输送 2 年暴雨而不具有超载。此外，第 7.3 部分所列的设计准则需要确定收集器街道的尺寸，因此没有边沟顶部，至少一条车道保留无水。该阶段执行的分析如下：

1. 管道的尺寸为迭代修改，运行模型，直到 *状态报告* 的 *管渠超载总结* 说明没有管渠超载，而且对于所有管道，*管段流量总结* 中 *最大/完全水深比* 的数值接近 0.85（考虑安全因子为 15%，为了减少超载的风险）。表 7-6 列出了用在该过程中的标准管道尺寸。表 7-7 说明来自三次迭代的结果，包括最终结果。注意上游管道尺寸怎样增加，允许一些下游管道在尺寸上的降低（但是不低于上游的）。
2. 利用前面步骤的最终管道确定尺寸（表 7-7 中的试算 3），地表街道的管渠内高峰流速在 *状态报告* 的 *管段流量总结* 部分被检查。所有这些管渠的高峰速度低于 10 ft/sec，这是排水准则允许的最大值。

3. 根据排水准则，对于任何街道的小型暴雨，没有在边石顶部发生。图 7.5 说明了边石顶部意味着最大/完全水深比为 $0.5/1.3 = 0.38$ 。最终管道尺寸确定在*状态报告*的*管段流量总结*，说明街道管渠的*最大/完全深度比*的最高数值为 0.29，对应于管渠 C-Aux2。于是根据街道中的流量，系统的最终设计是充分的。

本例具有最终管道尺寸的输入文件命名为 **Example7-Final.inp**。

表 7-6 可用排水管道尺寸

in.	ft	in.	ft	in.	ft	in.	ft
6	0.5	18	1.5	24	2	38	3.17
12	1	20	1.67	28	2.33	42	3.5
16	1.33	22	1.83	36	3	48	4

表 7-7 2 年暴雨管道尺寸确定的迭代过程

管道	试算 1			试算 2			试算 3		
	尺寸 (ft)	超载	最大/完全深度	尺寸 (ft)	超载	最大/完全深度	尺寸 (ft)	超载	最大/完全深度
P1	1	yes	0.85	1.33	no	0.69	1.33	no	0.71
P2	1	yes	1	1.33	yes	0.90	1.5	no	0.67
P3	1	yes	1	1.33	no	0.90	1.5	no	0.80
P4	3	no	0.27	2	no	0.52	1.67	no	0.64
P5	3	no	0.29	2	no	0.58	1.83	no	0.65
P6	3	no	0.36	2	no	0.71	2	no	0.72
P7	3	no	0.48	2	no	0.81	2	no	0.81
P8	3	no	0.53	3.17	no	0.51	3.17	no	0.51

主要暴雨性能

最后通过改变雨量计使用的降雨时间序列，对 100 年暴雨执行模拟。*状态报告*的*节点超载总结*和*节点积水总结表*，说明 100 年暴雨过程中没有节点超载或者溢水。此外，*管渠超载总结*说明，正如期望的，所有管道均超载。根据*管段流量总结表*，最高速度发生在管渠 C7, C11 和 P8（分别为 11.25, 11.93 和 10.76 ft/sec），均超过了 10 ft/sec。标准排水准则定义了管道和涵洞中的最大允许速度为 15 到 18 ft/sec (CCRFCD, 1999; Douglas County, 2008)。于是，管道 P8 以及涵洞 C7 和 C11 预计的最大速度是可接受的，不需要输送系统重新确定尺寸。最后，*管段流量总结表*说明，所有街道管渠的*最大/完全深度*低于一。因此街道中的水深不会达到人行道的顶部或者最高点，成功满足 100 年暴雨的需求。

为了说明可能发生在这些系统中的复杂水流条件，图 7-8 说明了管道 P5 和 P6 在 100 年暴雨下的水文过程线。由壅水效应造成的负流量，发生在模拟 30 分钟后的这两条管道。这些特殊水流条件仅仅可以在使用*动态波演算*时模拟，这说明了该方法的能力。这些负流量对于 2 年暴雨是不会发生的。这说明系统在小型和大型事件下的特征差异很大。这种情况中，由于汇水面积 S4 产生到较点 J7 的径流，对应于 100 年暴雨，是充分大的，以至于造成壅水效应，产生了这些负流量。

可视化显示双排水系统特征的另一种方式是利用剖面线图。图 7-9 包含了两个这样的绘图，互相叠加在另一个的上部。它们说明在节点 J2a, J2 和 J11 之间发生的超载条件，在 34 分钟时进入 100 年暴雨。下图用于地下排水管道 P2 和 P3，说明两条管道的超载。上图是对于街道 C2a 和 C2，高于 P2 和 P3。较点 J2a 和 J2 的水位充分高，易引起水流出排水管道 P2，进入街道，但不是充分高，难以形成街道溢水。另一方面，较点 J11 的内底标高充分低，

以至于超载管道 P3 不会创造街道溢水，反过来街道水流在这里重新进入排水管道系统。（图形显示出，街道 C2 下游段的水流为零，但是这刚好是 SWMMH 绘制管渠内的水面剖面线的方式（通过连接端节点之间的水位标高，不允许剖面线穿过它的底部或者顶部表面））。

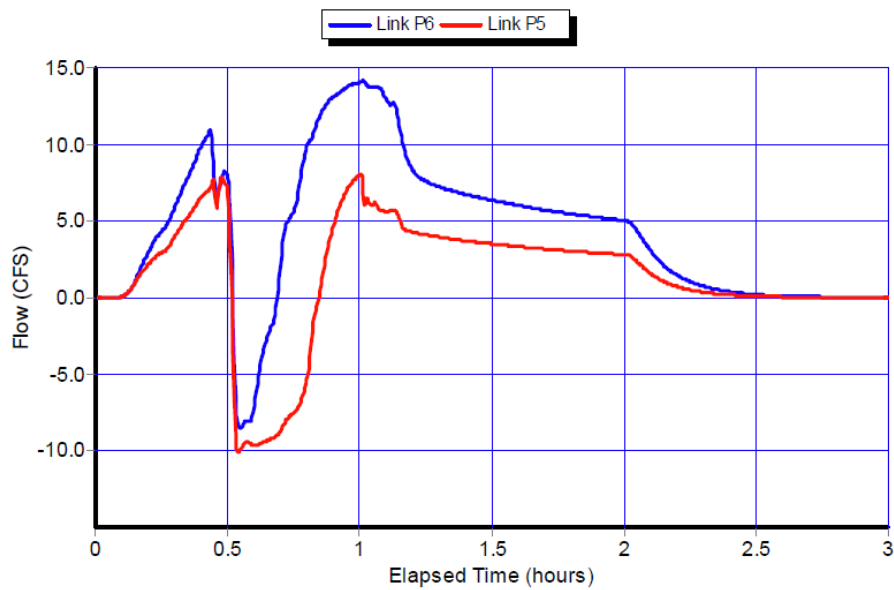


图 7-8 100 年暴雨期间管道 P5 和 P6 中的流量

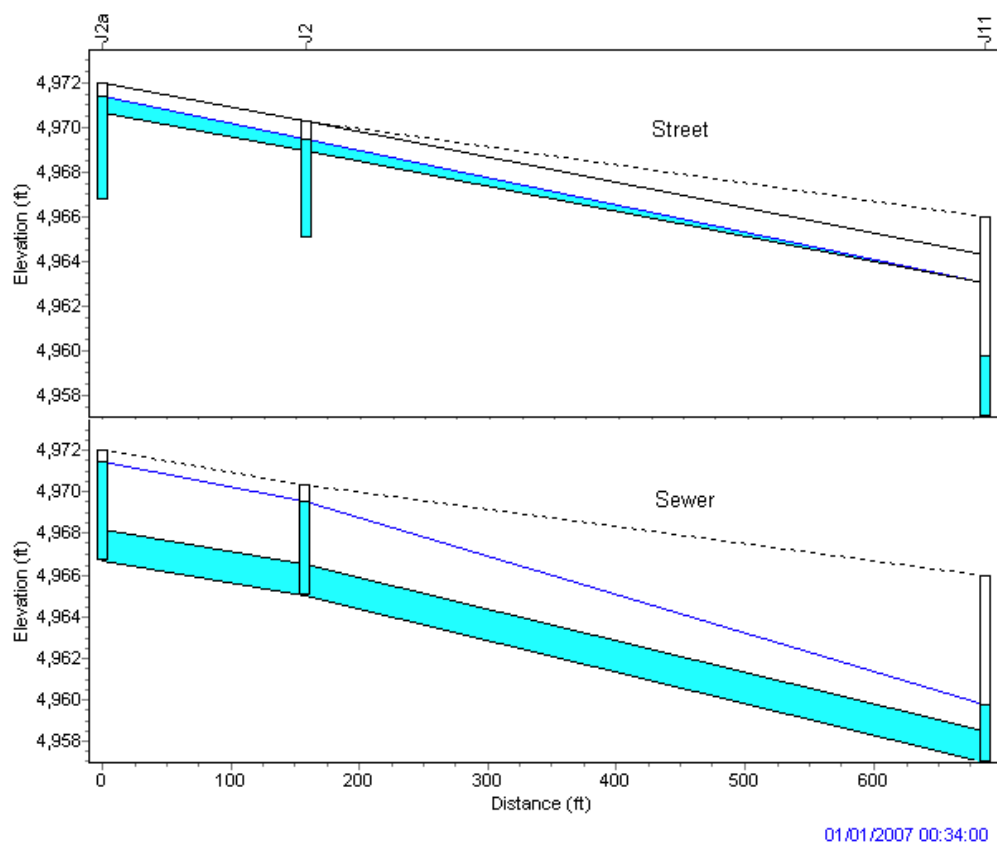


图 7-9 沿场地东部边界的超载特征

7.5 总结

本例在例 2 模拟简单排水系统的基础上构建。它将例子中的一些开放表面渠道，转换为并行管道和边沟系统，为了排放到公园的下游部分，添加了一系列管道。系统的尺寸确定对应于小型（2 年）暴雨事件，它的特征也在大型（100 年）暴雨事件下分析。本例说明的关键点为：

1. 双排水系统的三维结构可以通过利用地下检查井较点集模拟，连接排水管道和边沟/街道渠道并行对，其中后者具有地表标高的偏移。
2. 这些系统的设计，为了在更频繁的小型暴雨事件下，地下排水管道系统仅仅部分流动；在更大的、更不频繁的大型事件下，将超载进入街道渠道，不会造成街道的任何越顶。
3. 迭代过程可用于合适确定排水管道元素尺寸，满足小型暴雨和大型暴雨设计准则。
4. 可以利用 SWMMH 状态报告产生的各种表格查找多数结果，估计双排水系统的性能。

正如本例说明的，设置双排水系统模型需要大量额外的工作。表示小型和大型排水系统部分的需求，将依赖于分析设置的目标和模型需要的细节水平。

例 8 合流制排水管道系统

本例说明怎样模拟由同一管道输送污水和雨水的系统。这样的系统称作合流制排水管道系统，在较老街区和城市仍很普遍。在中等到大型降雨时段，这些系统内超过输送和适当处理能力的部分水流，导致合流制排水管道溢流（CSO）。CSO 流量可能引起受纳水体的严重污染。所含污染物可能包括常规污染物、致病菌、有毒物质和垃圾。

本例将利用 SWMMH 分析合流制排水管道系统中发生的溢流。特别注意在收集排水管道、处理厂截流器和 CSO 排放口之间流量的转换，流量调节器的适当表达。此外，例子说明怎样模拟由压力干管输送截流到处理设施的泵站。尽管本例的重点在于合流制系统，使用的许多模拟元素（污水进流量、泵站和压力干管）也可用于模拟分流制污水管道系统。

8.1 问题描述

除了作为新的开发区，例 2 研究的 29 英亩城市汇水区域现在假设为较老的区域，通过现有合流制排水管道系统服务。该合流制系统的水力性能，包括任何溢流的程度，将对应于几种不同尺寸的暴雨进行分析。这些包括例 3 中定义的 0.23 in. 水质暴雨，以及前面例子使用的 1.0 in., 2 年和 1.7 in., 10 年暴雨。

合流制排水管道输送不同排水区域产生的污水和雨水（即，将产生污水流的面积贡献于简单点）将添加到模型中。恒定污水流量（也称作旱季流量）根据单位人口平均产生量计算。将确定截流管道尺寸，为了输送基本旱季流量和一部分合流雨水流量到泵站，通过压力干管提升到污水处理厂（WWTP）。各种孔口、堰和管道的组合，用于表示截流器内不同类型的分流构筑物。没有通过这些设施转换的 CSO 将直接排向现场公园面积处的河流。

本例中模拟的合流制排水管道系统示意图见图 8-1。它包括排放子汇水面积（或者汇水流域）S1, S2, S3, S4 和 S5 的合流制排水管道（绿色）、河流（蓝色）、截流器（棕色）、流量调节器（红框）和泵站。

8.2 系统表示

合流制排水管道系统是在同一管道内输送污水和雨水的系统。设计的截流器是捕获旱季 100% 污水流的管道，并将它们输送到 WWTP。在中等或者严重降雨阶段，合流制排水管道系统的污水容积可能超过截流器或者 WWTP 的能力。为此，设计的合流制排水管道系统需要将过分的污水，通过分流调节器，直接排放到附近河流或者水体。图 8-2 说明合流制排水管道系统和系统中发生 SCO 的示意图。该图说明，对于雨季流量，底部的截流器怎样仅仅输送部分流量到 WWTP，以及发生 CSO。

旱季流量

为了创建 SWMMH 中的合流制排水管道系统，将旱季污水流量添加到前面创建的雨水输送系统的合适节点。这些节点通常表示了收集排水管道排向排水干管的位置。它们的数量和位置将取决于用于合并单个污水源（家庭、商业等）的集成水平。以下（第 95 页）的文本框揭示了怎样将节点 *进流量编辑器* 用于指定进入节点旱季流量的时间序列。

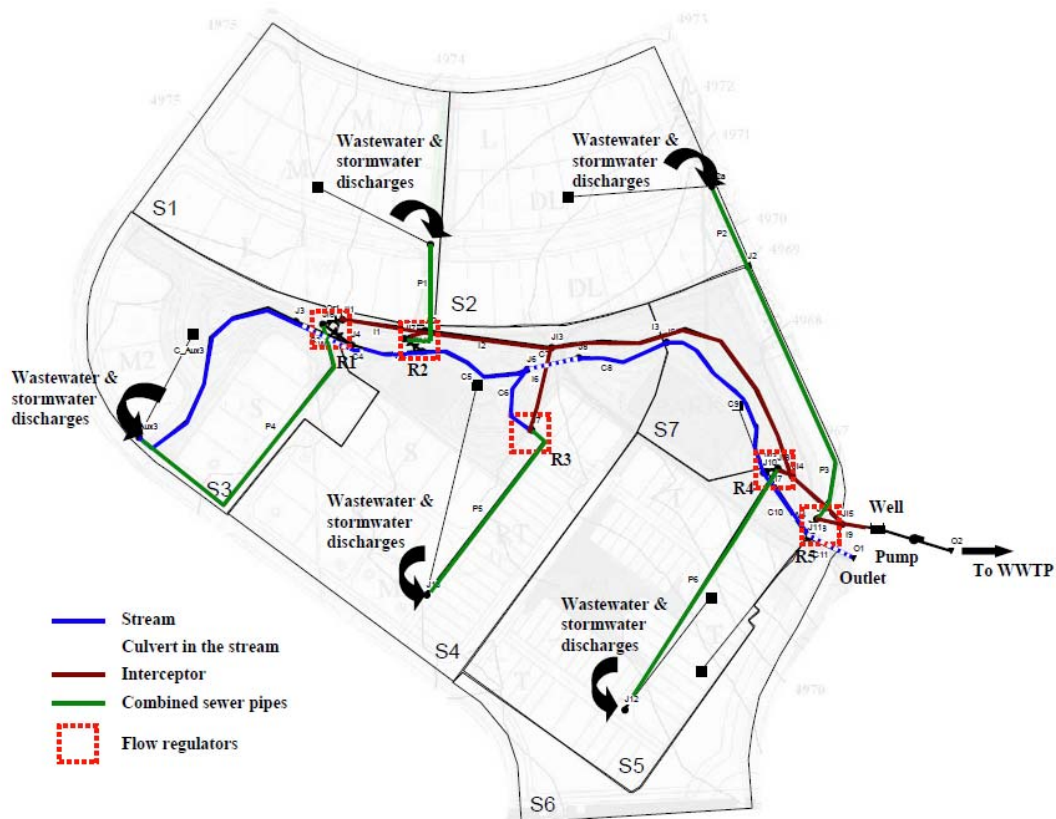


图 8-1 合流制排水管道系统研究面积

流量调节构筑物

流量调节器（或分流构筑物）用于控制收集排水管道和截流器之间的流量。这些调节器允许在旱季条件下，将污水输送到处理设施。在雨季条件下，为了避免合流制排水管道系统的超载和洪流，调节器从截流器分流，直接排向水体。流量调节设施包括侧流堰、跳跃堰、横截堰、孔口和泄水虹吸。Metcalf & Eddy, Inc. (1991) 描述了这些不同设施的细节。本例将利用具有孔口的横截堰调节器，如图 8-3 所示。该调节器中，具有一个堰和一块小板，垂直流线直接放置于排水管道中。通过位于堰上游的孔口，低流量转换到截流器。在高流量时段，堰被越顶，一些流量通过溢流出水口排放，最终达到 CSO 排放口。

横截堰调节器可以在 SWMMH 中利用堰和孔口元素表示。因为这些元素对应于水力管段，模型必须添加额外的连接节点。SWMMH 中横截堰流量调节器三个可能定义的示意图，见图 8-4。将使用本例这三种配置的每一个。配置(a)和(b)均包含了图 8-3 所示的堰，但是将不同元素用于分流到截流器：(a) 利用底部孔口；(b) 采用管道。第三种配置（图 8-4c）既没使用堰，也没有使用孔口。它通过利用不同进水偏移的管道简单分流，对于输送到截流器和河流的流量。输送到截流器的管道具有进水偏移为零，而连接到河流的管道具有较大的内底标高。

本例利用每一种调节器配置，单纯为了说明。在真实应用中，特定配置的选择，将取决于现场遇到的特定条件，以及模拟结果的数值稳定性。通过利用不同的表示，一些不期望的水力现象可能人工引入到模型，包括超载堰、由短管造成的不稳定性，以及与大型管道相关的过分蓄水。

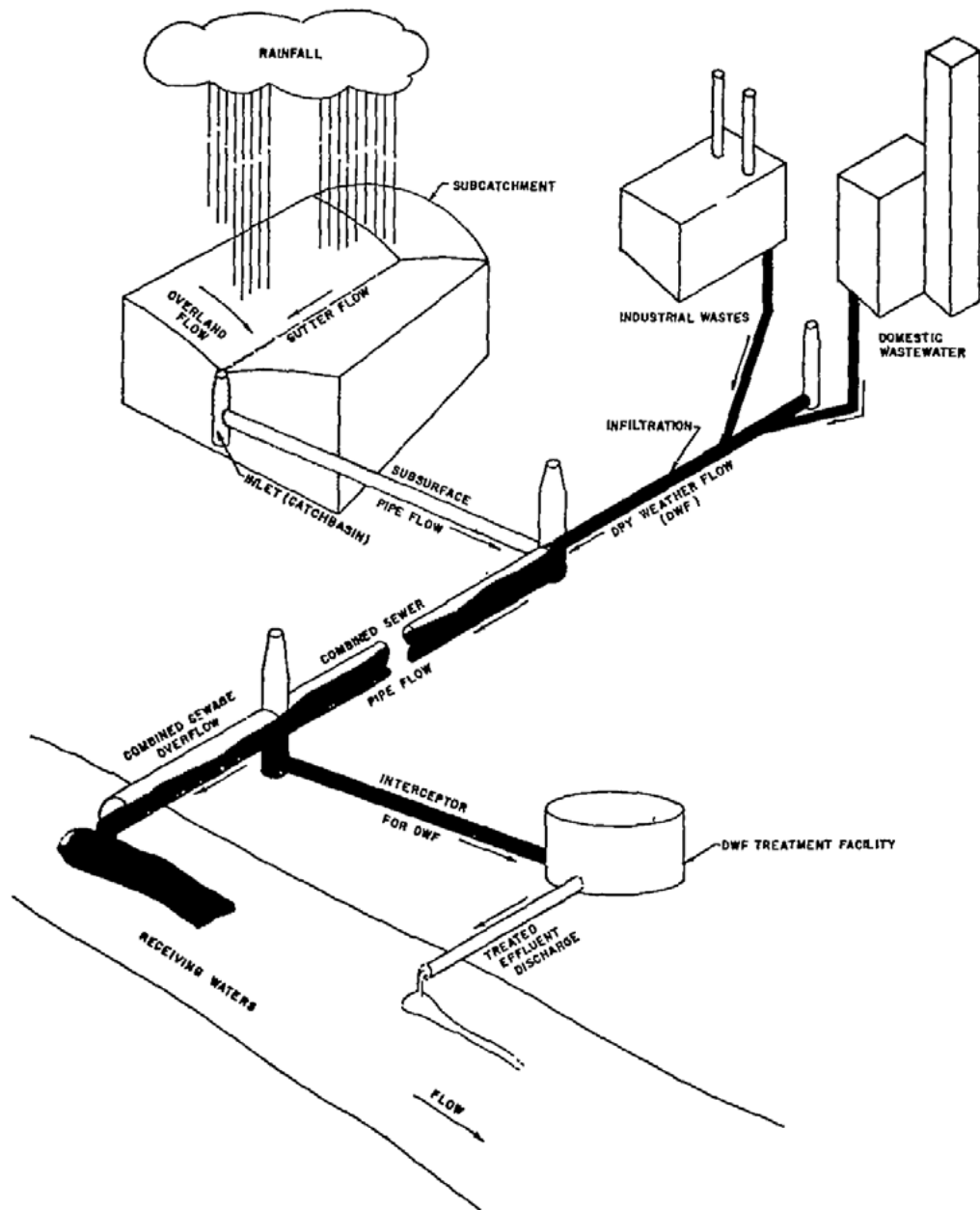


图 8-2 合流制系统中溢流的概念表达 (Field and Tafuri, 1973)

泵站

水泵是将水提升到较高标高的设施。它们在模型中定义为两个节点之间的管段，可以是在线或者离线的。水泵的主要输入参数包括进水和出水节点的位置、水泵曲线、初始开/关状态，以及开启和关闭深度。水泵的运行通过它的特性曲线定义，将提升的流量与进水节点的水深或者容积相关，或者与提供的扬程（即水力水头）相关。通过定义进水节点的开启和关闭水深，或者通过用户定义的控制规则，可以动态控制它的开启/关闭状态。模型中定义的水泵，与任何其它管段形式相同，水泵曲线利用水泵曲线编辑器创建，通过水泵曲线属性连接到水泵，如图 8-5 所示。

将旱季流量添加到 SWMMH

本例需要将污水流量的旱季流量，添加到合流制排水管道系统模型。进流量编辑器的旱季进流页用于指定旱季流量的连续源头，或者任何进入排水系统指定节点的污染物。进流量编辑器通过节点的进流量属性访问。SWMMH 中的旱季流量通过平均（或者基线）数值刻画，具有四种可选时间模式（TP），表示每月、每日和每小时（对于工作日和周末）的变化。于是旱季流量计算如下：

$$\text{时刻 } t \text{ 的旱季流量} = (\text{平均数值}) * (\text{TP1}_t) * (\text{TP2}_t) * \dots$$

式中 TP1_t ——时间模式 1 在时刻 t 的乘子；

TP2_t ——时间模式 2 在时刻 t 的乘子；等等。

如果没有定义时间模式，那么进入节点的旱季流量简化为平均数值。特定节点旱季流量的进流量编辑器显示如下。

进流至节点 J1

直接进流 旱季进流 RDII进流

成分 流量

均值 (CFS) 0.08

时间模式

进流量 = (均值) × (模式 1) × (模式 2) × (模式 3) × (模式 4)

如果均值为空，其数值为0。任何时间模式为空，其缺省为常数1.0。

确定 取消 帮助(H)

8.3 模型设置

预处理

图 8-6 说明了本例模拟的系统。尽管需要很大变化，例 7 (**Example7-Final.inp**) 为模型设置的起始点。因为合流制排水管道系统不再用于新的开发区，本例假设被模拟的合流制排水管道系统已经存在多年。

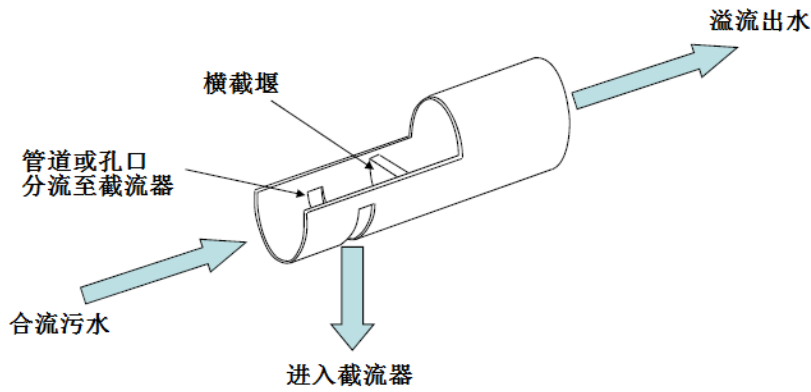


图 8-3 横截堰流量调节器

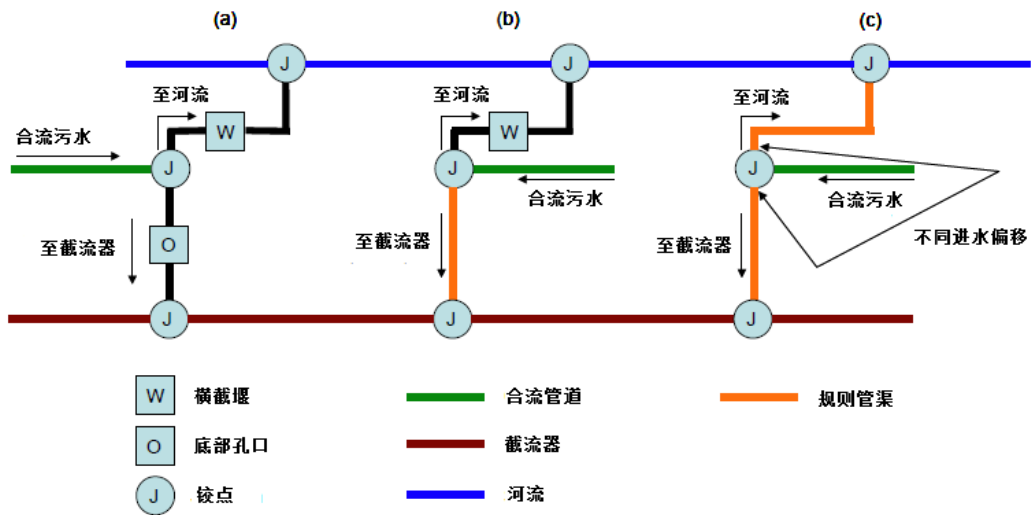


图 8-4 SWMMH 中表示横截堰流量调节器的不同方式

水泵 Pump1

属性	数值
名称	Pump1
进水节点	Well
出水节点	J110
描述	Pump type III
标签	
水泵曲线	Pump1
初始状态	OFF
开启深度	5
关闭深度	2

水泵曲线名(或者*,对于理想水泵)。指定曲线之后,双击以编辑)

水泵 曲线编辑器

曲线名: Pump1 水泵类型: TYPE3

描述:

	水头 (ft)	流量 (CFS)
1	11	7.2
2	12	6.9
3	13	6.5
4	14	6.1
5	15	5.7
6	16	5.2
7	17	4.7
8	18	4.1
9	19	3.6

视图[V]...
调用[L]...
保存[S]...
确定
取消
帮助[H]

图 8-5 (a) 水泵属性编辑器; (b) 水泵曲线编辑器

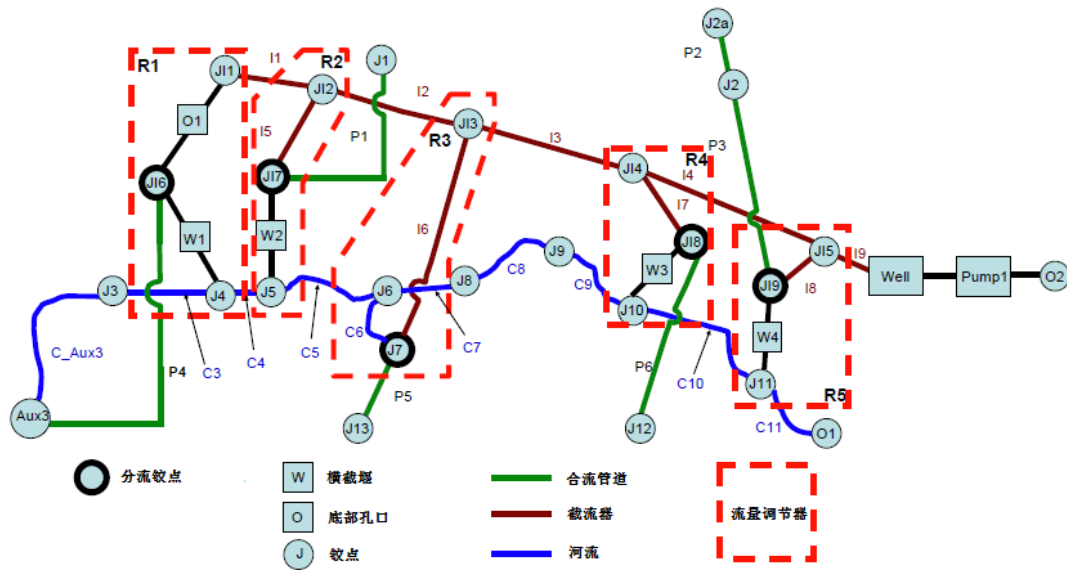


图 8-6 合流制排水管道系统示意图

在修改例 7 的模型中，将去除边沟元素，因为管道将穿过公园沿着河流。新的截流器排水管道将沿着河流北侧布置，如图 8-1 所示。该截流器输送污水到泵站，泵站由表示集水井的蓄水设施和水泵组成。通过压力干管的提升流量，进入恒定水头的排放口 (O2)，它表示了假设的 WWTP 进水口。新的管道表示了需要添加的合流制排水管道系统，以及几个堰和孔口定义了流量调节器。与原来例 2 使用的河底标高相比，本例的河床降低了 5 ft，以便河流来的回水不会淹没合流制排水管道的调节器。

这些修改需要去除较点 *Aux1* 和 *Aux2*，以及管渠 *C2a*, *C2*, *C_Aux1*, *C_Aux2*, *C_Aux1to2*, *P5*, *P6*, *P7* 和 *P8*。然后，节点的标高和管段的进水/出水偏移，包括公园的河流，也必须改变。河流中节点（图 8-1 和 8-6 用蓝色表示的 *Aux3*, *J3*, *J4*, *J5*, *J6*, *J8*, *J9*, *J10*, *J11* 以及出水口 *O1*），新的内底标高列在表 8-1 中。它们的最大深度设置为零，以便程序自动调整它们的深度，为了匹配最高连接河流渠道的顶部。剩余较点 (*J1*, *J2*, *J2a* 和 *J7*) 深度，设置等于地表标高减去内底标高。通过公园洼地和涵洞（管道 *C3* 到 *C11*）的偏移，设置为原来的零数值。

合流制排水管道

下一步是创建合流制排水管道，在图 8-6 中以绿色显示，利用字母 **P** 标识。所有这些管道的粗糙系数为 0.016。在例 7 中也定义了管道 *P1*, *P2*, *P3* 和 *P4*，另外添加了两条合流制排水管道；*P5* 输送来自子汇水面积 *S4* 的流量，*P6* 输送来自子汇水面积 *S5* 的流量。这些管道的上游节点（或者进水节点）*J13* 和 *J12*，也添加到模型。这些较点的属性如表 8-1 所示。合流制排水管道的属性如表 8-2 所示。

子汇水面积出水口

利用模型中输入的排水管道，现在需要重新定义不同子汇水面积的出水节点。这些节点将接受由子汇水面积产生的雨水径流，以及随后在本部分定义的相应污水流量。换句话说，用于排水的子汇水面积也定义为本例中的排水流域。不需要改变子汇水面积的其他属性。表 8-3 说明了子汇水面积的新出水口。

表 8-1 合流制排水管道节点¹的属性

节点 ID	内底标高 (ft)	最大深度 (ft)	节点 ID	内底标高 (ft)	最大深度 (ft)
J1	4969.0	4.2	J13	4968.0	4.8
J2a	4966.7	4.0	Aux3	4968.5	0.0
J2	4965.0	4.0	J11	4958.0	16.0
J3	4968.0	0.0	J12	4957.0	15.8
J4	4966.0	0.0	J13	4955.0	16.0
J5	4964.8	0.0	J14	4952.0	14.0
J6	4964.0	0.0	J15	4950.0	16.0
J7	4960.0	12.0	J16	4967.0	7.2
J8	4961.5	0.0	J17	4967.0	6.0
J9	4959.8	0.0	J18	4962.0	6.2
J10	4958.8	0.0	J19	4960.0	5.2
J11	4958.0	0.0	O1	4957.0	-
J12	4968.0	4.2	Well	4945.0	14.0

¹颜色说明节点属于河流（蓝色）、排水管道（绿色）、截流器（棕色）还是分流铰点（灰色）

截流器管道

现在沿着河流的北侧，将截流器管线添加到模型，输送所有污水到研究面积东侧的泵站。管道利用 **I** 标识，并示以棕色，如图 8-6 所示。管渠 **I1, I2, I3, I4** 和 **I9** 为截流器的主要管道。属于截流器的新节点通过字符 **J1** 标识，最后节点为水泵集水井，这是一个蓄水设施，命名为 **Well**。截流器节点和管道的属性总结在表 8-1 和 8-2 中。图 8-7 说明了合流制排水管系统的布置情况，在截流器连接到具有定义的流量调节器和泵站的系统剩余部分之前。

流量调节器

流量调节器构筑物是在模型中表示的下一元素。利用字母 **R** 标识的五个调节器，用于控制五条合流制排水管道 (**P1, P3, P4, P5** 和 **P6**) 进入截流器的流量。这些标识符 (**R1, ..., R5**) 在文字上仅仅作为参考；在实际模型中，调节器不能够直接定义为元素，而是通过孔口、堰和管道的组合（即，模型中没有元素命名为 **R1**）定义，如图 8-6 所示。创建这些调节器需要的步骤如下：（注意：建议关闭 **SWMH** 的 *自动长度* 特征，以便管渠长度不会随着到流量调节器的连接而改动。）

调节器 R1:

1. **J4** 和 **J11** 之间放置新的汇接点，命名为 **J16**。
2. （利用管道的 *属性编辑器*）将管道 **P4** 的下游节点改为 **J16**。
3. 添加连接 **J16** 到 **J4** 的堰管段 **W1**。
4. 添加连接 **J16** 到 **J11** 的底部孔口管段 **O1**。

调节器 R2:

1. **J5** 和 **J12** 之间放置新的汇接点 **J17**。
2. 将管道 **P1** 的下游节点改为 **J17**。
3. 添加连接 **J17** 到 **J5** 的堰管段 **W2**。
4. 添加连接 **J17** 到 **J12** 的新管道 **I5**。

调节器 R3:

1. 添加 **J7** 和 **J13** 之间的新管道 **I6**。

调节器 R4:

1. J10 和 J14 之间放置新的铰点 J18。
2. 将管道 P6 的下游端点改为 J18。
3. 添加连接 J18 和 J10 的堰管段 W3。
4. 添加连接 J18 到 J14 的管道 I7。

调节器 5:

1. J11 和 J15 之间放置新的铰点 J19。
2. 改变管道 P3 的下游节点为 J19。
3. 添加连接 J19 到 J11 的堰管段 W4。
4. 添加连接 J19 到 J15 的管道 I8。

表 8-2 合流制排水管道系统中管渠的属性

管道 ID	形状	进水节点	出水节点	长度 (ft)	h 或 d (ft) ²	粗糙系数	b (ft) ³	Z1 ⁴	Z2 ⁵	进水偏移 (ft)	出水偏移 (ft)
C3	圆形	J3	J4	109.00	2.25	0.016	0	0	0	0	0
C4	梯形	J4	J5	133.00	3	0.05	5	5	5	0	0
C5	梯形	J5	J6	207.00	3	0.05	5	5	5	0	0
C6	梯形	J7	J6	140.00	3	0.05	5	5	5	5	0
C7	圆形	J6	J8	95.00	3.5	0.016	0	0	0	0	0
C8	梯形	J8	J9	166.00	3	0.05	5	5	5	0	0
C9	梯形	J9	J10	320.00	3	0.05	5	5	5	0	0
C10	梯形	J10	J11	145.00	3	0.05	5	5	5	0	0
C11	圆形	J11	O1	89.00	4.75	0.016	0	0	0	0	0
C_Aux3	梯形	Aux3	J3	444.75	3	0.05	5	5	5	6	0
P1	圆形	J1	J17	185.39	1.33	0.016	0	0	0	0	0
P2	圆形	J2a	J2	157.48	1.5	0.016	0	0	0	0	0
P3	圆形	J2	J19	529.22	1.5	0.016	0	0	0	0	0
P4	圆形	Aux3	J16	567.19	1.67	0.016	0	0	0	0	0
P5	圆形	J13	J7	377.76	1.67	0.016	0	0	0	0	0
P6	圆形	J12	J18	498.42	1.67	0.016	0	0	0	0	0
I1	圆形	J11	J12	150.36	1	0.016	0	0	0	0	0
I2	圆形	J12	J13	230.38	1	0.016	0	0	0	0	0
I3	圆形	J13	J14	578.27	1.5	0.016	0	0	0	0	0
I4	圆形	J14	J15	124.45	1.5	0.016	0	0	0	0	0
I5	圆形	J17	J12	10.65	0.33	0.016	0	0	0	0	0
I6	圆形	J7	J13	153.02	0.66	0.016	0	0	0	0	0
I7	圆形	J18	J14	32.88	0.5	0.016	0	0	0	0	0
I8	圆形	J19	J15	47.72	0.5	0.016	0	0	0	0	0
I9	圆形	J15	Well	100	2	0.016	0	0	0	0	4

¹ 颜色说明管道属于河流（蓝色）、排水管道（绿色）还是截留器（棕色）

² h 或 d 对应于深度（梯形）或直径（圆形）

³ b 对应于底宽（梯形）

^{4, 5} Z1 和 Z2 对应于左边坡和右边坡（梯形）

表 8-3 子汇水面积出水口

子汇水面积	出水节点
S1	J1
S2	J2a
S3	Aux3
S4	J13
S5	J12
S6	J11
S7	J10

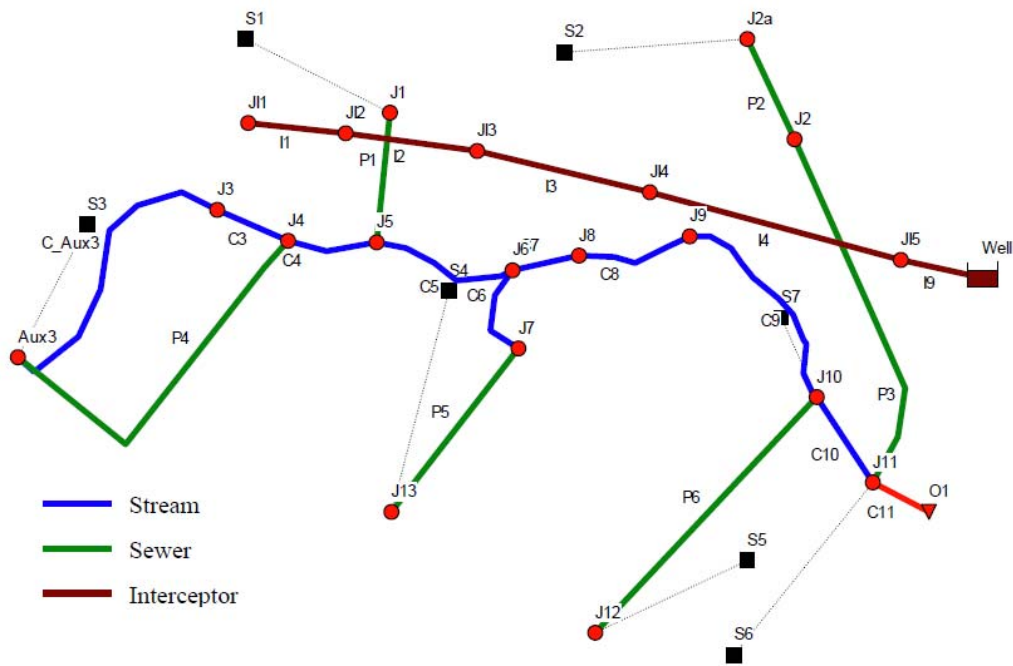


图 8-7 添加调节器和水泵之前合流制排水管道系统的布置

具有添加调节器的合流制系统布置如图 8-6 所示。注意添加调节器较点 $J16$, $J17$, $J18$ 和 $J19$, 需要改变合流制排水管道 $P4$, $P1$, $P6$ 和 $P3$ 的流量节点, 分别从原来河流较点到各自调节器较点。

为了完成添加调节器的过程, 新的较点 ($J16$, $J17$, $J18$ 和 $J19$) 必须采用表 8-1 中的数据。对于新的截流器管道 ($I5$, $I6$, $I7$ 和 $I8$) 同样, 其属性列在表 8-2。新添加堰和孔口 ($W1$, $W2$, $W3$, $W4$ 和 $O1$) 的尺寸和偏移列在表 8-4 中。注意对于每一堰, 进水偏移和它的开口高度之和小于在表 8-1 中定义的相应进口节点深度。每一堰的流量系数为 **3.3**, 孔口为 **0.65**。除了新添加的这些元素, 必要的是设置河流渠道 $C6$ 的进水偏移为 **5 ft**, 高于较点 $J7$ 的内底, 以便作为溢流分流; 同时新的管道 $I6$, 没有偏移, 将 $J7$ 连接到截流器 (见表 8-2)。

泵站和压力干管

为了完成合流制系统模型, 必须在截流器的下游添加泵站和压力干管。如前面描述的, 节点 *Well* 将服务为泵站的集水井。它通过蓄水节点表示, 内底标高为 **4945 ft**, 最大深度为 **14 ft**, 初始深度为 **3 ft**, 具有表面积 **300 ft²**, 并在整个高度上保持常数。为此节点的属性编辑器中蓄水曲线的输入设置为 **Functional**, 系数和指数入口为零, 常数域输入为 **300**。

表 8-4 调节器构筑物的属性

流量 调节 器	受控 排水 管道	进水 节点	排向河流					排向截流器			
			ID	高度 (ft)	长度 (ft)	进水 偏移	出水 节点	类型	ID	直径 (ft)	出水 节点
R1	P4	J16	W1	6.5	3	0.4	J4	孔口	Or1	0.5	J11
R2	P1	J17	W2	5.5	5	0.33	J5	管道	I5	见表 8-2	
R3	P5	J7	C6		管道, 见表 8-3			管道	I6	见表 8-2	
R4	P6	J18	W3	5	4	0.4	J10	管道	I7	见表 8-2	
R5	P3	J19	W4	4.5	4	0.35	J11	管道	I8	见表 8-2	

为了给研究面积地图中压力干管腾出空间，必须扩展地图的尺寸。从主菜单条选择视图|尺寸。在显示的地图尺寸对话框中，左下角坐标输入-235.8, -70.2，右上角坐标为 1960.5, 1514.2。如果自动长度选项当前为开时，不要选择将出现的“重新计算所有长度和面积”选项。

定义压力管线

用于连接满流压力干管管段的汇接点，通常具有焊接或者拴接配件，当超载时，不允许水离开汇接点。该类汇接点可以在 SWMMH 中模拟，通过利用连接节点，它的最大深度为零，它的过载深度设置为任意高度值（例如干管的破裂压力）。利用最大深度零，意味着实际深度将等于从节点内底到最高连接管渠顶部的距离。为了允许节点保持有压状态而没有造成任何洪流，需要高的超载深度。

尽管最常使用圆形管道，任何 SWMMH 的满流管渠形状，可用于压力干管的断面。SWMMH 也提供了特殊的圆形，命名为压力干管，使用 Hazen-Williams 或 Darcy-Weisbach 公式计算有压流的摩擦损失，而不是其他情况下的曼宁公式。对于已知在所有时刻具有有压流的，一些工程技术人员喜欢利用前面两个水头损失公式之一，而不是曼宁公式。在当前例子中，压力干管包含了简单圆形管道和曼宁公式，用于整个损失计算。

铰点 J110

属性	数值
名称	J110
X坐标	1533.689
Y坐标	658.692
描述	
标签	
进流量	NO
处理	NO
内底标高	4947
最大深度	0
初始深度	0
超载深度	265
积水面积	0

发生洪流之前超过最大深度的深度 (ft)

现在应具有空间添加一系列集水井节点的下游四个铰点，它们定义了压力干管的路径 (J110, J111, J112 和 J113)，结合最终排放口节点 (O2)，表示了 WWTP (见图 8-8)。这些节点的内底分别为 4947.0, 4954.8, 4962.6 和 4968.0 ft。正如文本框“定义压力管线”所述，干管中的所有连接节点赋给最大深度零，超载深度为 265 ft，以便它们有压（至少 115 psi）而没有洪流。排放口 O2 类型为 Fixed，具有固定阶梯标高 4970.0 ft。

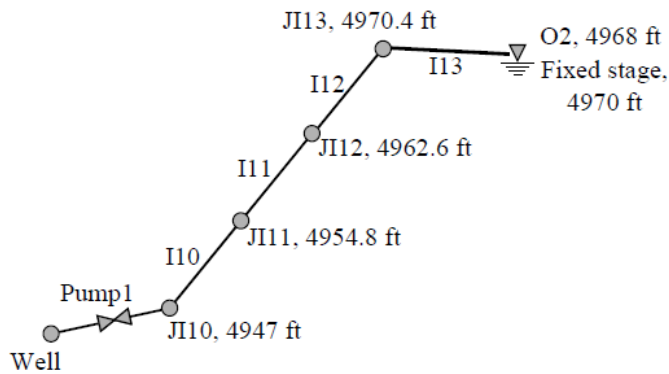


图 8-8 压力管线

创建了这些节点之后，一组压力干管 **I10**, **I11**, **I12** 和 **I13** 分别添加到 **JI10**, **JI11**, **JI12**, **JI13** 和 **O2** 之间（参考图 8-8）。这些管道的属性列在表 8-5 中。

表 8-5 压力干管的属性

管道 ID	形状	进水节点 ¹	出水节点 ¹	长度(ft)	直径(ft)	粗糙系数	进水偏移(ft)	出水偏移 (ft)
I10	圆形	JI10 (4947 ft)	JI11	500	2	0.016	0	0
I11	圆形	JI11 (4954.8 ft)	JI12	500	2	0.016	0	0
I12	圆形	JI12 (4962.6 ft)	JI13	500	2	0.016	0	0
I13	圆形	JI13 (4970.4 ft)	O2 (4968)	500	4	0.016	0	0

¹括号中的数字说明了节点的内底标高。

最后一步是在节点 **Well** 和 **JI10** 之间添加水泵管段，命名为 **Pump1**。与该水泵相关的水泵曲线（已经定义）也称作 **Pump1**，初始状态为 **OFF**，开启深度为 **5 ft**，同时关闭深度为 **2 ft**。这意味着当集水井内水深达到 **5 ft** 时，水泵开启；深度落至 **2 ft** 时关闭。

添加到 **SWMMH** 模型的每台水泵需要具有定义了水泵出流量的曲线，取决于它的进水（吸水）侧的容积、深度或者水头的增长。本例将使用 **类型 3** 水泵曲线，其中通过进水和出水节点之间水泵的流量随增长的水头（或者扬程）逆向变化。该类曲线提供了水泵实际行为的最实际表达，通常来自水泵的厂家。这里使用的水泵曲线扬程—流量数据列在表 8-6 中。为了将该曲线添加到模型：

1. 在 **数据浏览器** 中，选择 **水泵曲线** 子类。
2. 点击 **+** 按钮，启动 **水泵曲线** 对话框。
3. 输入 **Pump1** 作为曲线名，选择类型 **Type3**。
4. 输入表 8-6 中的扬程—流量数据到对话框中的表格。

表 8-6 水泵曲线数据

扬程(ft)	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24
流量(cfs)	7.2	6.9	6.5	6.1	5.7	5.2	4.7	4.1	3.6	2.9	2.3	1.5	0.8	0

旱季流量

来自排水区域的污水流量利用 **SWMMH** 的 **旱季进流量** 工具（见文本框“**将旱季流量添加到 SWMMH**”）添加到模型。本例假设模型中的单个子汇水面积也表示了单个排水区域。

仅仅简单使用平均日旱季进流量。事实上，高峰日流量可以为两倍到四倍于平均值。因此，如果需要更精确的分析，每日时间模式将用于捕获旱季进流量的完整范围。这结合了连续的降雨记录，将允许所有类型事件下模拟系统的动态性能。

典型单位人口生活污水量，变化在公寓 40 gpd（加仑每日），和休闲住宅和地产 150 gpd 之间（Nicklow et al., 2004）。ASCE（1992）定义了平均每人生活负荷量的范围，在 50 gpd 和 265 gpd 之间。根据这些范围，估计 3 到 5 户每单元，假设平均生活负荷量每单元为 300 gpd。除了生活流量，也需要包含来自子汇水面积 S4 和 S5 的商业区域流量。子汇水面积 S4 估计为 2850 gpd，子汇水面积 S5 为 8100 gpd。子汇水面积的旱季流量于是计算为生活负荷量与商业量之和。表 8-7 说明了每一子汇水面积（排水区域）中住宅单元的数量，相应的旱季流量（gpd 和 cfs）以及接受这些进流量的节点。注意没有旱季流量用在子汇水面积 S6 和 S7，因为它们没有包含生活或者商业单元。

表 8-7 旱季流量总结

子汇水面积	节点	住宅单元总数	旱季商业进流量	旱季进流量	
				gpd	Cfs
S1	J1	17	-	5100	0.008
S2	J2a	22	-	6600	0.010
S3	Aux3	10	-	3000	0.004
S4	J13	17	2850	5100+2850	0.0123
S5	J12	-	8100	8100	0.0125
S6	J11	-	-	0	0
S7	J10	-	-	0	0

降水数据和模拟选项

已在前面例 5 表 5-1 中定义的 0.23 英寸暴雨，以及 2 年和 10 年暴雨将用于评价合流制排水管道系统的性能。0.23 in. 暴雨通过创建新的时间序列添加到模型，称作 0.23 in.，具有相应的时间和强度数值。动态波流量演算的时间步长 15 s，1 分钟雨季径流时间步长，1 小时旱季径流时间步长，1 分钟报告时间步长，总历时为 12 小时，将用在所有模拟中。模型的所有信息总结在表 8-1 到 8-7。完整的模型输入数据在文件 **Example8.inp** 中，研究面积地图的重新布局如图 8-9 所示。

8.4 模拟结果

0.23 in. 暴雨

首先对 0.23 in. 暴雨事件执行模拟。查看结果 *状态报告* 的 *管段流量总结*，说明任何将合流制排水管道分流至河流的管段（W1, W2, W3, W4 和 C6）中没有水流。于是该尺寸暴雨下没有 CSO。图 8-10 说明通过每一河渠的流量。仅仅一条具有流量的渠道是 C11，它仅仅接受来自子汇水面积 S7 的雨水径流（没有污水流）。任何其他河渠的流量将意味着有时在系统中发生 CSO。

图 8-11 说明对应于 0.23 in. 暴雨，通过截流器每一管段的流量。注意如图 8-12 所示，随着不同的合流制排水管道通过流量调节器排向截流器，下游方向（从 I1 到 I9）高峰流量和容积的增加。图 8-12 说明，连接合流制排水管道和截流器的所有孔口和管道，贡献了截流器的流量。图中第一个 ID 说明携带了分流量的截流器管段；第二个 ID 对应于流量调节器。

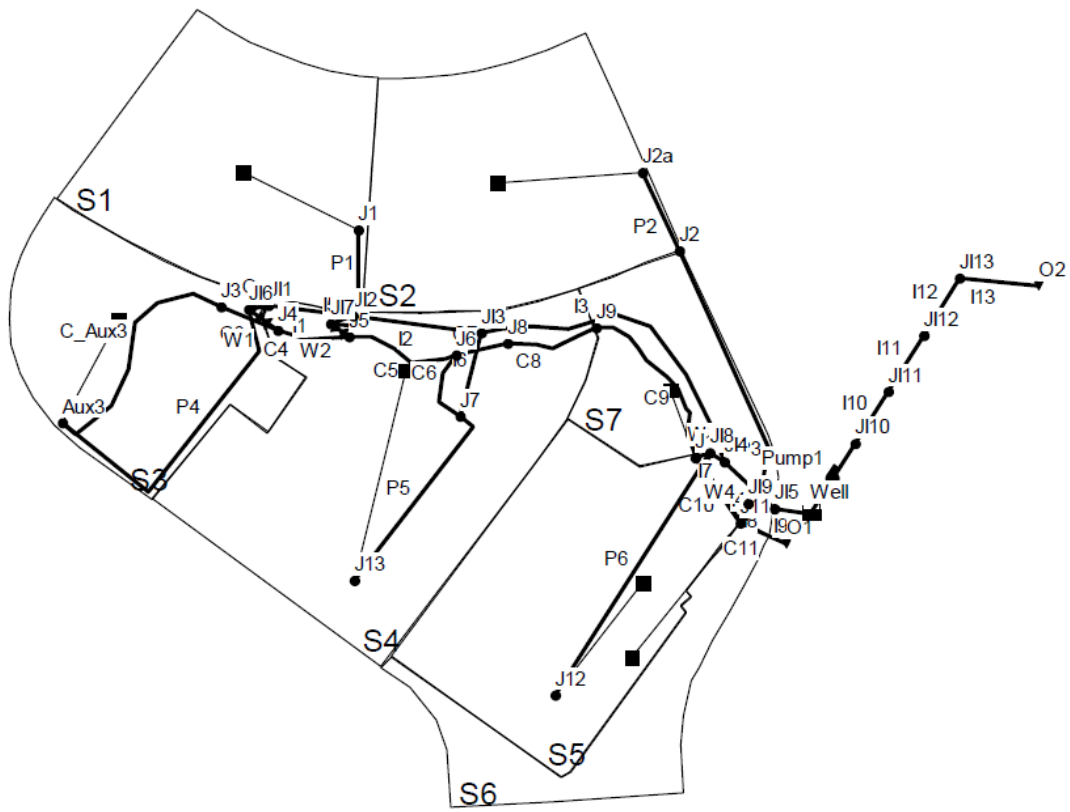


图 8-9 最终合流制排水管道系统模型布局

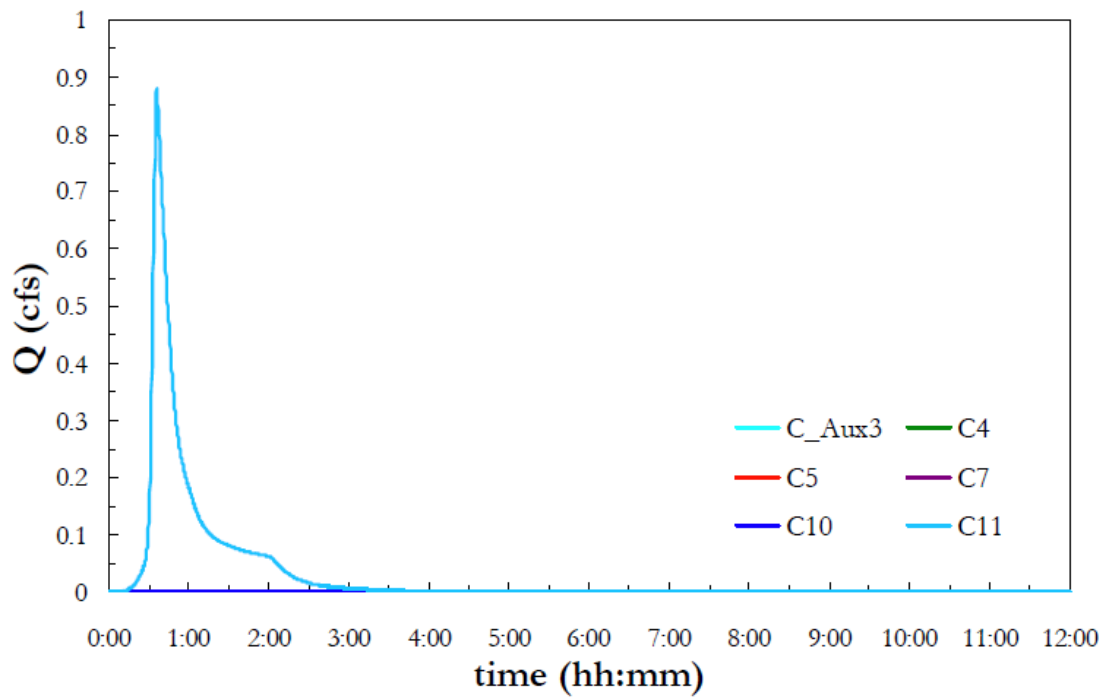


图 8-10 沿着河段的流量 (Q)，对应于 0.23 in.暴雨

2 年暴雨

现在给出 2 年暴雨获得的结果（容积为 1.0 in.）。图 8-13 和 8-14 分别说明通过各种河流和节流器管段的流量。注意对于较大暴雨，发生在所有河段的流量。*状态报告的管段流量总结*说明 CSO 的发生，以及一旦达到截流器的分流能力，所有流量调节器开始向河流排放。通过截流器流量的不规则扰动见图 8-14，由泵站向压力干管提升的干扰造成。

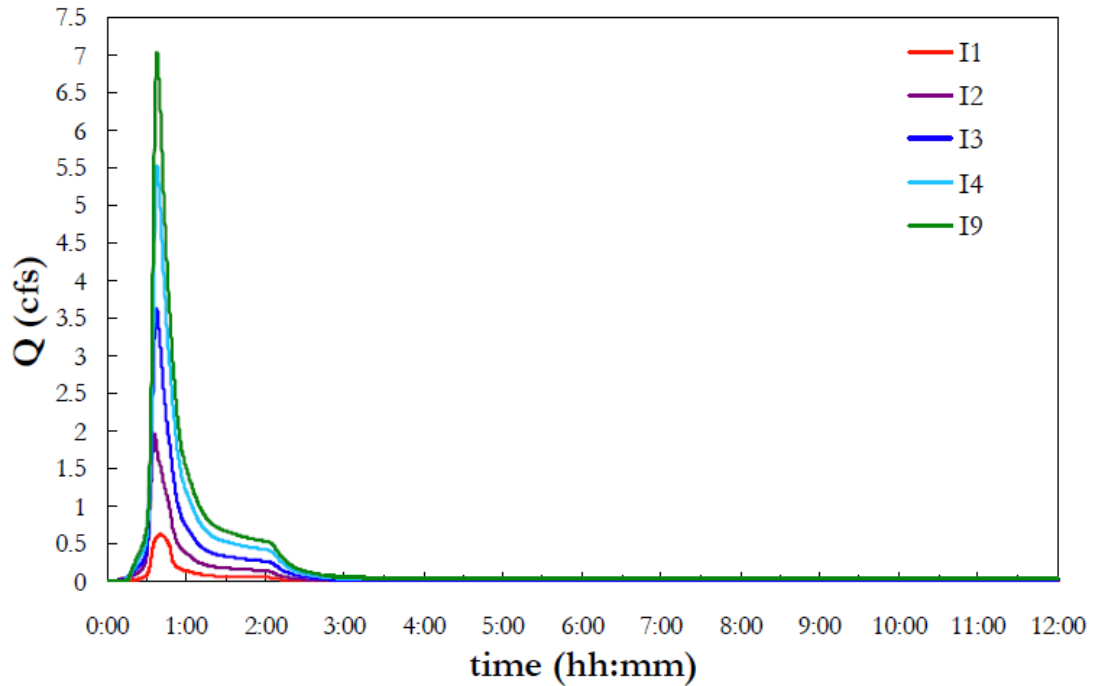


图 8-11 0.23 in. 暴雨下载流器管段的流量 (Q)

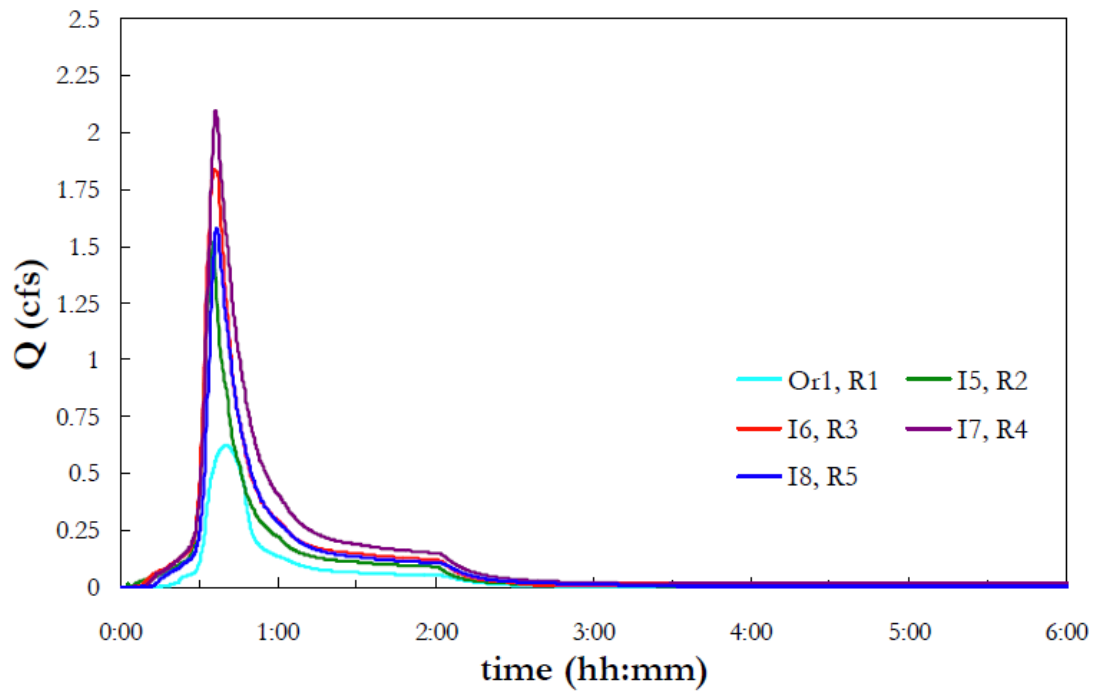


图 8-12 0.23 in. 暴雨下从每一调节器转换到截流器的流量 (Q)

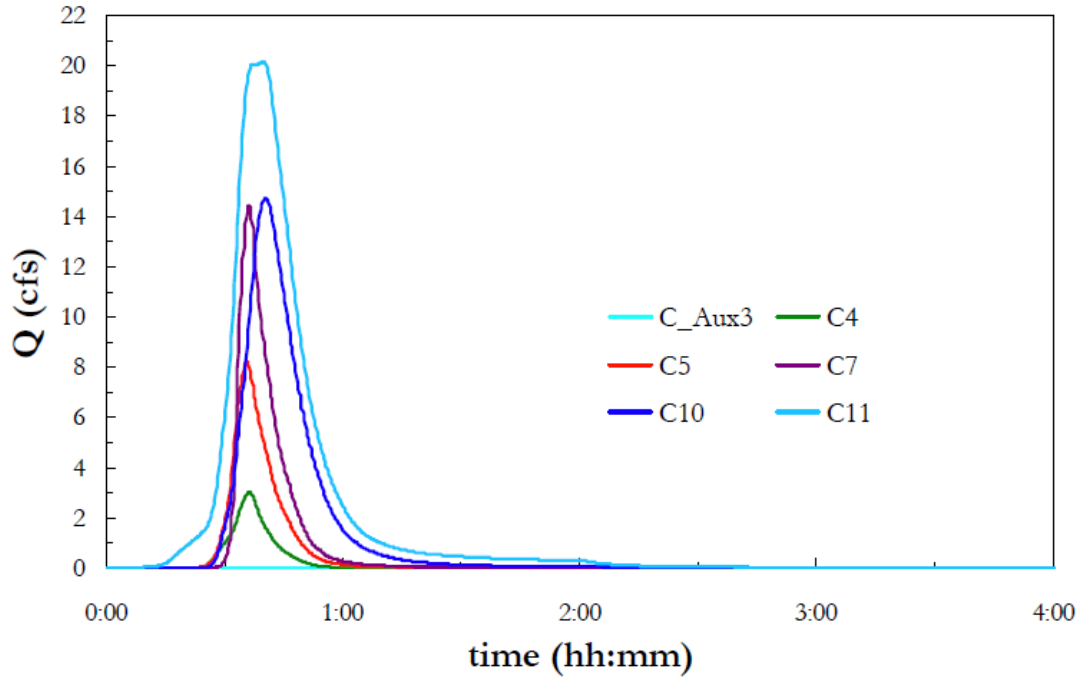


图 8-13 2 年暴雨下沿着河段的流量 (Q)

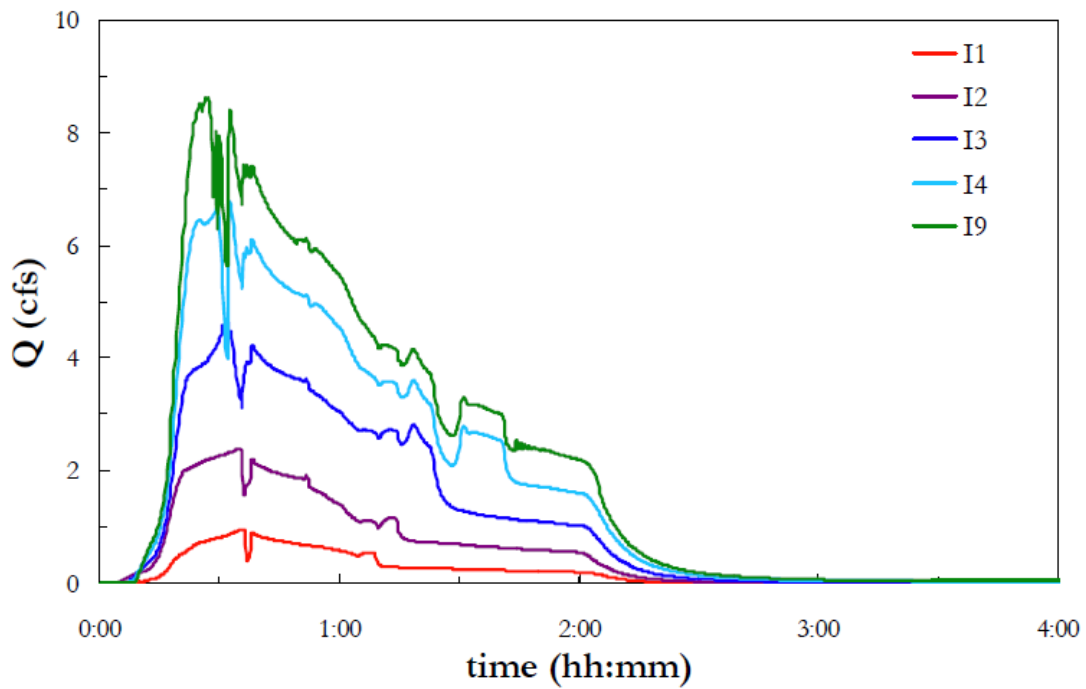


图 8-14 2 年暴雨下沿着截流器管段的流量 (Q)

图 8-15 比较了分流到截流器和河流 CSO 的流量，对于调节器 $R1$ 和 $R4$ 。截流器分流来自孔口 $Or1$ 和管渠 $I7$ ，同时 CSO 排放来自堰 $W1$ 和 $W3$ 。调节器能够将流量排放到截流器一段时间，但是在某些点达到最大能力，发生 CSO。注意 CSO 的历时小于排向截流器的历时，可是高峰流量较大。

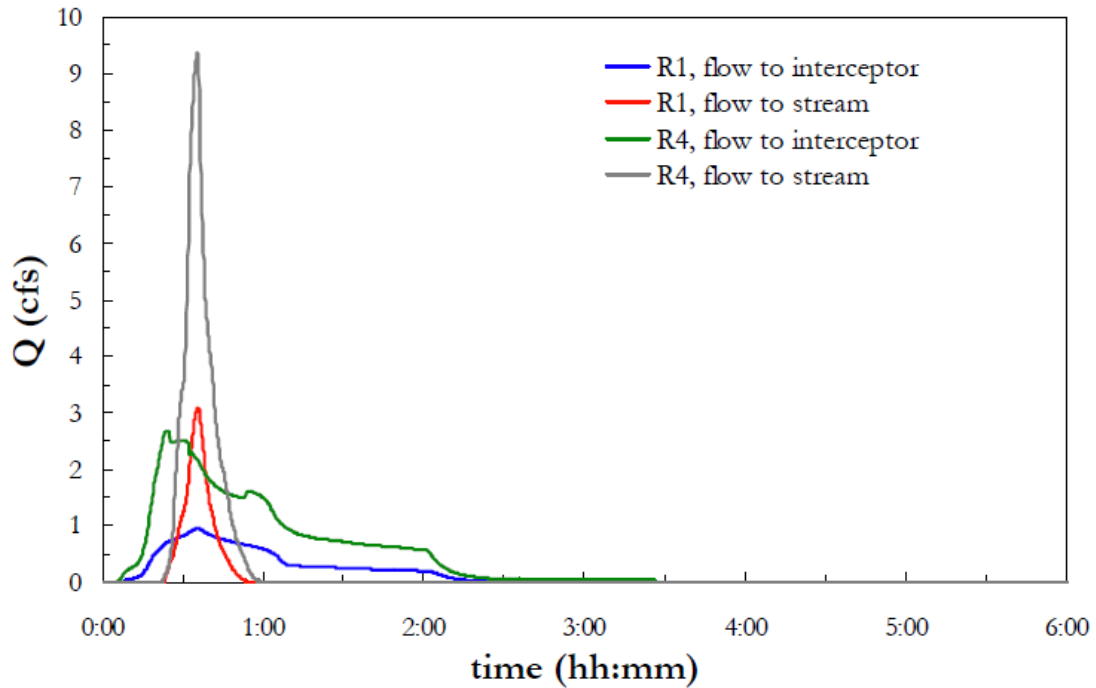


图 8-15 2 年暴雨调节器 R1 和 R4 的流量 (Q)

泵站特征

图 8-16 说明 0.23 in. 事件下合流制系统的特征。图 (a) 部分说明了水泵集水井中的水深，图 (b) 部分说明了水泵的出流量。虚线说明了开启和关闭的深度。模拟开始，水深为 3 ft，水泵初始关闭 (点 1)。一旦达到开启深度 5 ft (点 2)，水泵开启。泵站的进流量充分大，以便水泵连续工作，集水井水深保持高于关闭水位。水深最终达到最大 (点 3)，然后开始下降，直到达到 2 ft 的关闭深度，这时水泵停止运行 (点 4)。在径流量终止之后，2 小时以后进入模拟，仅仅在集水井收集到污水水流，水深再次缓慢增加，直到达到开启深度 (点 5)；水泵开启，但是当达到关闭深度时 (点 6) 迅速停止。此后提升流量在开启和关闭限值之间扰动。

总体性能

表 8-8 比较了 0.23 in., 2 年和 10 年暴雨的主要结果。对于 0.23 in. 暴雨，没有发生 CSO，所有污水流量转向截流器。对于 2 年和 10 年暴雨，所有调节器释放流量到河流。注意怎样在大型增加下的反映 CSO 的发生，在接纳河流排放口 O1 处的高峰流量。高峰流量从 0.23 in. 暴雨的 0.88 cfs 变化到 2 年暴雨的 20.02 cfs，再到 10 年暴雨的 45.65 cfs。表 8-8 也说明一旦所有调节器将 CSO 排向河流，通过截流器输送的最大排水量，随暴雨的程度变化。对于 2 年和 10 年暴雨，集水井中的最大水深实际上是相同的。该结果说明，流量调节器的工作方式为所有高于分流能力的流量直接排向水体。

8.5 总结

本例说明了怎样在 SWMMH 内模拟合流制排水管道系统，它由合流制排水管道、流量调节器、泵站和压力管线构成。结果模型用于确定不同尺寸暴雨事件下合流制排水管道溢流 (CSO) 的出现。本例说明的关键点为：

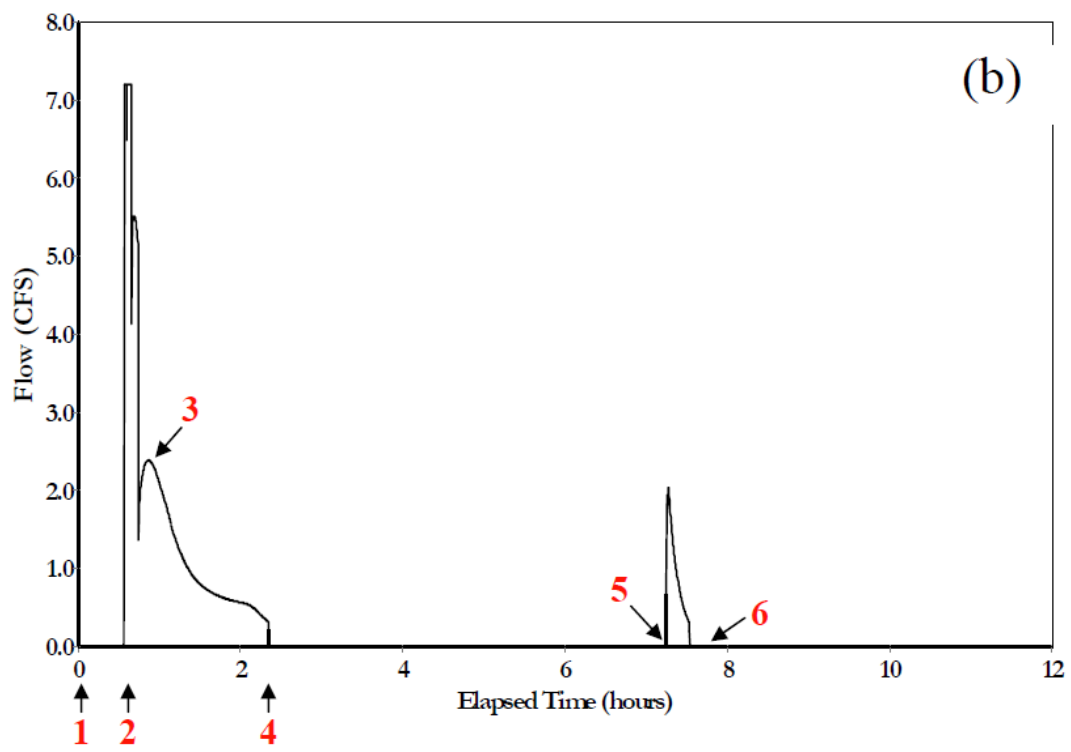
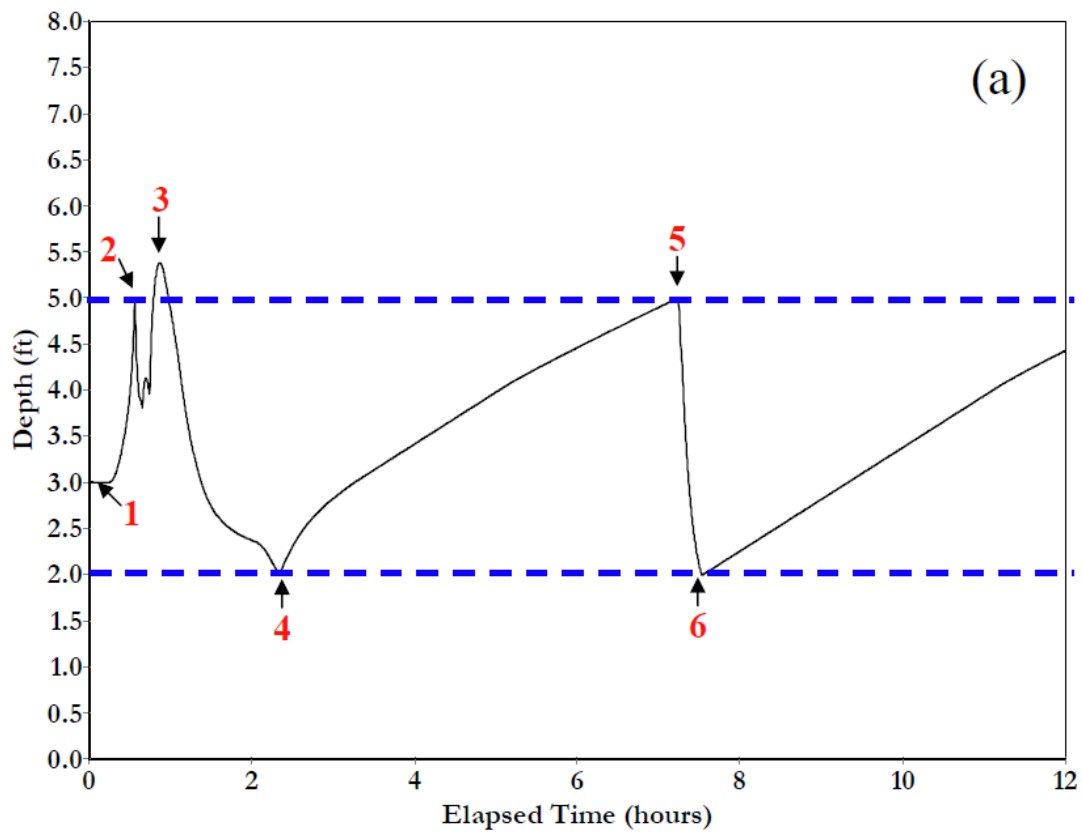


图 8-16 0.23 in.暴雨下的水泵特性：(a) 集水井水深；(b)水泵流量

表 8-8 不同暴雨事件下系统性能的总结

节点 ID	0.23 in.	2 年 (1.0 in.)	10 年(1.7 in.)
最大集水井水深 (ft)	5.35	13.49	13.86
最大截流器水泵流量 (cfs)	7.2	7.2	7.2
河流排放口 O1 的最大流量 (cfs)	0.88	20.02	45.65
调节器 R1 的最大溢流量 (cfs)	0	3.11	5.92
调节器 R2 的最大溢流量 (cfs)	0	5.88	8.76
调节器 R3 的最大溢流量 (cfs)	0	7.13	13.44
调节器 R4 的最大溢流量 (cfs)	0	9.35	13.44
调节器 R5 的最大溢流量 (cfs)	0	6.60	8.72

1. 合流制排水管道系统模型的主要组件为输送旱季污水和雨季径流的管道，在截流器管道和 CSO 排放口之间分离流量的流量调节器，以及如果需要，通过压力干管输送截流器流量到处理厂的泵站。
2. 连续的污水流量可以周期性变化，通过一日内的时间、一周内的每日和一年内的每月，直接添加到与服务于单个排水区域的收集器管道相关的节点。
3. 可以利用管道、孔口和堰的组合表示流量调节器。模拟这些调节器的最好方式将取决于分析中合流制排水管道系统的当地条件。
4. 可以利用蓄水设施节点模拟泵站，它表示连接水泵管段到压力干管进水节点的集水井。通过水泵曲线定义水泵的运行，一组集水井水位确定了何时水泵开启和关闭。
5. 可以通过利用在连接节点之间的一组管道定义压力管线，赋给高的出水深度，以便当干管有压时不会发生洪流。
6. 通过检查大量设计暴雨（或者通过执行连续模拟，如下例所描述的），可以确定合流制排水管道溢流发生的频率。在该例中，0.23 in.暴雨没有产生溢流，而 2 年和 10 年暴雨产生了。根据例 9 对该现场降雨记录的分析，大约 4 次暴雨内有 1 次大于 0.23 in.，将具有导致 CSO 的能力。

例 9 连续模拟

本例说明使用长期降雨记录怎样进行 SWMMH 连续模拟。它将分析例 3 中设计的 29 英亩住宅场地排水系统和 BMP 滞留池的性能。多重目的池塘的设计，是为了阻止水质捕获容积 (WQCV)，以及将高峰开发后释放速率控制到它们开发前的水平，对应于 2 年、10 年和 100 年设计暴雨。本模型将利用一组每月平均蒸发速率和连续降雨记录重新运行，以便可以研究 10 年阶段的特征。也将说明 SWMMH 统计工具的应用，为了分析连续模拟的结果。因为对于连续模拟，从例 3 的内容开始仅仅需要几步设置，本章的主体将注重于模拟产生的结果分析。

连续模拟很重要，因为它允许将实际历史数据用于分析排水系统及其组件的性能。通常排水系统的设计采用合成设计暴雨。简单事件设计暴雨不会考虑降雨历时和强度的变化模式、暴雨间时间的变化、汇水流域内变化的前期土壤和蓄水条件，以及蒸发的影响。连续模拟考虑了所有这些因素，对于可选雨水管理方案的长期水量平衡和水文性能，允许更加精确和可靠的比较。

9.1 问题描述

图 9-1 说明了例 3 建立的排水系统模型，对应于 29 英亩场地新的住宅开发区。系统包括一座 BMP 滞留池 (SUI)，为了提供更频繁发生的小暴雨水质捕获容积，以及提供 2 年、10 年和 100 年暴雨 2 小时历时的高峰径流控制。本例中，场地将利用科罗拉多州柯林斯堡的连续降雨记录分析，可从国家气候数据中心 (NCDC) 下载，结合一组每月平均蒸发速率 (in/day)。将研究从 1968 年到 1978 年十年内输送系统和滞留池的性能。模拟结果用于分析以下问题：

- 用于设计滞留池的流量目标是否充分？
- 系统水量平衡内蒸发的显著程度怎样？
- 影响系统特征的前期条件怎样？
- 滞留池降低高峰排放量中的效果怎样？
- 捕获水质容积内径流事件主体池的效果怎样？
- 除了前面使用的设计暴雨，降雨记录的统计特性是什么？

9.2 系统表示

连续数月到数年的长期模拟涉及多重事件的模拟。单一事件模拟中，为了创建强度—历时—频率 (IDF) 曲线，首先独立分析降雨记录，从中选择设计暴雨；这些设计暴雨具有特定的历时和重现期 (例如 2 小时 10 年设计暴雨)，在 SWMMH 中用于产生设计的单一径流水文过程线。相比而言，SWMMH 内连续模拟直接利用长期的降雨记录，然后为了刻画长期性能并形成最终设计，在该记录上执行统计分析。优点是利用了连续模拟，因为它考虑前期土壤条件；另一个是变量的初始数值，例如蓄水设施的初始水位，这影响到排水系统对单个暴雨事件的响应。它也允许表示变化强度、历时和重现期的实际暴雨事件。连续模拟的主要缺点是需要额外的计算时间，缺乏多个位置的高质量、长期降雨记录。

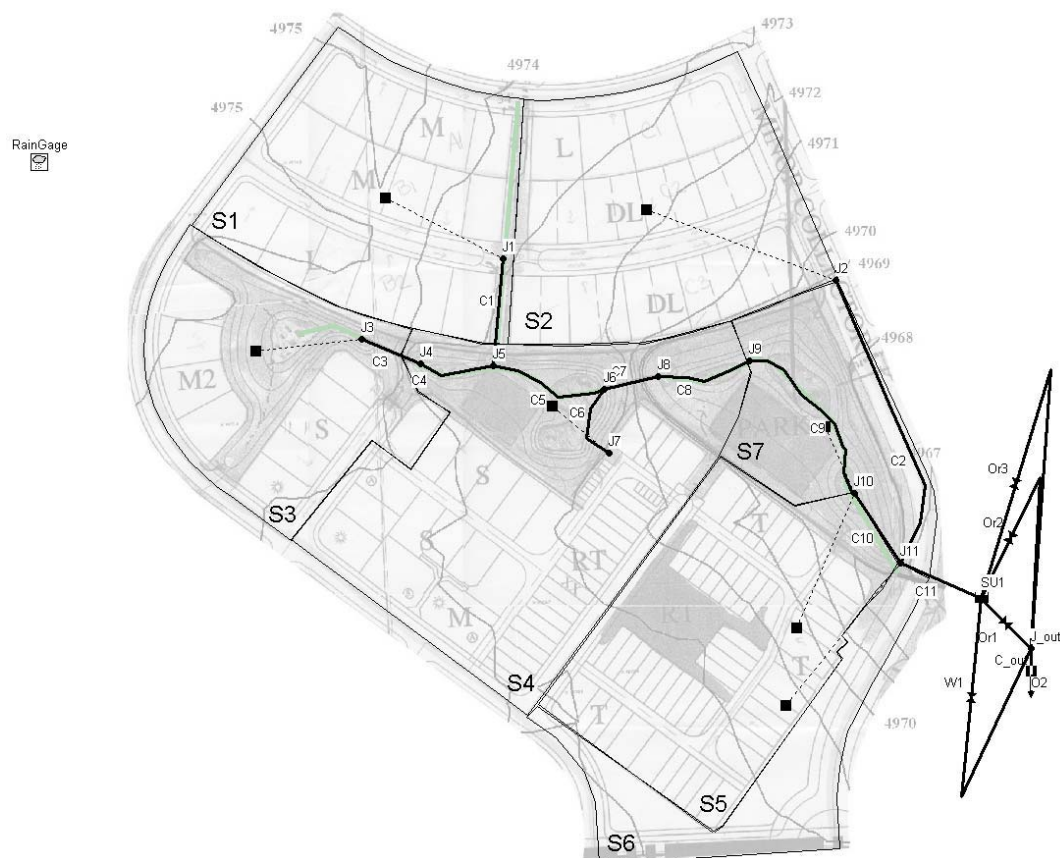


图 9-1 例 3 设计的排水系统和滞留池 (SU1)

降雨

SWMMH 可以利用在外部文件中存储的长期降雨数据。程序认识到几种不同文件格式的数据：(1) 国家气候数据中心 (NCDC) 的小时降雨 DSI-3240 格式，以及 15 分钟降雨的 DSI-3260 格式（两者来自 www.ncdc.noaa.gov/oa/ncdc.html），(2) 加拿大站点的小时降雨 HLY03 和 HLY21 格式，以及 15 分钟的 FIF21 格式，来自加拿大环境 (EC) www.climate.weatheroffice.ec.gc.ca，(3) *SWMMH 用户手册* 为用户准备的标准格式。记录的质量随站点而不同，但是寻找没有丢失或者完全正确数据的长期降水记录是很困难的。重要的是使用它们之前应检查记录的质量。

蒸发

单一事件模拟通常对蒸发速率不敏感。因此当模拟单一降雨事件或者合成暴雨时，通常忽略蒸发。可是，执行连续模拟时该过程更为显著，因为通过蒸发，洼地蓄水的恢复减少了延缓滞留和湿式塘的水位；于是成为整个水量平衡重要组件。SWMMH 中有几种选项可用于表示蒸发数据，包括：(1) 单一常数值，(2) 存储在外部文件的历史日均值，(3) 可用高时间分辨率的时间序列，(4) 月均值。蒸发数据在 SWMMH 的气候编辑器的蒸发页提供。

尽管概念性蒸发也将影响汇水流域的渗透区域渗入能力的恢复，不会明显考虑 SWMMH 渗入模型。为此利用了简单经验函数。Horton 渗入模型用在本手册的例子中，利用指数函数恢复旱季的渗入能力。该函数的速率系数反比于土壤的干燥时间，即饱和土壤到完全排干需要的天数。场地分析采用了 7 日干燥时间，这是粉质壤土的典型数值，假设覆盖在场地（见例 1）。

怎样将连续降雨文件调入 SWMMH

通过利用外部作文件为数据源，可将连续降水记录提供给 SWMMH。SWMMH 用于确定这样文件的步骤如下。

1. 打开将使用降雨数据的雨量计 *属性编辑器*，选择文件作为 *数据源*。
2. 点击 *文件名域* 中的省略号按钮。导向文件，并选择包含了连续降雨数据的文件。
3. 如果文件处于 *用户准备* 格式，那么必须在 *属性编辑器* 中指定文件中数据的 *雨水格式* 和 *雨水间隔*。对于 **NCDC** 或 **EC** 文件数据，SWMMH 自动确定合适的雨水格式和雨水间隔，而且将重载编辑器中这些属性指定的数值。
4. 为 *属性编辑器* 的 *站点 ID* 域提供入口。对于 **NCDC** 和 **EC** 文件，可以使用任何标识符——它不需要是文件中的站点 ID。可是对于 *用户准备* 文件，必须对应于显示在文件中的 ID，因为这些文件可以包含多于一个站点的数据。
5. 如果使用了 *用户准备* 降雨文件，那么必须指定文件中降雨深度的 *降雨单位*（英寸或毫米）。对于 **NCDC** 和 **EC** 数据文件，该属性自动确定。
6. 最后根据降雨记录，在 *模拟选项编辑器* 内指定期望的开始和结束分析日期。这些日期必须落在记录时段内。落在降雨文件外的时段，将没有相关的降雨。

例 9 的雨量计 *属性编辑器* 如下图所示。注意 *文件名属性* 的入口将是不同的，取决于计算机文件系统为本例安装的降雨文件。



属性	数值
名称	RainGage
X坐标	-148.485
Y坐标	1207.602
描述	
标签	
雨量格式	INTENSITY
时间间隔	1:00
捕雪因子	1.0
数据源	FILE
TIME SERIES:	
· 序列名	*
DATA FILE:	
· 文件名	C:\workspace\personal\program\swmmdelphi\download20
· 站点编号	053005
· 雨量单位	IN
雨量计的数据记录时间间隔	

统计工具

由连续模拟产生的大量输出，需要统计工具以精确和有意义的方式分析。SWMMH 提供了一个交互统计查询工具，可用于任何与指定对象（子汇水面积、节点或管段），或者系统作为整体相关的输出变量。当分析指定输出变量的统计时，工具按以下步骤执行：

- 首先将模拟时段分解为非叠加时间的序列，通过日、月、年或者连续报告时段集。这些事件的出现通过以下最小临界值定义：

- *分析变量临界*—分析中变量的最小数值，包含在事件中必须超出的时段。
- *事件容积临界*—最小流量容积（或者降雨容积），作为事件部分考虑结果必须超出。
- *分离时间*—必须发生在一件事件末端，以及下一事件开始的最小时间量。数小时的事件总体上被结合。该数值仅用于连续报告时段形成的事件，不是每日、每月或者每年的时段。
- 然后计算用户指定事件统计，对于整个报告时段的分析变量，落在每一事件段范围内。这可能为事件平均数值、高峰数值、总容积等。于是对于被分析的任何变量，通过单一数值刻画每一事件。
- 然后计算在整个事件集中事件均值的总结统计。这些统计包括最大、最小、平均、标准偏差和偏斜。
- 最后执行事件数值集合的频率分析。事件通过表中的数值排序，列出了事件的日期、历时、事件数值，它的累积超出频率以及估计的重现期。也产生事件数值的历史过程图和这些数值的累积频率图。

作为例子，典型的 SWMMH 查询，可能将特定排放口排放流量的输出记录，分解为流量高于 0.05 cfs 的时段，以及事件之间至少有 6 小时，并计算这些事件之间的总结性统计和高峰流量的频率分布。

9.3 模型设置

为了将例 3 的 SWMM 输入文件 (**Example3.inp**) 转换用于连续模拟，仅仅需要三步。这些为：

1. 添加蒸发数据

本例中，提供的蒸发作为月均值，单位为in/日。表 9-1 说明本例使用的柯林斯堡市的每月均值；数值来自 **Western Regional Climate Center** (www.wrcc.dri.edu/htmlfiles/westevap.final.html#colorado)。第一行说明总的每月跨度蒸发，英寸。这些量在第二行调整，通过将它们乘以 0.70，为了更接近估计Bedient and Huber (2002)提出的来自自然地表的蒸发。最后，第三行说明将每月总数分解到每一月的天数，获得每日速率。注意总数值从 12 月到 2 月为 0.00。意味着站点没有测试这些月的跨度蒸发。最后一行的数值输入到SWMMH *气候编辑器* 的蒸发页。

也应考虑来自现场滞留池表面的蒸发。为此，打开蓄水设施节点 *SUI* 的 *属性编辑器*，为蒸发因子属性输入数值 1.0。

表 9-1 科罗拉多州柯林斯堡的每月蒸发（来源：Western Regional Climate Center）

	J	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D
月均跨度蒸发 (in)	0.00	0.00	2.5	4.52	5.42	6.32	6.92	6.07	4.74	3.07	1.48	0.00
月均纠正 (in)	0.00	0.00	1.75	3.16	3.79	4.42	4.84	4.25	3.32	2.15	1.04	0.00
月均速率 (in/day)	0.00	0.00	0.06	0.11	0.12	0.15	0.16	0.14	0.11	0.07	0.03	0.00

2. 指定降雨文件：

柯林斯堡提供了 30 年的小时降雨记录，将其连接到模型，解释见文本框“[怎样将连续降雨文件调入 SWMMH](#)”。该文件的名称为 **Record.dat**。因为该文件来自 NCDC，固有的 DSI-3240 格式，不需要改变模型单一雨量计的 *降雨格式*、*降雨间隔*或者 *降雨单位*属性。站

点 ID 属性可以设置为与数据记录站点相关的 ID，为 **053005**。这些雨量数据的记录时段从 1949 年延至 1979 年，但是仅仅模拟从 1968 到 1978 年 10 年时段。图 9-2 说明了该时段的降水记录。考虑何时选择长期记录的子时段，具有许多因素，例如包含的数据质量，以及整体记录和当前降雨模式的代表性。

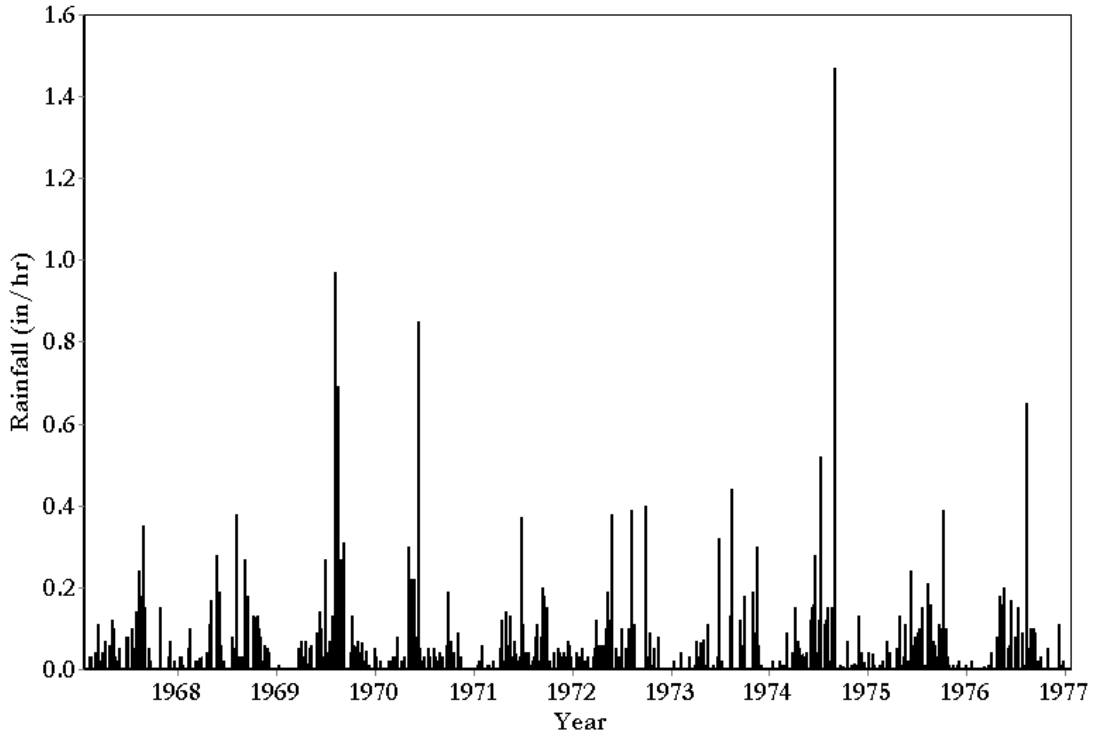


图 9-2 科罗拉多州柯林斯堡的十年降雨记录（来源：国家气象数据中心）

3. 修改模拟选项：

最后必要的是改变原来的一些模拟选项，以便模拟降雨记录的纠正时段，产生可管理量输出。利用 *模拟选项* 对话框的 *日期* 页，模拟开始日期和报告开始日期均设置为 **01/01/1968**。模拟结束日期设置为 **01/01/1978**。其次，对话框的 *时间步长* 页作以下改动：报告步长 = **15** 分钟，雨季径流步长 = **15** 分钟，旱季径流步长 = **6** 小时，演算步长 = **60** 秒。注意这些时间步长长于前面多数例子的。这样做是为了减少执行模拟需要的时间量，并减少产生的输出结果量。

在进行了这些变化之后，修改后的输入文件命名为 **Example9.inp**。运行该模型，将在 2.41 GHz 计算机上需要大约三到五分钟。多数时间被流量演算计算消耗。通常，运行时间取决于被模拟汇水流域的复杂性、使用的演算方法，以及使用的演算时间步长。时间步长越大，模拟越快，但是结果的详细程度越低。如果需要小型汇水流域上高峰流量的精确模拟，那么必须使用较小的时间步长。确定合适时间步长的一种方式是以不同时间步长模拟单一事件，然后选择最长的时间步长，产生水文过程线的期望精度，并可产生具有可接受连续性误差的稳定结果。

如果使用 *运动波* 演算而不是 *动态波* 演算，本例的运行时间可以削减一半。对于长期模拟，这是一种可行的替换，如果希望忽略可能的回水效应和压力流，排水管道不是分叉的。SWMMH 也具有另一个可能减少运算时间的特征。它是显示在 *模拟选项* 对话框 *常用* 页的 *越过恒定时段* 选项。当使用了该选项，模拟跳过没有径流或者流量没有改变的时段。用于确定何时存在这样时段的准则很严格，对于本例，导致可忽略的运行时间节约。

9.4 模拟结果

一般结果

SWMMH 的 *状态报告* 总结了 10 年模拟的总体结果。径流连续性误差为-0.412%，流量演算连续性误差为-1.557%，在输送管网中不发生洪流（列于报告 *流量演算连续性部分* 的 *内部出流量*）。这是期望的，因为例 3 中输送系统的设计是为了 100 年暴雨。*径流量连续性表* 说明了总体水量平衡中蒸发的显著性。大约 20 英寸水从汇水面积的洼地蓄水表面蒸发，另外 1.2 英寸从池塘蒸发；它对应于 10 年总雨水（110.35 英寸）的 19.2%。

滞留池

状态报告 “*节点进流量总结*” 部分说明，进入滞留池（SU1）的最大流量为 31.7 cfs。来自池塘的出流量从没有超过 8.75 cfs（通过最大进流量确定，对于相同表格中的较点 *J_out*）。控制发生时段为 37 分钟，假设池塘的最大进流量在日期 2781 的 12:02 AM，同时最大出流量发生在当日的 12395 AM。注意进入池塘的最大流量，显著低于例 3 中计算的 10 年暴雨初始估计 62.1 cfs。可是感兴趣的是，连续模拟中池塘排放的最大出流量（8.48 cfs），略大于用在例 3 的 10 年高峰出流量目标 7.34 cfs。换句话说，即使 10 年记录期间进入池塘的高峰流量低于设计数值，实际上高峰出流量要大于它的初始设计数值。

为解释该结果，考虑图 9-3，其中说明暴雨事件的降雨雨量图，它产生了池塘的最大进流量和出流量。前两小时降雨的雨量容积为 1.83 in。它大于例 1 中与 10 年 2 小时设计暴雨相关的 1.71 in，可是池塘的进流量较小（31.7 cfs 比 62.1 cfs）。该差异的主要原因是两个暴雨事件中的不同降雨间隔。10 年暴雨使用了 5 分钟间隔，它的最大强度为 4.87 in/hr（见例 1 中的图 1-6）；而来自连续记录暴雨的降雨间隔仅仅为 1 小时，它的最大强度为 1.47 in，设计暴雨最大强度的 30%。

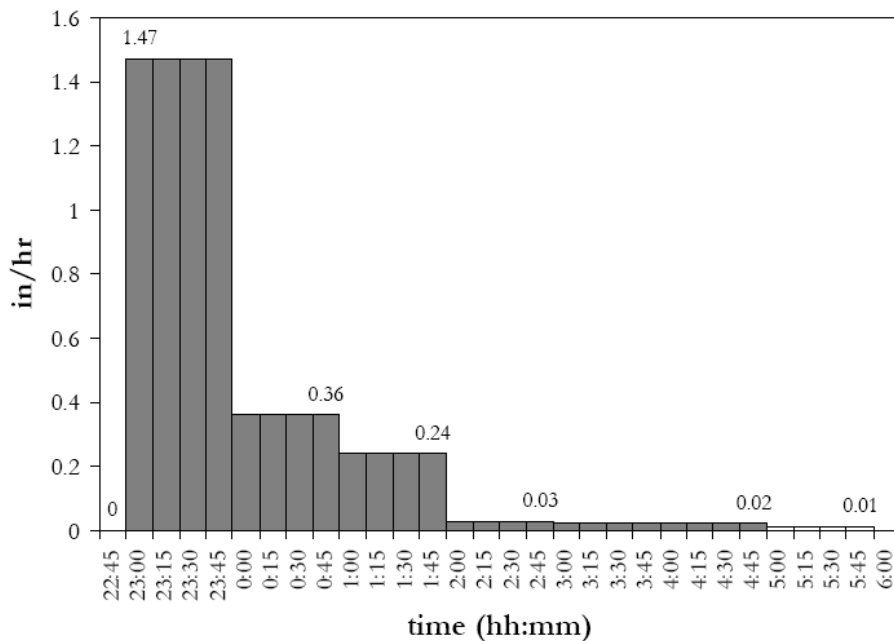


图 9-3 降雨事件产生了滞留池的最大流量

对于连续模拟，该差异解释了较小的高峰径流排向池子。在连续模拟中，与较大降雨间隔相关的聚集是关键的事项，它显著影响了模型的性能。高峰排放量对于高降雨强度很敏感，这通常发生在短的时段。当数据在较大时间步长积分时，这些高强度被丢失，且没有很好模拟高峰排放量。建议如果可用，采用具有十五分钟或者更小时间分辨率的降雨记录。

最大强度中的差异没有影响到滞留池释放的高峰出流量。如前所述，连续模拟中池塘的最高高峰排放量为 8.75 cfs，略高于 10 年设计暴雨产生的 7.34 cfs 高峰。这是与事实一致的，与连续模拟高峰相关的暴雨高于 10 年暴雨。池子随时间的衰减效益，以至降雨强度不像容积那样显著。

前期条件

连续模拟效益之一，是为模型考虑了每一新暴雨事件开始时的汇水面积及其网络的初始状态。例如，连续模型模拟了新降雨时间开始时滞留池中的初始水深。高的水深将减少用于控制下一场暴雨的可用容积，以至于释放的出流量将大于池子在暴雨开始的放空量。

图 9-4 说明了从日期 3061 到日期 3069（即从 5/19/1976 到 5/26/1976）8 日时段池子中的水深，图 9-5 说明了相同时段池子的进流量和出流量。降雨也包含在这两个图中。两场暴雨事件通过 4 个干旱小时分隔，说明：事件 1 的最大强度 0.24 in/h，总容积 0.41 in；事件 2 最大强度 0.08 in/h，总容积 0.33 in。尽管第二场暴雨容积和强度较小，池子中的水深达到了 1.33 ft，它大于第一场时间达到的水深 1.17 ft。因为两场事件之间短暂的干旱时间，当下一场时间开始时，蓄水设施中的水位仅仅下降深度 0.80 ft。为了控制第二场事件，这样的可用蓄水，以至于第二场事件产生了较小的高峰进流量 1.25 cfs，受到高峰出流量 0.43 cfs 的控制，而第一次事件产生的较高高峰进流量 3.91 cfs 的同时，受到控制的出流量仅仅为 0.39 cfs。

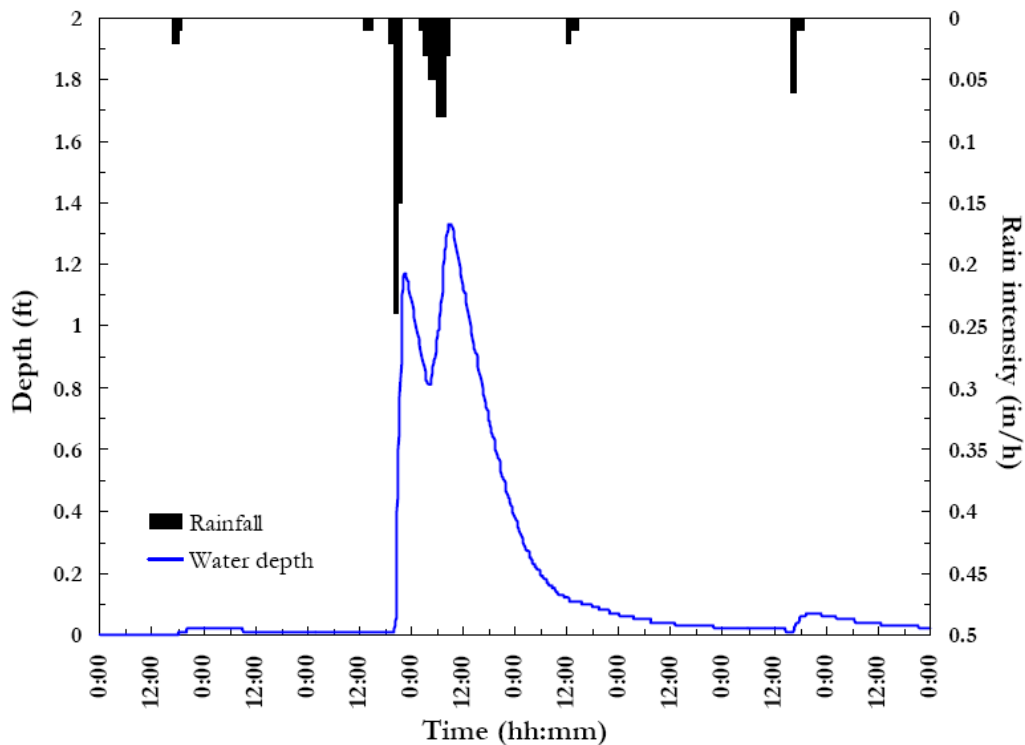


图 9-4 日期 3061 和 3069 之间滞留池中的水深

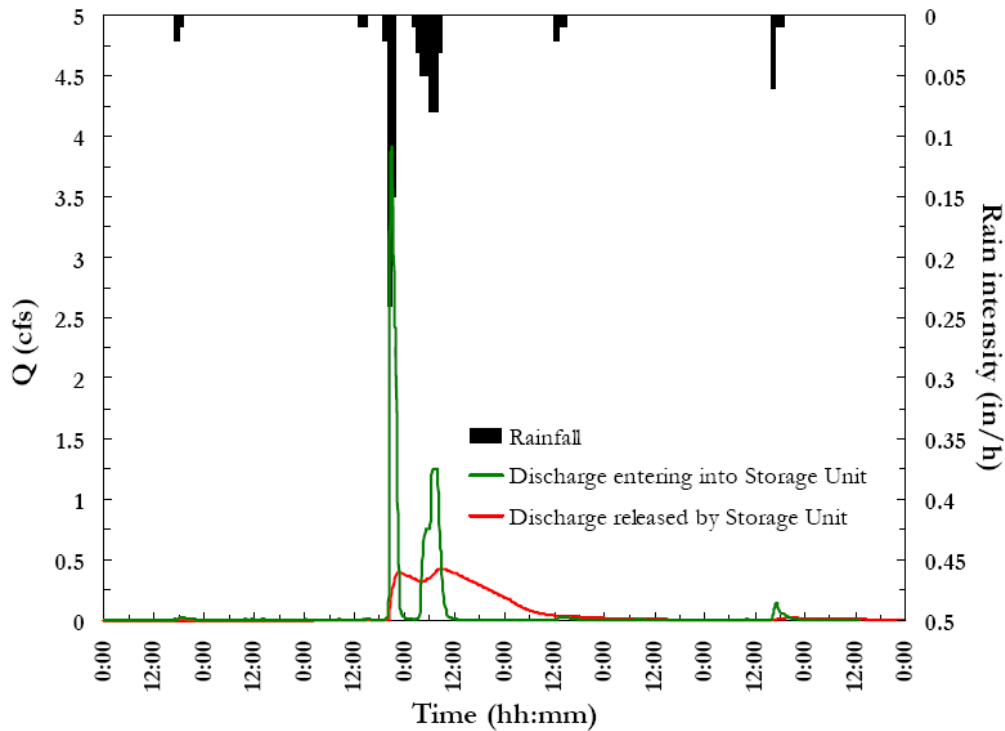


图 9-5 日期 3061 和 3069 之间滞留池的进流量和出流量 (Q)

蒸发

最后，连续模拟的另一个优点是在整个系统水量平衡中包含了蒸发。降雨事件之间发生渗透和不渗透洼地蓄水区域的蒸发。于是，为了捕获下一暴雨的初始部分，可用洼地蓄水量取决于暴雨之间的间隔。作为例子，图 9-6 说明了从 5/19/1976 到 5/26/1976 时段，子汇水面积 SI 中模拟的降雨和损失（渗入加蒸发）。可以看出在大型事件之后，一旦渗入停止，损失稳定化在 0.0021 in/h 。这些损失由蒸发造成，作用于储存在不渗透面积的水。为了证明，考虑五月的平均蒸发速率为 0.12 in/day ，或者 0.005 in/h ；子汇水面积 SI 的不渗透百分比为 56.8% ，该面积中的 25% 没有洼地蓄水。因此，蒸发作用于总面积的 $0.568 \cdot (1-0.25) = 42.6\%$ ，因此整个子汇水面积 SI 的损失量等于 $42.6\% \cdot 0.12 \text{ in/day} = 0.0021 \text{ in/hr}$ ，与图 9-6 说明的损失量相同。

滞留池出流量

为了说明 SWMMH 统计工具的使用，将进行现场滞留池高峰出流量的频率分析。分析将说明多么频繁，以及多长时段，池子具有特定排放量；以及这些时段高峰出流量的程度怎样分布。为了开始，首先通过点击 SWMMH 主工具条中的统计图标 (Σ)，或者从主菜单条选择报告 | 统计打开统计选择对话框。

图 9-7 说明对于该查询，怎样填充对话框。分析的对象为节点 **J_out**，因为它直接接收每一出水设施的池塘出流。该节点分析的变量为总进流量。用于定义事件的时段为事件依赖，意味着将通过连续报告时段定义独立事件，其中满足特定事件临界状态。在每一事件段，分析的统计为节点总进流量的高峰数值（这等于通过所有出流构筑物的高峰池塘出水量）。最后无论何时进流量至少为 0.005 cfs 的新事件临界准则状态，发生在至少该最后进流量记录之后 6 小时。这些数值的选择将影响怎样计数事件的多少。通常，较大的最小流量数值或者较大的分离时间数值，将产生较少数量的事件。

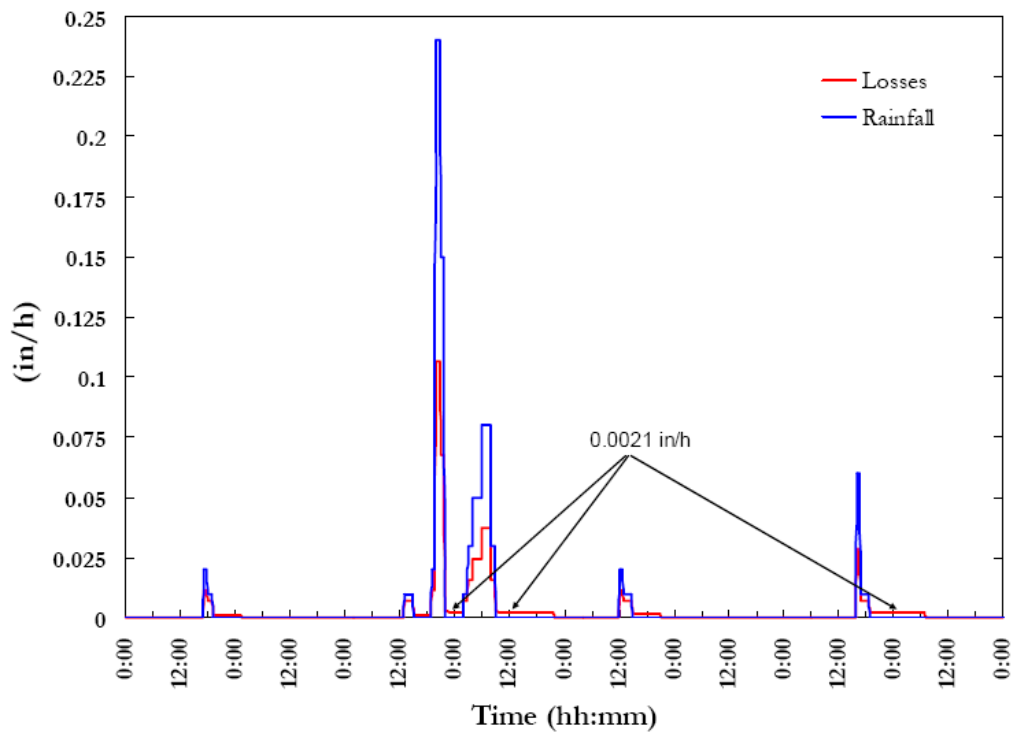


图 9-6 日期 3061 和 3069 之间子汇水面积 S_1 的损失



图9-7 分析高峰池塘出流量的统计结果选择对话框

通过执行统计查询产生的报告，包含了四部分，如图9-8到9-11所示。第一部分为*总结统计*，如图9-8所示。根据该总结，记录中确认了296次事件，根据流量的临界数值，以及频率分析定义的事件之间时间；这些事件包含了13.8%的总模拟事件。注意高的正偏斜(5.03)，这意味着大量的排放量但少量是较大的。这通过较小平均高峰流量0.4 cfs证实。

图9-9说明报告第二部分的一部分，研究变量的*事件列表*。对于分析的变量（节点J_out的总进流量），事件列表按照事件统计（高峰数值）的下降数值排序。包含了五个数据域：事件的开始日期、历时、研究变量的数值（在高峰流量情况），超出频率和相应重现期的估计。注意表中所列的事件长度；多数持续长于24小时。这说明排放量被很缓慢地从池塘释放，正如根据设计准则期望的。再者，历时的类似频率分析而不是高峰流量的，将说明平均事件历时为40.7小时。

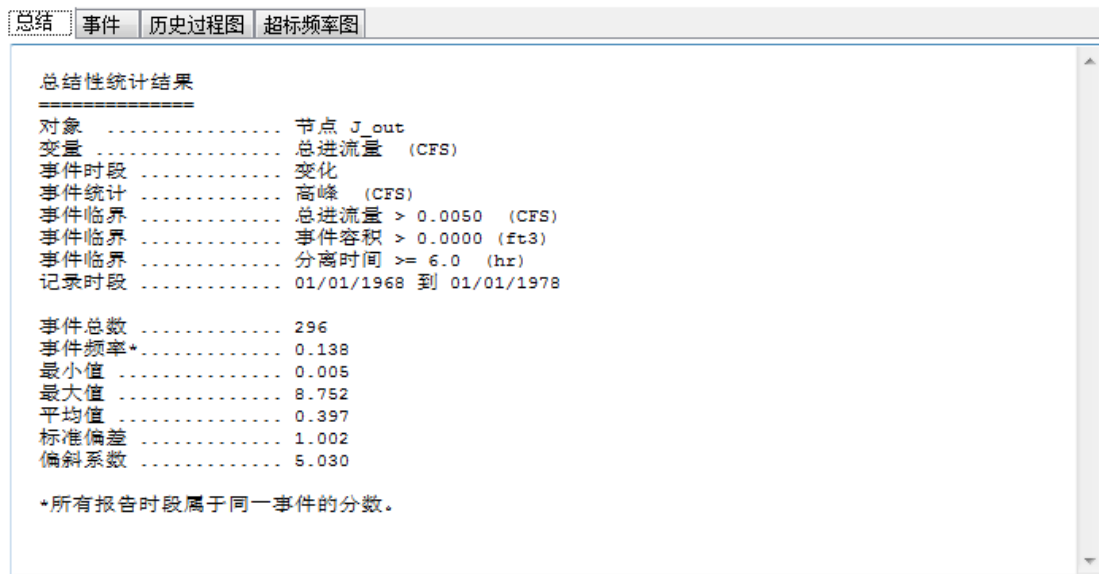


图9-8 节点J_out高峰进流量的总结性统计（与高峰池塘出流量相同）

序号	开始日期	事件历时 (小时)	事件高峰 (CFS)	超出频率 (百分比)	重现期 (年)
1	08/12/1975	90.8	8.752	0.34	11.00
2	07/23/1977	89.3	7.723	0.67	5.50
3	07/19/1970	53.3	5.163	1.01	3.67
4	05/23/1971	54.8	4.989	1.35	2.75
5	06/07/1974	69.3	4.266	1.68	2.20
6	07/27/1970	54.3	4.133	2.02	1.83
7	06/10/1970	80.3	3.909	2.36	1.57
8	05/05/1973	64.5	3.907	2.69	1.38
9	05/27/1975	144.3	3.686	3.03	1.22
10	04/19/1971	226.3	3.148	3.37	1.10
11	05/04/1969	120.5	3.018	3.70	1.00
12	07/28/1974	53.0	2.585	4.04	0.92

图9-9 节点J_out的高峰进流量的事件列表（与高峰池塘出流量相同）

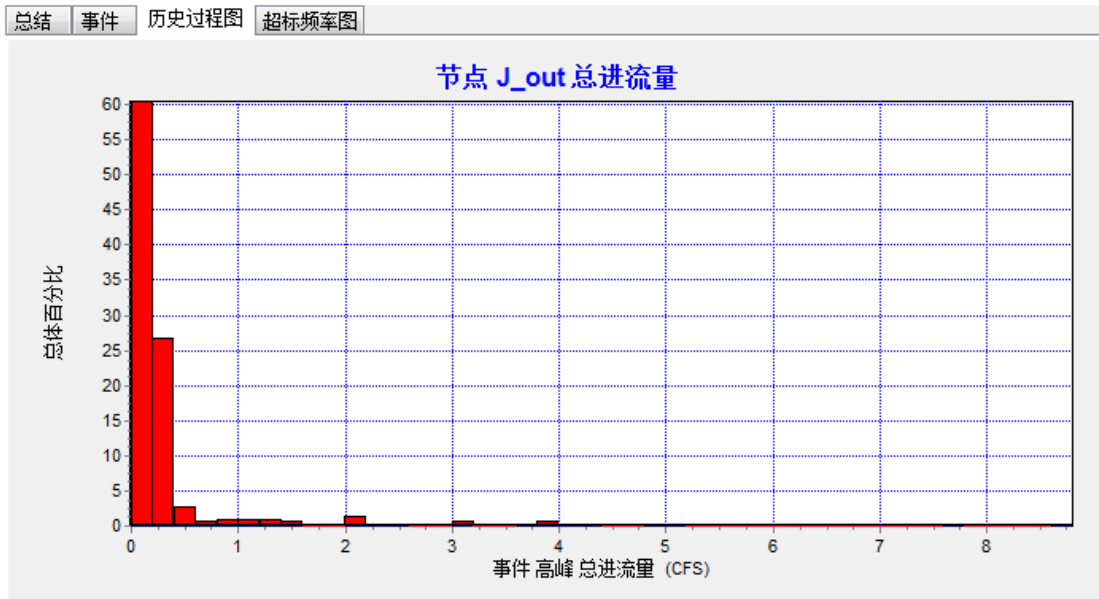


图9-10 节点J_out高峰进流量的历史过程线（与高峰池塘出流量相同）

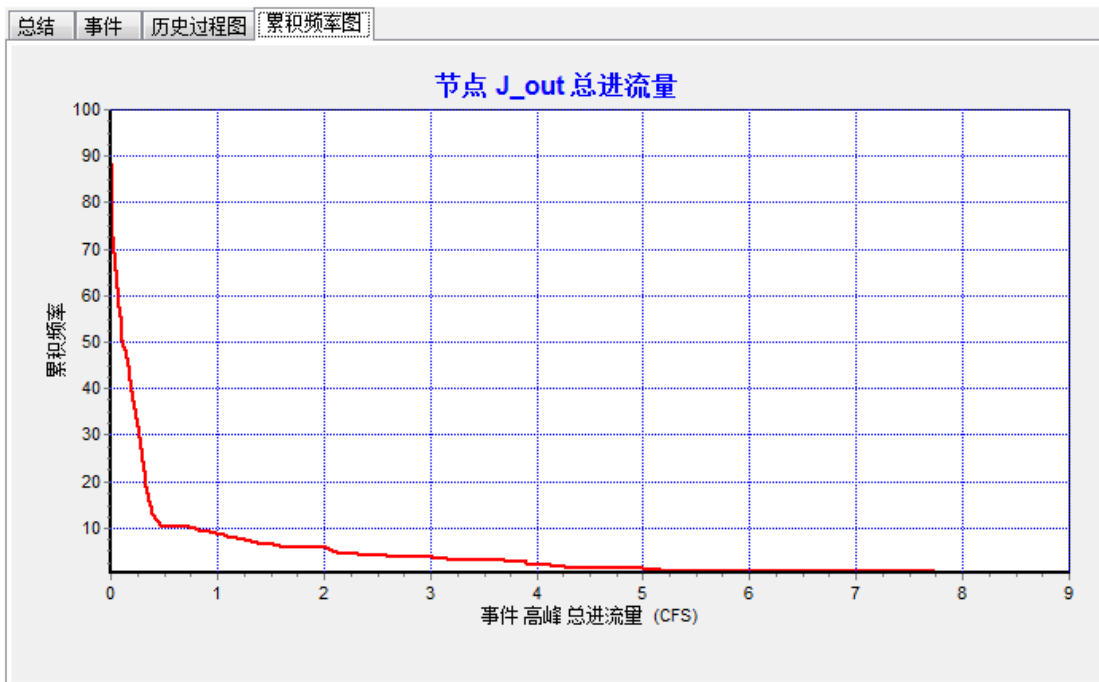


图9-11 节点J_out高峰进流量的累积频率（与高峰池塘出流量相同）

显示在事件列表中的超出频率和重现期均利用绘图位置的Weibull公式计算。因此，对于特定事件，超出频率 F 和重现期年 T ，利用以下公式计算：

$$F = \frac{m}{n_R + 1} \tag{9-1}$$

$$T = \frac{n + 1}{m} \tag{9-2}$$

式中 m ——事件序列；

n_R ——事件总数；

n ——分析年数。

例如，对于发生在05/23/1971的第4次事件，超出频率等于 $F_4 = 4/(295+1) = 0.0135 = 1.35\%$ ，重现期等于 $T_4 = (10+1)/4 = 2.75$ 年。

事件列表也说明，10年模拟期间具有2次事件，高峰排放量高于例3当模型利用10年设计暴雨执行时计算的7.34 cfs数值。该小的差异可能反映，事实上这里使用的10年记录仅仅是29种不同连续10年序列之一，可能从30年有价值的可用降雨数据中的选择。

统计报告的第三部分，包含了分析事件统计的历史过程图，如图9-10所示。对于本例，这说明所有事件中有多少比例具有给定尺寸的高峰流量。注意数值怎样证实前面所述的，高峰进流量的分布高度偏斜到流量尺寸的低端。最后报告的第四部分，如图9-11所示，说明研究事件统计的累积频率图。在本例中，10年内仅仅10%的高峰排放量超过0.5 cfs，以及仅仅6%超过2 cfs。注意历史过程图和累积频率图正是事件列表提供的相同信息的图形表达。

滞留池水深

本例中SWMM统计工具的第二种应用，将分析滞留池的最大深度。这将有助于证实池塘的水质捕获容积（WQCV）对捕获更大频率发生暴雨的有效性。回顾例3，该目的指定了蓄水统计的前1.5英尺为。用于回答该问题的统计查询如图9-12所示。注意该次事件的定义，包含所有日内池塘的水深至少为0.05 ft深度。选择事件时段的“每日”选项，因为WQCV的回退时间为40小时；于是池塘该部分的每日深度分析是充分的。图9-13说明该查询的结果频率图。仅仅7%的天数内池塘为湿润的，其深度超过了WQCV。于是可以得出，大多数暴雨在WQCV内捕获，池塘是有效的BMP控制措施。



图9-12 滞留池每日高峰水深的统计查询

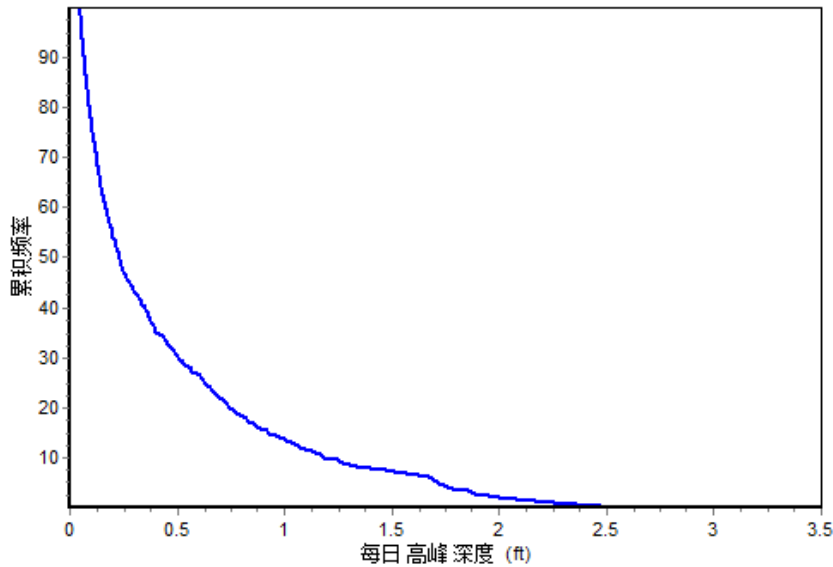


图9-13 滞留池中每日高峰水深的频率分布

降雨统计

利用统计分析的另一个变量为降雨。刻画本例中降雨记录的几种暴雨事件的量将被检验和比较。这些为事件历时、平均强度、总容积和高峰强度。如前面那样，利用SWMMH的统计工具，记录将分离为具有变化强度和历时的一系列独立暴雨事件。注意对于整个SWMMH模型，如果不必执行完整的径流/演算模拟,也可以进行降雨分析。怎样进行的细节见文本框“利用SWMMH分析独立降雨文件”。

利用 SWMMH 分析独立降雨文件

为了独立统计分析长期降雨记录，模拟人员通常需要利用特定的 SWMMH 模型。例如，可能希望确定记录的子时段，作为整个记录的代表；或者确定可能用于单个事件分析的特定事件。很简单的是设置常用 SWMMH 工程，独立于任何降雨文件。涉及的步骤如下：

1. 利用 SWMMH 创建包含了单一子汇水面积，以及相关雨量计的新工程，并设置子汇水面积的出水口。
2. 利用有意义的名称保存工程，例如 **RainStats.inp**。
3. 无论何时需要分析降雨文件，启动 SWMMH，打开该工程。（注意在另一 SWMMH 会话仍旧处于活动状态时，可以启动新的 SWMMH 会话）。
4. 利用感兴趣的文件编辑雨量计（记住如果使用了具有用户提供格式的文件，应为雨量格式、雨量间隔、站点 ID 和雨量单位输入合适的数值）。
5. 编辑模拟选项对话框中的日期页，为了覆盖降雨文件中感兴趣的时段。也需要设置报告和雨季径流时间步长，与降雨数据的雨量间隔相同。
6. 执行模拟，然后利用时间步长图、表格报告和统计工具，分析系统降雨变量。

考虑该过程的最后步骤，时间序列图对于提供降雨怎样随数年或者数月时段的变化整体图很有用，表格报告可以检索特定事件的降雨雨量图，可以直接粘贴到另一 SWMMH 会话中创建的 SWMMH 时间序列，在本章的其他部分说明了利用统计工具分析降雨记录的例子。

降雨分析中，用于确定何时一事件结束以及另一事件开始的独立时间，参考*最小事件之间的时间 (MIT)*。这是连续旱季的最小数量，必须在下一次雨季考虑为分离时间之前发生。尽管通常将3到30小时用于降雨数据，没有建立MIT的“纠正”数值 (Hydroscience, 1979)。对于该主题的详细讨论见Adams and Papa (2000)。当暴雨事件通过Poisson过程刻画时，事件之间的时间遵从指数分布，其中平均值等于标准偏差（即变量的系数 (CV) 为1）。于是为了选择MIT建议的方法，是对于事件之间时间的结果，寻找产生CV为1的数值。

图9-14说明了用于测试12小时MIT（分离时间）是否良好的统计查询，它产生了一系列事件，对于用在本章的降雨记录，其事件之间时间的CV为1。结果CV（标准偏差除以均值）为 $211.33 / 195.28 = 1.08$ ，说明12小时为合理的MIT，可用于该降雨记录。

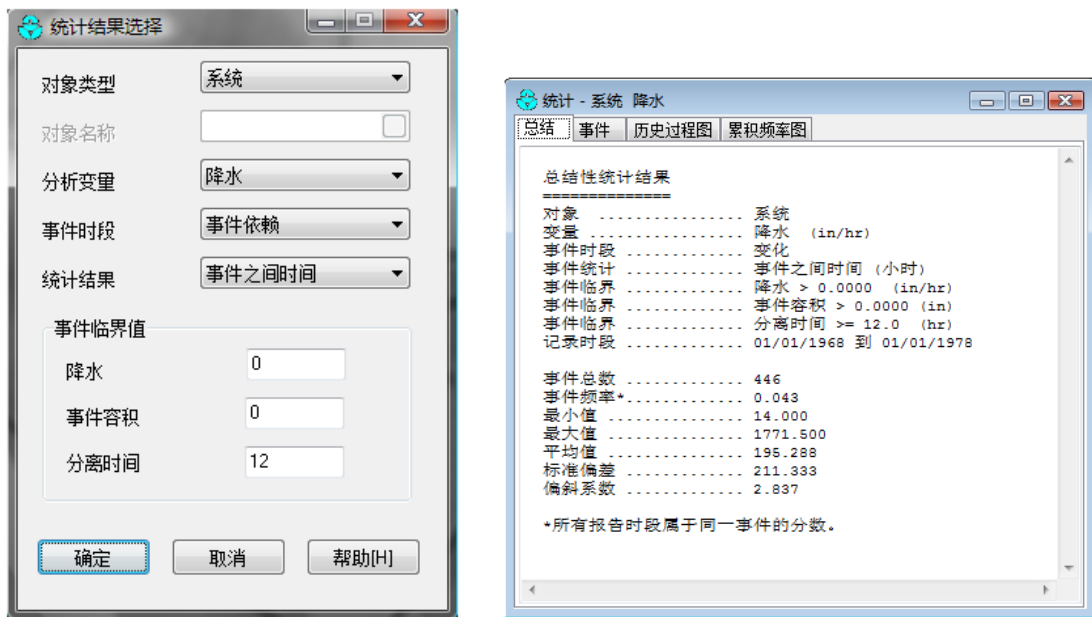


图9-14 分析降雨记录的MIT选择

下一步对以下降雨量的每一个进行频率分析：历时、平均强度、总容积和高峰强度。每一分析利用了*统计结果选择*对话框，看上去与图9-14相同，除了每一个使用了时间统计的不同选择。表10-2列出了每一频率分析找到的总结性统计。前两个属性（事件总数和事件频率，或者注册降雨总事件的百分比）均相同，因为所有频率分析将相同的临界值用于定义事件。

表9-2 各种降雨事件属性的总结性统计

属性	事件统计			
	历时 (h)	平均强度 (in/hr)	总容积 (in)	高峰强度 (in/hr)
事件总数	446	446	446	446
事件频率	0.043	0.043	0.043	0.043
最小数值	1.000	0.006	0.01	0.006
最大数值	61.000	0.6900	4.44	1.470
平均数值	8.466	0.042	0.247	0.078
标准偏差	10.557	0.058	0.445	0.125
偏斜系数	2.278	5.642	4.733	5.550

图9-15说明了由时间历时和总降雨分析产生的频率图。（该图通过利用SWMMH的编辑|另存为菜单选项产生，将每一频率图相关的数据复制到Windows剪贴板，从中粘贴到电子表格程序，并组合在一张图上。）该图也可用作间接性的指标，而不是前面执行的池塘深度频率分析，为了查看0.23英寸水质捕获容积（WQCV），对于捕获主要径流事件是否充分。

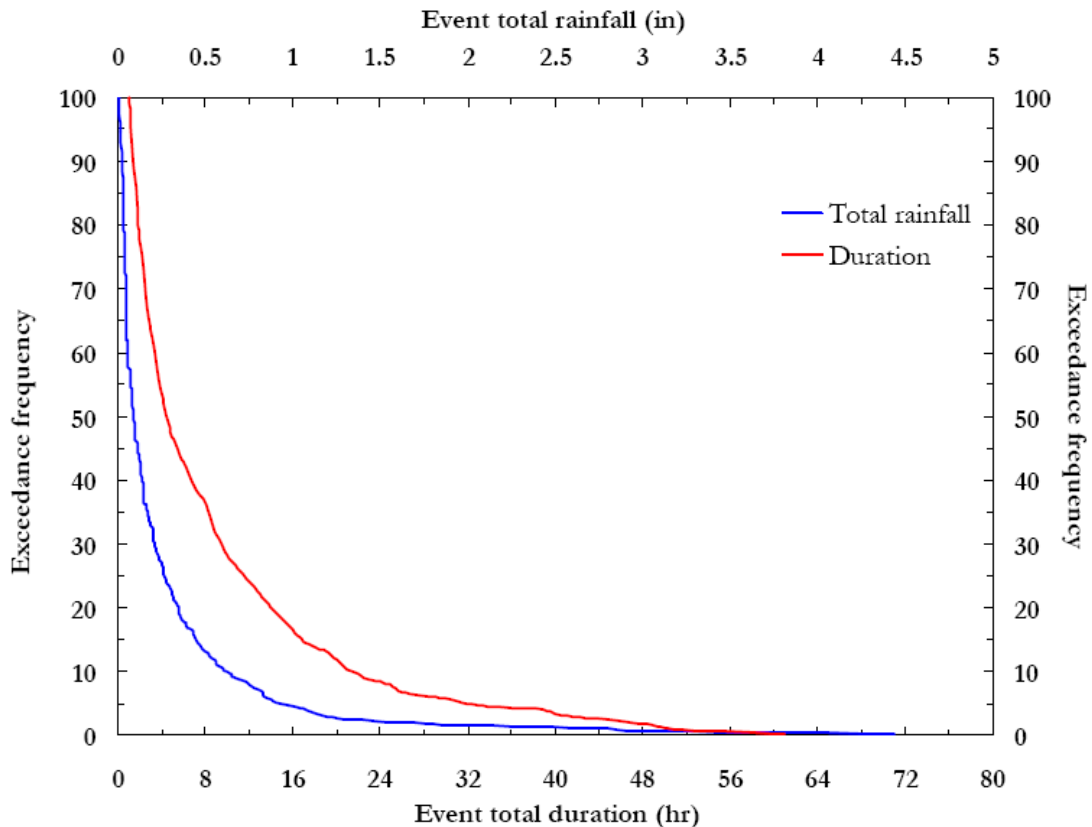


图9-15 事件历时和深度的频率图

可以看出（蓝线），大约70%的降雨事件具有总容积低于0.23英寸。即使汇水区域总体上不渗透，没有地表滞留能力，根据模型，池塘将控制大约70%的事件。事实上，具有渗入和蓄水损失，这样较大比例的降雨事件受到池塘容积的控制。最后，也要注意，长暴雨不很频繁，50%短于5小时，以及80%短于14小时。在位于Colorado山麓的该记录站点，长于一天的暴雨很少。

该类多变量统计分析的另一种应用是，根据不同的降雨特征，研究事件频率之间的相应性细节。最大事件不必是最长的一个或者强度最大的一个。有用的是，确定暴雨事件特性的依赖程度，为了查看这些特性是否相关，以及确定最关键时间子集，可用于设计目的，取决于分析的客观性。事件的强度很显著，为了确定高峰排放量，但是当设计或者估计蓄水控制构筑物时，程度可能更重要。

根据分析的四个特性：历时、平均强度、容积和高峰强度，表9-3说明了10次最极端事件。该表说明，高峰和平均强度密切相关；十场事件中七次具有最大高峰强度，也处于具有大的平均强度事件组（这些共有事件的日期具有下划线）。在历时和总容积之间也具有相应性；四个最大事件也包含在最大的组内（这些共有事件的日期为蓝色）。平均强度和容积之间（一个共有事件为红框），以及容积和高峰强度之间（两个共有事件为绿色）观测到较弱

相关性。

表9-3 根据历时、深度和强度统计的十次最严重事件

序列	T _r (年)	历时(hr)		平均(in/hr)		容积(in)		高峰(in/hr)	
		开始日期	数值	开始日期	数值	开始日期	数值	开始日期	数值
1	11	5/5/1969	61	7/27/1970	0.69	7/24/1977	4.44	8/12/1975	1.47
2	5.5	10/23/1975	56	7/20/1973	0.39	5/27/1975	3.29	7/19/1970	0.97
3	3.67	10/10/1969	51	7/16/1969	0.38	5/5/1969	2.98	5/23/1971	0.85
4	2.75	10/3/1969	51	7/19/1970	0.36	6/10/1970	2.75	7/27/1970	0.69
5	2.2	3/29/1970	50	5/23/1971	0.36	6/7/1974	2.75	7/24/1977	0.65
6	1.83	8/2/1976	49	7/28/1974	0.33	8/12/1975	2.25	8/14/1975	0.55
7	1.57	5/27/1975	49	8/8/1970	0.27	10/3/1969	1.97	6/17/1975	0.52
8	1.38	5/20/1975	48	5/8/1971	0.22	10/10/1969	1.66	7/28/1974	0.44
9	1.22	3/9/1968	46	7/24/1977	0.20	4/24/1971	1.62	9/11/1973	0.40
10	1	6/7/1968	46	8/14/1975	0.19	4/24/1973	1.57	7/20/1973	0.39

表9-4说明了表9-3所确定的共有事件的排序。“和”字前后的数字，说明根据表中第一列定义的变量排序。例如，从第二列，最长事件（61小时）也是第三大事件（2.98英寸），第三长事件（51小时）为第八大事件（1.66英寸），等等。注意两个共用事件，在最严重之间确定，根据容积和高峰强度为相同的两个事件，与前面讨论的蓄水设施释放的最大高峰排放量相关的两个事件；这些为事件07/47/1977和8/12/1975。最后，根据历时和强度（平均和高峰），在十个最严重的事件中没有共用事件。该分析响应于评价暴雨事件特性之间的相关性时的基本步骤。其他方法包括在变量之间利用离散点图，以及使用相关性系数。这些方法可用于所有事件，不仅仅是最严重的。

表9-4 在最严重事件之间的对应性

历时和均值	历时和容积	历时和高峰	均值和容积	均值和高峰	容积和高峰
-	1和3	-	9和1	1和4	1和5
-	3和8	-	-	2和10	6和1
-	4和7	-	-	4和2	-
-	7和2	-	-	5和3	-
-	-	-	-	6和8	-
-	-	-	-	9和5	-
-	-	-	-	10和6	-

9.5 总结

本例说明为了评价排水系统的长期行为，怎样结合统计分析进行连续模拟。十年连续降雨数据（1小时分辨率）和每月平均蒸发速率，用于分析例3设计的输送系统和滞留池性能。本例说明的关键点为：

1. 连续模拟允许模拟人员更加有信心表示排水系统的行为，对于变化强度和历时的长序列实际降雨事件，考虑从一次事件到另一次事件所存在的前期条件变化。

2. 蒸发作为长期水量平衡的重要组件，应考虑在连续模拟中。本例中，考虑了汇水区域的19%的总降雨输入。
3. 连续模拟的模型在SWMMH中很直接，假设具有可靠的长期降雨记录和蒸发数据。
4. 如果需要精确预测高峰径流量，降雨数据的高时间分辨率是需要的。用在本例中降雨数据的小时时间间隔，可能造成高峰排放量的过低估计。
5. 为解释长期连续模拟中产生的大量输出数据，SWMMH的统计工具是有价值的工具。这里用于确定滞留池在减少高峰排放量和捕获水质控制容积范围内的多数径流事件的效果。该工具也用于刻画10年模拟时段内发生最严重降雨事件的属性。

参考文献

- Adams, B.J. and Papa, F. (2000). *Urban Stormwater Management Planning with Analytical Probabilistic Models*, John Wiley & Sons, Inc, New York, NY.
- Akan, A.O. and Houghtalen, R.J. (2003). *Urban Hydrology, Hydraulics, and Stormwater Quality*, John Wiley & Sons, Inc, Hoboken, NJ.
- American Society of Civil Engineering (ASCE) (1992). *Design and Construction of Urban Stormwater Management Systems*, ASCE Manuals and Reports on Engineering Practice No. 77 and Water Pollut. Control Fed. Manual of Practice RD-20, New York, NY.
- Bedient, P.B. and Huber, W.C. (2002). *Hydrology and Floodplain Analysis*, 3rd Ed., Prentice-Hall, Upper Saddle River, NJ.
- City of Fort Collins (1984). *Storm Drainage Design Criteria and Construction Standards*, Utilities Department, Stormwater Division, Fort Collins, CO. (<http://www.fcgov.com/stormwater/pdf/sw-manual07.pdf>)
- City of Fort Collins (1997). *Memorandum: Update to the Stormwater Drainage Design Criteria*. Memorandum to Storm Drainage Design Criteria Users. April 29, 1997, Utilities Department, Stormwater Division, Fort Collins, CO.
- City of Fort Collins (1999). *Memorandum: New Rainfall Criteria*. Memorandum to Storm Drainage Design Criteria Users. April 12, 1999, Utilities Department, Stormwater Division, Fort Collins, CO.
- Clark County Regional Flood Control District (CCRFCD) (1999). *Hydrological Criteria and Drainage Design Manual*, Las Vegas, NA. (http://acequia.ccrfcd.org/pdf_arch1/hcddm/hcddm.pdf)
- Douglas County (2008). *Storm Drainage Design and Technical Criteria Manual*, Douglas County, Department of Public Works-Engineering Division, Castle Rock, CO. (http://www.douglas.co.us/publicworks/engineering/Storm_Drainage_Design_and_Technical_Criteria_Manual.html)
- Driscoll, E.D., Palhegyi, G.E., Strecker, E.W. and Shelly, P.E. (1989). *Analysis of Storm Events Characteristics for Selected Rainfall Gauges throughout the United States*, U.S. Environmental Protection Agency. Washington, DC.
- Field, R. and Tafuri, A.N. (1973). "Storm Pollution Control in U.S". *Combined Sewer Overflow Seminar Papers*. EPA 670/2-73-077, U. S. Environmental Protection Agency, Edison, NJ. (<http://www.epa.gov/ednrmrl/publications/conferencepapers/epa670273077>)
- Grigg, N.S. (1996). *Water Resources Management: Principles, Regulations, and Cases*, McGraw-Hill, New York, NY.

- Guo, J.C.Y. (2001). "Design of Infiltration Basins for Stormwater." *Stormwater Collection Systems Design Handbook*. Edited by L. Mays, McGraw-Hill, New York, NY.
- Guo, J.C.Y. and Urbonas, B. (1995). *Special Report to the Urban Drainage and Flood Control District on Stormwater BMP Capture Volume Probabilities in United States*. Denver, CO.
- Guo, J.C.Y. and Urbonas, B. (1996). "Maximized Detention Volume Determined by Runoff Capture Ratio." *Journal of Water Resources Planning and Management*, 122(1):33-39.
- Guo, J.C.Y. and Urbonas, B. (2002). "Runoff Capture and Delivery Curves for Storm-water Quality Control Design." *Journal of Water Resources Planning and Management*, 128(3):208-215.
- Hydroscience, Inc. (1979). *A Statistical Method for the Assessment of Urban Stormwater*. EPA-440/3-79-023, U.S. Environmental Protection Agency, Cincinnati, OH.
- Huber, W., Clannon, L. and Stouder, M. (2006). *BMP Modeling Concepts and Simulation*. EPA/600/R-06/033, U.S. Environmental Protection Agency (EPA). Cincinnati, OH.
- Manning, M.J., Sullivan, R.H. and Kipp T.M. (1977). *Nationwide Evaluation of Combined Sewer Overflows and Urban Stormwater Discharges – Vol. III: Characterization of Discharges*. EPA-600/2-77-064c (NTIS PB-272107), U.S. Environmental Protection Agency, Cincinnati, OH.
- Metcalf and Eddy, Inc. (1991). *Wastewater Engineering: Treatment, Disposal, Reuse*, McGraw-Hill, Inc., New York, NY.
- Nicklow, J.W., Boulos, P.F. and Muleta, M.K. (2004). *Comprehensive Sewer Collection System Analysis Handbook for Engineers and Planners*, MWH Soft, Inc. Pasadena, CA.
- Rossmann, L. (2008). *Storm Water Management Model User's Manual Version 5.0*. EPA/600/R-05/040, U.S. Environmental Protection Agency, National Risk Management Research Laboratory, Cincinnati, OH.
- Sansalone, J.J. and Hird, J. (2003). "Treatment of Stormwater Runoff from Urban Pavement and Roadways." *Wet-Weather Flow in the Urban Watershed, Technology and Management*. Edited by R. Field and D. Sullivan. CRC Press LLC, Boca Raton, FL.
- Sartor, J.D. and Boyd, G.B. (1972). *Water Pollution Aspects of Street Surface Contaminants*. EPA-R2-72-081 (NTIS PB-214408), U.S. Environmental Protection Agency, Washington, DC.
- Urban Drainage and Flood Control District (UDFCD) (2001). *Urban Storm Drainage Criteria Manual, 2007 revision*. Denver, CO. (http://www.udfcd.org/downloads/download_critmanual.htm).
- Environmental Protection Agency (1983). *Results of the Nationwide Urban Runoff Program, Volume I Final Report*. NTIS PB84-185552, U.S. Environmental Protection Agency, Washington, DC.

Environmental Protection Agency (1986). *Methodology for Analysis of Detention Basins for Control of Urban Runoff Quality*. EPA 440/5-87-001, Office of Water, Washington, DC.

Environmental Protection Agency (1999). *Storm Water Technology Fact Sheet Infiltration Trench*. EPA 832-F-99-019, U.S. Environmental Protection Agency. Washington, DC. (<http://www.epa.gov/owm/mtb/infltrenc.pdf>).

Vanoni, V.A. (1975). *Sedimentation Engineering*, ASCE Manual and Report on Engineering Practice No. 54, New York, NY.

Water Environment Federation (1998). *Urban Runoff Quality Management*, WEF Manual of Practice No. 23., ASCE Manual and Reports on Engineering Practice No. 87, Water Environmental Federation, Alexandria, VA.

[美]L.A.Rossman(著). 李树平(译). 雨水管理模型SWMMH(5.0版)用户手册. 上海: 同济大学环境科学与工程学院, 2010.