

# Charles St. a Washington St. Estudio de mejora del drenaje Ciudad de Harrisonburg

Octubre de 2022



Preparado por:



Rummel, Klepper & Kahl  
12600 Fair Lakes Circle  
Suite 300  
Fairfax, VA 22033

Preparado para:



City of Harrisonburg, Virginia  
Department of Public Works  
320 East Mosby Road  
Harrisonburg, VA 22801

## Tabla de contenidos

Resumen ejecutivo .....	4
1.0 Introducción .....	5
1.1 Antecedentes .....	5
1.2 Descripción de las características de la cuenca dentro de los límites .....	6
1.3 Visita al lugar y encuesta .....	6
2.0 Hidrología .....	7
2.1 Modelo hidrológico existente.....	7
2.2 Actualizaciones del modelo HEC-HMS .....	8
2.3 Niveles de precipitaciones analizados.....	10
2.4 Hidrología de la tormenta del 1 de septiembre de 2021.....	10
2.5 Resultados hidrológicos .....	11
3.0 Modelo hidráulico de las condiciones existentes.....	12
3.1 Desarrollo del modelo HEC-RAS.....	12
3.2 Resumen de condiciones existentes .....	14
4.0 Análisis de las alternativas.....	20
4.1 Alternativa 1: Solo retención de agua pluvial aguas arriba.....	21
Alternativas 1A, 1B, 1C.....	21
Alternativa 1D.....	22
Resultados de las Alternativas 1A, 1B, 1C y 1D .....	22
4.2 Alternativa 2: Propuesta de mejora de solamente la infraestructura del alcantarillado pluvial.....	23
Alternativa 2A.....	23
Alternativa 2B.....	24
Resultados de la Alternativa 2B.....	24
4.3 Alternativa 3: Combinación de mejoras de retención e infraestructura para alcantarillados pluviales.....	25
Resultados de la Alternativa 3A.....	25
5.0 Estimación de costos.....	27
6.0 Resumen y recomendaciones.....	27

## Apéndices

- Apéndice A: Fotos del lugar
- Apéndice B: Datos de campo registrados
- Apéndice C: Datos hidrológicos
- Apéndice D: Resultados del análisis hidrológico
- Apéndice E: Datos hidráulicos
- Apéndice F: Resultados de las condiciones hidráulicas existentes
- Apéndice G: Datos de apoyo de las alternativas
  - G.1: Datos modificados
  - G.2: Análisis de hidrología en intersecciones
- Apéndice H: Resultados modelados de las alternativas
  - H.1: Resultados de la alternativa 1
  - H.2: Resultados de la alternativa 2
  - H.3: Resultados de la alternativa 3
  - H.4: Resumen de resultados de todas las alternativas
- Apéndice I: Estimación de costos

## Lista de figuras

Figura 1: Mapa de los límites del proyecto del estudio de drenaje .....	5
Figura 2: Revisión esquemática de la subcuenca-164 de HEC-HMS .....	8
Figura 3: Datos de la precipitación de la tormenta del 31 de agosto de 2021 al 1 de septiembre de 2021 (de la estación de Staunton, VA) .....	11

## Lista de tablas

Tabla 1: Comparación de distribuciones de precipitaciones del Documento técnico 40 reemplazadas con los valores actuales del Atlas 14 de la NOAA .....	8
Tabla 2: Comparación de aportes hidrológicos del modelo HEC-HMS original frente al actualizado .....	9
Tabla 3: Aportes de HEC-HMS para el diseño del Tramo-70 .....	9
Tabla 4: Resumen de resultados de la escorrentía del modelo HEC-HMS original frente al actualizado ..	10
Tabla 5: Resultados de la escorrentía a través de cada recorrido de escorrentía concentrado .....	12
Tabla 6: Valores de rugosidad “n” de Manning utilizados .....	13
Tabla 7: Resumen de resultados de profundidad máxima .....	18
Tabla 8: Resumen del rendimiento simulado de alcantarillas .....	19
Tabla 9: Parámetros alternativos de la cuenca para simular los impactos del centro de retención .....	21

## Resumen ejecutivo

Los residentes del vecindario entre Charles Street y Washington Street experimentan inundaciones documentadas. Este estudio de drenaje se llevó a cabo para investigar los casos de inundación a través de un estudio de inundaciones basado en la ingeniería e investigar posibles alternativas de mitigación para aliviar las frecuentes inundaciones. El área total de drenaje activo del vecindario es de alrededor de 490 acres, que se extiende hasta la intersección de Blacks Run en Monroe Street. El estudio de inundaciones realizó el modelado de drenaje que subdividió la cuenca de 490 acres en cinco cuencas de subdrenaje para proporcionar un análisis detallado de la escorrentía. La escorrentía de las cuencas de subdrenaje se evaluó originalmente como parte de un modelo de escorrentía existente de la Agencia Federal de Gestión de Emergencias (FEMA) (denominado HEC-HMS) para Blacks Run, que se utilizó para establecer las áreas de llanuras de inundación reguladas por la FEMA en Blacks Run. Analizar esta cuenca de forma más detallada que en el estudio de la FEMA para el modelo de escorrentía de Blacks Run (HEC-HMS) permite comprender cómo esta cuenca de drenaje individual contribuye a la cuenca general de Blacks Run, incluyendo la comprensión de la frecuencia del flujo máximo de esta cuenca de drenaje de 490 acres en comparación con el resto de la cuenca aguas arriba de Blacks Run. Las elevaciones de aguas de inundación se determinaron usando un modelo bidimensional (2D) desarrollado por el Cuerpo de Ingenieros del Ejército de los Estados Unidos (USACE) denominado HEC-RAS. HEC-RAS es un software de modelado de inundaciones ampliamente aceptado para la evaluación de situaciones de inundaciones similares a las de este vecindario. El modelo 2D de la superficie de aguas de inundación (HEC-RAS) se creó desde cero, especialmente para este estudio. La calibración del modelo se llevó a cabo en comparación con las extensiones de inundaciones documentadas de la tormenta del 1 de septiembre de 2021, usando datos reales de precipitaciones para recrear el caso de inundación en el modelo. Los resultados del recorrido de calibración se contrastaron con evidencia fotográfica de la extensión de la inundación y el tiempo de la extensión. Los resultados de este modelo se consideraron comparables con las extensiones de inundaciones observadas.

Se modelaron múltiples situaciones alternativas de reducción de inundaciones y se resumen a continuación:

- Alternativa 1: Opciones de retención de agua pluvial aguas arriba:
  - 1A: Reducción del 30 % de la escorrentía de las cuencas en comparación con las condiciones existentes en la subcuenca 2.
  - 1B: Reducción del 30 % de la escorrentía de las cuencas en comparación con las condiciones existentes en la subcuenca 4.
  - 1C: Reducción del 30 % de la escorrentía de las cuencas en comparación con las condiciones existentes en ambas subcuencas 1 y 2.
  - 1D: Reducción del 50 % de la escorrentía de las cuencas en comparación con las condiciones existentes en las cuencas del oeste (1, 2, 3).
- Alternativa 2: Solo mejoras de infraestructura
  - 2A: Incorporación de un canal de hormigón desde Charles St. hasta Asby Ave. para facilitar un mayor traspaso de corriente.
  - 2B: Canal de hormigón en 2A más aumento del tamaño de las alcantarillas debajo de las calles entre Charles St. hasta Asby Ave.
- Alternativa 3: Combinación de retención y actualizaciones de infraestructura
  - 3A: Combinación de las Opciones 1C + 2B.

Los resultados se evaluaron en contraste con las mejoras de las comparaciones de la profundidad de las inundaciones con las elevaciones del primer piso (FFE) de las viviendas colocadas en la vía principal de inundación. Incluso con la evaluación de las alternativas del mejor caso, la reducción de las inundaciones no mejoró considerablemente en las condiciones existentes. Este análisis indica que la mejora significativa de las inundaciones se ve limitada, ya que el área del estudio es baja/llana con canales de capacidad limitada. Además, las elevaciones del primer piso de las viviendas son fijas y no están elevadas adecuadamente por encima de los límites de las inundaciones. Asimismo, debido a la pendiente relativamente llana del área, generar un traspaso de corriente efectivo en un traspaso de caños

adicional ofrece una mejora limitada. Se determinó que las alternativas de retención no eran viables debido a los impactos aguas abajo relacionados con la alineación del tiempo de flujo máximo de esta cuenca y la de Blacks Run. Según un análisis de costos y beneficios, la Alternativa 2B muestra la solución más rentable evaluada.

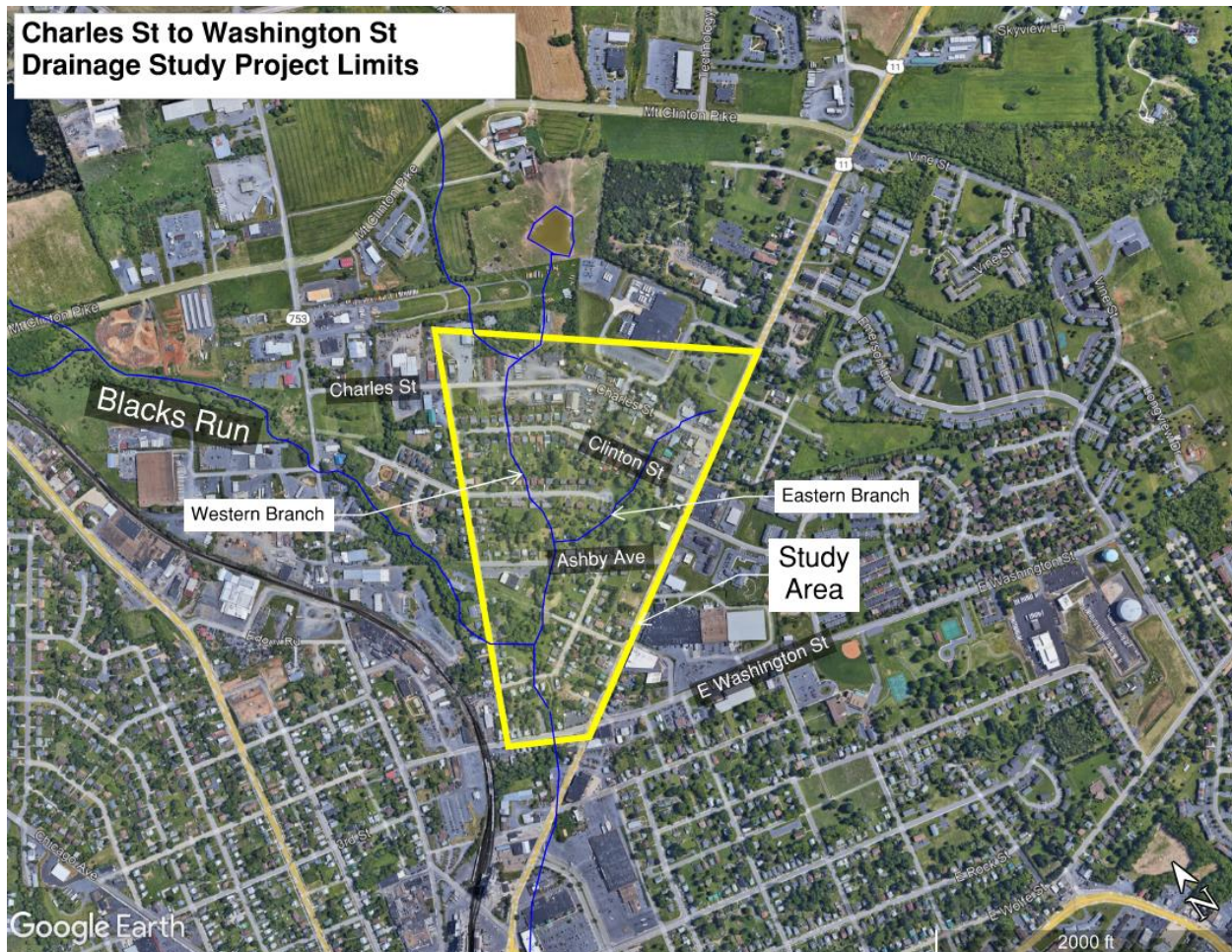


Figura 1: Mapa de los límites del proyecto del estudio de drenaje

## 1.0 Introducción

### 1.1 Antecedentes

Los casos de inundaciones dentro de los límites del proyecto del estudio de drenaje (Figura 1), un vecindario en el noreste de la ciudad de Harrisonburg, Virginia (la Ciudad), han creado casos de inundación para los residentes que van desde cierres temporales de calles hasta inundaciones de propiedades y estructuras de diversos grados. El Apéndice A proporciona documentación fotográfica de la inundación por la tormenta del 31 de agosto al 1 de septiembre de 2021. El objetivo de este estudio de mejora del drenaje es investigar las estrategias potenciales para mitigar los problemas de inundación que impactan en el área del estudio. Se llevaron a cabo análisis hidrológicos e hidráulicos a través del software de modelación HEC-HMS (versión 3.5) y HEC-RAS (versión 6.2), respectivamente. Este informe detalla el proceso de análisis, las evaluaciones de las condiciones existentes y los análisis de las alternativas resultantes.

## 1.2 Descripción de las características de la cuenca dentro de los límites

Los límites del estudio (Figura 1) están regidos por Jefferson St. hacia el oeste, N. Main St. hacia el este, Charles St. hacia el norte y Washington St. hacia el sur. El área es parte de un vecindario residencial que consiste principalmente en viviendas unifamiliares (lotes de un promedio aproximado de 10,000 pies cuadrados), algunas unidades en serie y unidades comerciales. Los recorridos de escorrentía por tormenta se producen por el terreno de elevación más baja del área del estudio y unen el tallo central de Blacks Run entre Monroe St. y Madison St. Se estima que la cuenca del estudio está a alrededor de 0.76 millas cuadradas (490 acres) del tallo central de Blacks Run. El área de drenaje del tallo central de Blacks Run tiene aproximadamente 1.5 millas cuadradas en la confluencia de Monroe St. En el Apéndice C se incluyen mapas del área de drenaje.

En el terreno del área del estudio, se pueden ver claramente dos recorridos de escorrentía principales, que están separados por un cerro del vecindario. La afluyente oeste recibe aproximadamente 0.5 millas cuadradas de drenaje y está formada por dos ramificaciones más pequeñas del arroyo que se unen en el límite del área forestal aguas arriba de Charles St. La inundación documentada parece encontrarse en esta afluyente oeste. La afluyente este, que se origina en el lado noroeste de la Ruta 11, comunica un área de drenaje de alrededor de 0.2 millas cuadradas y se combina con la afluyente oeste en los patios traseros de las propiedades privadas entre Suter St. y Ashby Ave.

Los recorridos de escorrentía oeste y este se comunican debajo de las calles y calzadas locales a través de tuberías metálicas corrugadas (TMC) de múltiples líneas, canales abiertos superficiales por los patios residenciales y un canal trapezoidal de hormigón aguas arriba de Ashby Ave. aguas abajo de Ashby Ave. se encuentra el canal de un arroyo natural más natural. Las aguas pluviales de superficie fluyen por los cordones y alcantarillas de las calles e ingresan a los canales a través de los sumideros o las rampas de las aceras que se ubican en los puntos de caída. Dos estanques y 12 instalaciones de SWM BMP se ubican en las áreas de drenaje aguas arriba de los límites del estudio.

## 1.3 Visita al lugar y encuesta

El 9 de mayo de 2022, RK&K y WSSI realizaron una visita al lugar para fotografiar las condiciones existentes del lugar y realizar una encuesta preliminar de las estructuras hidráulicas existentes. Durante la investigación de campo del 9 de mayo de 2022, cayó alrededor de 1 pulgada de precipitación acumulada en los 3 días anteriores. Aún se observaba un flujo activo a través de las ubicaciones de los canales de drenaje confirmados del campo. Las fotos del lugar se incluyen en el Apéndice A y los datos de la encuesta se resumen en el Apéndice B. Los datos recopilados del campo se utilizaron para confirmar el tamaño, la duración, la elevación y la ubicación de las principales estructuras hidráulicas en el modelo hidráulico.

En general, los canales abiertos son canales irregulares, poco profundos (la mayoría de menos de 1 pie de profundidad) cubiertos de vegetación y la parte inferior está compuesta de sustrato de grava. El estancamiento de agua y las inundaciones frecuentes de las áreas adyacentes eran evidentes en el estudio de campo. Se observó que todas las alcantarillas de los caminos eran TMC elípticas, con una cobertura mínima y una pendiente mínima de la tubería. Los tratamientos de terminación del alcantarillado son paredes de fondo principalmente de hormigón. Además, se observó la acumulación de sedimentos en varios extremos aguas abajo de las alcantarillas, lo que confirma un sistema de poca energía. En general, las estructuras de drenaje parecían estar en buenas condiciones y las áreas verdes dentro de los límites del estudio parecían ser estables, incluso después de una crecida reciente.

La encuesta de campo también captó las características de flujo estructural del área de drenaje activo aguas arriba y a través de los edificios de 186 y 180 Charles Street. En el Apéndice B se documentan esquemas de campo y medidas de aperturas de corrientes. Se observó que la corriente fluye debajo de aquellos edificios antes de ingresar al sistema de alcantarillado pluvial. Los edificios elevados y los soportes estructurales actúan como obras de drenaje. Las observaciones de la visita al lugar dieron lugar a un modelado hidráulico más preciso de esta sección.

## 2.0 Hidrología

Se actualizó un modelo hidrológico existente desarrollado con el software HEC-HMS del Cuerpo de Ingenieros del Ejército de los Estados Unidos para calcular descargas utilizadas como entradas para el modelo hidráulico subsecuente. El modelo HEC-HMS existente fue previamente desarrollado por otro especialista para el estudio de 2008 de la FEMA de Blacks Run y revisado por última vez en 2019 para una Carta de revisión del mapa (LOMR) de la FEMA (fecha de entrada en vigencia: 26 de marzo de 2020). RK&K actualizó el modelo existente para revisar las características de la subcuenca (subcuenca 164) documentadas el área de este estudio presentado. Específicamente, las revisiones explican los cambios de uso del suelo desde la última revisión del modelo y cumplen con los estándares hidrológicos actuales como las nuevas distribuciones de precipitaciones de Virginia de la Oficina Nacional de Administración Oceánica y Atmosférica (NOAA). Si bien hay versiones más nuevas de HEC-HMS, durante este proyecto se utilizó la versión 3.5 de HEC-HMS para resolver los problemas de compatibilidad con versiones más nuevas de HEC-HMS. Concretamente, la versión más nueva de HEC-HMS buscaba datos de entrada adicionales no utilizados ni requeridos para el modelo original de HEC-HMS de Blacks Run. Para este estudio, se usaron las tormentas de 24 horas de duración cada 2 años, 10 años y 100 años y datos reales de tormentas de la inundación del 31 de agosto de 2021 al 1 de septiembre de 2021 para la validación del modelo.

### 2.1 Modelo hidrológico existente

Previamente utilizado para desarrollar las descargas máximas del análisis de inundaciones para el estudio de la FEMA de Blacks Run, el modelo HEC-HMS existente empleó el método de pérdida del número de curva del Servicio de Conservación de Recursos Naturales (anteriormente conocido como Servicio de Conservación de Suelos) (NRCS/SCS) y el método de transformación del hidrógrafo unitario del NRCS/SCS para computar las descargas de la cuenca. Los tramos a lo largo de Blacks Run y las afluentes modeladas se encaminaron a través del método Muskingum-Cunge con parámetros de canales representativos para simular atenuación. En este modelo también se representaron las principales reservas. Sin embargo, ninguna de las que se incluyó en el modelo existente impactó de manera directa en el área de estudio de este proyecto. Toda el área del estudio fue representada como Subcuenca-164, una unidad de cuenca de 0.5 millas cuadradas en el modelo.

La tormenta meteorológica utilizada en el modelo HEC-HMS original utilizó la precipitación del Documento Técnico 40 y la distribución de una tormenta Tipo II según el NRCS para desarrollar la escorrentía por tormenta sintética de 24 horas. Desde entonces, la distribución del Documento Técnico 40 fue reemplazada en la publicación del Atlas 14 de la NOAA adoptado por Virginia con una distribución más localizada de los niveles de las precipitaciones y de las precipitaciones de tormentas. Una comparación de los niveles de precipitaciones estimados entre el Documento técnico 40 y el Atlas 14 de la NOAA se muestra a continuación en la Tabla 1.

Tabla 1: Comparación de distribuciones de precipitaciones del Documento técnico 40 reemplazadas con los valores actuales del Atlas 14 de la NOAA

Frecuencia de tormentas	Nivel de precipitación duración en 24 horas (pulgadas)		% de cambio (%)
	Documento técnico 40, Tipo II	Atlas 14 de la NOAA, estación de Dale Enterprise	
2 años	3.4	2.62	-22.9
5 años	4.3	3.31	-23.0
10 años	5.2	3.89	-25.2
100 años	7.4	6.2	-16.2

## 2.2 Actualizaciones del modelo HEC-HMS

Se actualizó el estudio original de la subcuenca-164 en el modelo de RK&K para reemplazar la subcuenca-164 individual en cinco áreas de la subcuenca (Figura 2) para proporcionar un análisis ampliamente detallado de esta subcuenca específica. El Apéndice C muestra un mapa aéreo de las áreas de drenaje demarcadas. Se modeló el tramo entre DA1/DA2 y DA3 (Tramo-70) como un canal triangular representativo y se lo encaminó usando el método Muskingum-Cunge. Las entradas para este tramo incluyeron longitud, pendiente, valor de rugosidad “n” de Manning y pendiente lateral. Se encontró la longitud y la pendiente del Tramo-70 en función de los datos de LiDAR utilizados en este estudio. Se analizó de manera independiente la pendiente promedio del tramo y se la actualizó en el análisis. El valor de rugosidad “n” de Manning para este tramo procedió de la Tabla 2-1 del Manual de usuario 2D de HEC-RAS y se lo describió como intensidad media desarrollada (valor de rugosidad “n” de Manning de 0.08 a 0.16). Siguiendo el procedimiento estándar, se sacó el promedio del rango para obtener un valor de rugosidad “n” de Manning final. Usando una sección transversal representativa (determinada de los datos de LiDAR), se calcularon las pendientes laterales promedio para todo el canal. Todos los parámetros de diseño del Tramo-70 se resumen en la Tabla 3.

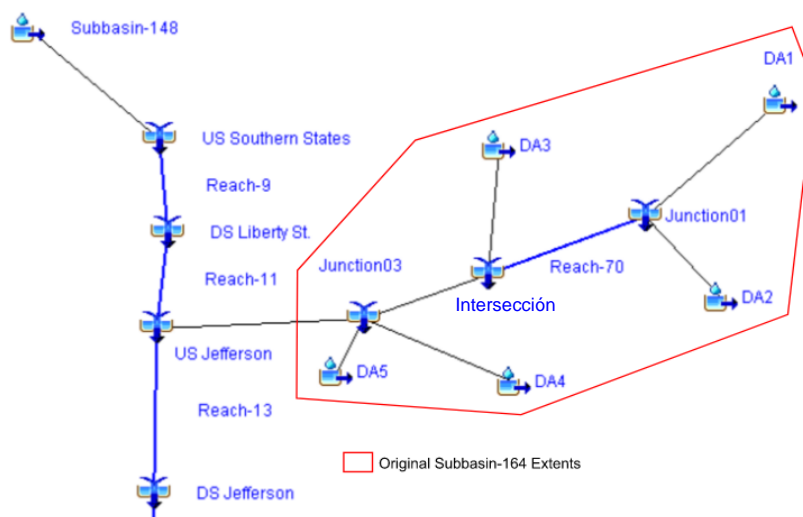


Figura 2: Revisión esquemática de la subcuenca-164 de HEC-HMS



Tabla 2: Comparación de aportes hidrológicos del modelo HEC-HMS original frente al actualizado

Parámetro	Estudio original de la subcuenca de 2008	Estudio actualizado de RK&K de la subcuenca de 2022
Superficie (millas cuadradas)	0.50	0.77
Coefficiente de escorrentía (c)	71	76
Abstracción inicial (pulgadas)	0.82	0.82
Lapso de tiempo (minutos)	54	53
Tiempo de concentración equivalente (minutos)	90	88

Tabla 3: Aportes de HEC-HMS para el diseño del Tramo-70

Parámetro	Valor de entrada de HMS calculado
Método en forma secuencial	Intervalo fijo automático
Longitud (pies)	1466.8
Pendiente (pies/pies)	0.0067
Valor de rugosidad “n” de Manning	0.12
Forma	Triángulo
Pendiente lateral (xH 1V)	13.9

Los datos utilizados para calcular los parámetros de la cuenca incluían los siguientes: los últimos datos del Sistema de información geográfica (GIS) disponibles sobre superficie terrestre, suelos e infraestructura de la base de datos del GIS de la Ciudad (la mayoría de las capas se actualizaron por última vez en 2018 o 2019), el modelo de digital de elevación (DEM) del suelo de tierra del Servicio Geológico de Estados Unidos (USGS) derivado de los datos de LiDAR de 2020 y las imágenes aéreas de la Ciudad de 2020. Los archivos de forma ESRI disponibles sobre superficie terrestre derivaron de imágenes aéreas y ofrecían detalles en alta resolución. Estos archivos incluían caminos y edificios, áreas verdes y espacios abiertos. Se los reagrupó a través de herramientas del GIS en superficie impermeable, superficie forestal y superficies de capas de turba, respectivamente. Todas las capas de la superficie terrestre se acoplaron a los límites externos de cada área de drenaje. Luego se calcularon las áreas de superficie impermeable, superficie forestal y superficie de turba y se las asignó a grupos hidrológicos de suelo (GHS) estándar. Se obtuvo información sobre el tipo de suelo de la Encuesta geológica de los Estados Unidos: base de datos del estudio en línea del suelo. Estas áreas se utilizaron para desarrollar un coeficiente de escorrentía (c) ponderado basado en la Tabla 2-2 de la Nota Técnica 55 del NRCS para cada área de drenaje, asumiendo buenas condiciones para todas las áreas (resumido en Tabla 2). Para el momento de los cálculos de concentración, se consideró el tipo de flujo de superficie, el flujo concentrado poco profundo y los tipos de flujo de canal, cuando procedía, según los datos topográficos. Según las recomendaciones del NRCS, los supuestos de longitud de la ruta de flujo terrestre se limitaron a 100 pies.

Se asumió que el valor para la abstracción inicial era de 0.82, para ser consistente con el modelo HEC-HMS 2008 original, que utilizaba la abstracción inicial para aproximar pérdidas iniciales atribuidas a las formaciones de carso. Este enfoque es recomendado y fue desarrollado de conformidad con el Manual de Gestión de Agua Pluvial de Virginia (Apéndice 6B) asumiendo que el 30 % del área de drenaje es carso.

La actualización más significativa de las evaluaciones hidrológicas está relacionada con corregir el área de drenaje activo de la cuenca de 0.50 millas cuadradas a 0.76 millas cuadradas según la delimitación independiente de este estudio. Este aumento en el área de drenaje resulta en descargas máximas más altas que las que se analizaron previamente.

### 2.3 Niveles de precipitaciones analizados

Se actualizaron los niveles de distribución de las precipitaciones de 24 horas de duración en el modelo HEC-HMS para reflejar los niveles de duración parcial del Atlas 14 de la NOAA en la estación de Dale Enterprise (ID del lugar: 44-2208). Se incluyen datos adicionales en el Apéndice C.

En la Tabla 4 a continuación se incluyen comparaciones de las descargas máximas resultantes entre este estudio y el análisis previo.

Tabla 4: Resumen de resultados de la escorrentía del modelo HEC-HMS original frente al actualizado

Parámetros	2 años		10 años		100 años	
	Estudio original de la subcuenca de 2008	Estudio actualizado de RK&K de la subcuenca de 2022	Estudio original de la subcuenca de 2008	Estudio actualizado de RK&K de la subcuenca de 2022	Estudio original de la subcuenca de 2008	Estudio actualizado de RK&K de la subcuenca de 2022
Descarga máxima (pies cúbicos por segundo)	71.9	148.5	233	403.1	455.5	876.5
Nivel total del volumen de descarga (pulgadas)	0.73	0.66	2.18	1.52	3.98	3.39
Hora del flujo máximo (h:m desde el inicio de la tormenta)	21:12	12:42	21:04	12:36	21:04	12:30

### 2.4 Hidrología de la tormenta del 1 de septiembre de 2021

Para la validación del modelo, se simuló una tormenta real. Debido a que estaban disponibles las fotografías de la inundación resultante en el área del estudio, se seleccionó la tormenta del 31 de agosto de 2021 al 1 de septiembre de 2021 (tormenta del 1 de septiembre). El pluviómetro más cercano con datos disponibles era la estación de Staunton, VA (WBAN:93760). Se obtuvieron mediciones incrementales de 20 minutos del nivel de la precipitación para esta estación y entradas en HEC-HMS como datos de precipitaciones de series temporales (Figura 3). La frecuencia temporal se estableció 1 hora antes (el pluviómetro midió en hora local estándar [LST]) para alinear con las observaciones de campo, que se midieron en horario de verano (DST).

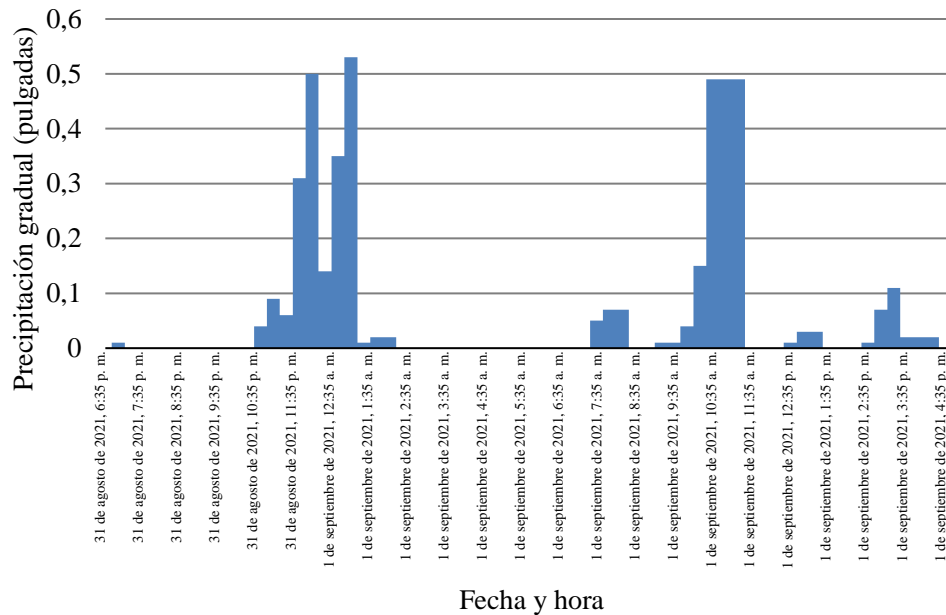


Figura 3: Datos de la precipitación de la tormenta del 31 de agosto de 2021 al 1 de septiembre de 2021 (de la estación de Staunton, VA)

## 2.5 Resultados hidrológicos

Cada tormenta se simuló con un intervalo de cómputo de 6 minutos en HEC-HMS, asumiendo que cayó la misma precipitación por igual en cada cuenca del modelo. El tiempo de simulación se extendió y superó la duración de la precipitación hasta que las ramas de descarga que disminuyen regresaron a una descarga de 0. Véase el Apéndice D para resultados y valores gráficos.

En conjunto, un área de drenaje activo de 490 acres (0.76 millas cuadradas) recorre el área del estudio. Un volumen significativo de escorrentía ingresa al área del estudio desde afuera, incluyendo DA1, DA2 y DA4. Mientras que una gran cantidad de DA2 fluye a través de un estanque (se asume que el estanque proporciona alguna atenuación apreciable), DA1, DA3 y DA5 están mayormente descontroladas. El Apéndice D proporciona los resultados simulados en el área de drenaje según el área de drenaje. Los hidrógrafos resultantes de los principales afluentes a través del área del estudio también se incluyen en el Apéndice D. La afluente oeste comunica alrededor del 72 % de toda el área de drenaje activo, aproximadamente el 70 % del flujo de área del estudio. Se observa que los casos de inundación anteriores documentados ocurrieron a lo largo de este recorrido de escorrentía. Los resultados se resumen en Tabla 5. Cabe señalar que, durante la tormenta de 2 años de 24 horas de duración, el flujo máximo a través de la afluente oeste es de casi 100 pies cúbicos por segundo más que el del afluente este.

Tabla 5: Resultados de la escorrentía a través de cada recorrido de escorrentía concentrado

Recorrido de escorrentía	Subcuencas	Frecuencia de tormentas	Descarga máxima (pies cúbicos por segundo)	Hora de la descarga máxima (desde el inicio de la precipitación)	Volumen (pulgadas)	Volumen (acres-pies)
Afluente oeste	DA1,2,3	2 años	107.0	12:42	0.65	19.0
		10 años	286.8	12:36	1.51	44.1
		100 años	610.9	12:36	3.38	98.8
Afluente este	DA4	2 años	55.4	12:24	0.65	7.0
		10 años	145.0	12:24	1.51	16.2
		100 años	299.1	12:18	3.39	36.4

### 3.0 Modelo hidráulico de las condiciones existentes

La versión 6.2 del software HEC-RAS del Cuerpo de Ingenieros del Ejército de los Estados Unidos se utilizó para modelar el sistema hidráulico dentro del área del estudio. Debido a la importancia que el flujo de superficie tiene para los problemas de inundación que se observan en el área del estudio, como se documenta en fotografías de tormentas pasadas y como se observa en el campo, para este análisis se seleccionó un análisis fluctuante bidimensional (2D) del área del estudio.

Un modelo HEC-RAS unidimensional (1D) existente del tramo principal de Blacks Run modelado desde alrededor de 2100 pies aguas arriba de Mt Clinton Pike hasta alrededor de 700 pies aguas abajo de I-81 se desarrolló por primera vez en 2008 para el estudio de inundaciones de la FEMA de Blacks Run y se revisó por última vez en 2019 para una LOMR de la FEMA (fecha de entrada en vigencia: 26 de marzo de 2020). El nuevo modelo 2D creado para este estudio utiliza los resultados del modelo efectivo HEC-RAS de Blacks Run como la condición asumida del agua de descarga (límite aguas abajo).

#### 3.1 Desarrollo del modelo HEC-RAS

Se definió el perímetro del área de flujo 2D para abarcar los límites del estudio del proyecto y garantizar que las elevaciones del terreno en el límite sean lo suficientemente altas, para que no se escape ningún flujo por el costado del área modelada. Los límites aguas arriba se delimitaron aproximadamente 500 pies aguas arriba de Charles St. para permitir que las áreas en las condiciones del límite de aguas arriba se modelen de manera adecuada. Se agregó una condición del límite aguas arriba para cada recorrido de escorrentía principal a través del área del estudio y se definió como hidrógrafos de entrada. El límite aguas abajo del área de flujo 2D se delimitó justo aguas arriba de donde las afluentes del área del estudio se unen con el tramo principal de Blacks Run. La definición en esta ubicación permite que el modelo 1D de Blacks Run sea independiente del modelo 2D, pero sigue estando vinculado hidráulicamente, ya que se experimentan impactos del tramo principal en el extremo aguas abajo del área del estudio. El modelo 2D entonces puede adaptarse fácilmente para reflejar los cambios que se producen en Blacks Run, que son aplicados de forma separada por los estudios de áreas de llanuras de la FEMA.

El terreno utilizado en el modelo 2D fue el DEM del suelo de tierra del USGS derivado de los datos de LiDAR de 2020. El conjunto de datos de este terreno fue el más actualizado de fácil acceso para el área del estudio. Teniendo en cuenta la importancia del impacto de los edificios en los patrones de flujo como obstrucciones en el área del estudio, se añadieron huellas de edificios al archivo topográfico base levantando las elevaciones DEM a 10 pies, la altura típica de los edificios de un piso. Se definieron las huellas de edificios con una versión actualizada de la capa en archivos de forma ESRI de los edificios de la Ciudad del Sistema de información geográfica (GIS) (actualizado por última vez en 2019). Las revisiones de la capa se basaron en las imágenes aéreas de 2020 de Harrisonburg. Debido a que los canales que circulan a través del área de flujo 2D son todos arroyos intermitentes y no hay un flujo base presente, se asumió que los datos del DEM capturan de manera adecuada la geometría del canal. Por lo tanto, no se agregaron modificaciones del canal a los canales abiertos. Sin embargo, se modificó el terreno en RAS-Mapper junto con una serie de alcantarillas y drenajes pluviales para modelar la influencia de la infraestructura de las tuberías del alcantarillado pluvial en los patrones de flujo.

Los archivos de forma ESRI del GIS de la superficie terrestre de la Ciudad utilizados para establecer las condiciones de la superficie terrestre para el modelo hidrológico también se emplearon para definir las condiciones de la superficie terrestre en el modelo HEC-RAS. Se asignaron los valores de rugosidad “n” de Manning (Chow, 1959) en función del tipo de superficie terrestre. Véase Tabla 6. Se asumió que las superficies impermeables no pavimentadas serían de grava, que las calzadas y aceras pavimentadas serían de hormigón y que los estacionamientos, caminos y senderos serían de asfalto. Se les asignó a los edificios un valor de rugosidad “n” de Manning arbitrariamente alto para bloquear el flujo a través de las estructuras. Este modelo 2D asume de forma conservadora la saturación completa de las áreas permeables, lo que aumenta la probabilidad de inundaciones. Como consecuencia, no se consideraron las propiedades de infiltración para este modelo 2D. Un ejemplo de esta situación de saturación completa es la tormenta del 1 de septiembre de 2021 utilizada para la validación, que experimentó dos períodos de precipitaciones intensas durante el período total de la tormenta. Se hubiera maximizado la abstracción inicial en la fase temprana durante la primera ronda de la precipitación, luego una segunda precipitación que generó la máxima inundación documentada.

*Tabla 6: Valores de rugosidad “n” de Manning utilizados*

<b>Tipo de superficie</b>	<b>Valor de rugosidad “n” de Manning</b>
Calzada pavimentada	0.013
Estacionamiento pavimentado	0.016
Camino pavimentado	0.016
Acera pública	0.013
Sendero	0.016
Calzada no pavimentada	0.033
Estacionamiento no pavimentado	0.033
Turba	0.03
Contorno de arbustos	0.05
Cultivo	0.04
Contorno de árboles	0.1
Edificio	10

Se modeló la infraestructura existente de alcantarillado pluvial como alcantarilla de conexión SA/1D. El edificio aguas arriba de Charles St. se modeló como un puente de conexión SA/1D. Las dimensiones y el nivel invertido se basaron en los datos de la encuesta de la visita al lugar del 9 de mayo de 2022, en los datos del GIS y en las elevaciones del DEM. Véase el Apéndice E para detalles.

El modelo fluctuante se ejecutó a través de ecuaciones de difusión y onda. Esta aproximación de las ecuaciones de momento es adecuada para este estudio porque hay un flujo de superficie significativo a través del área modelada y los flujos de canal son relativamente superficiales. Además, como el método de difusión y onda tiende a predecir con demasiada frecuencia la difusividad, el método puede explicar la atenuación inherente en la topografía de carso. La aproximación de la onda de difusión también permite que se defina la condición del límite aguas abajo. Esto es beneficioso para establecer una condición del límite aguas abajo (agua de descarga) que sea precisa y dinámica a lo largo del tiempo. Esta condición de agua de descarga se caracterizó como una curva de clasificación (elevación conforme avanza el tiempo) en la sección transversal del canal aguas abajo, que se obtuvo del recorrido 1D fluctuante de la tormenta de 24 horas de duración a través del tramo principal de Blacks Run (Figura E22 del Apéndice E). En las condiciones del límite aguas arriba, los resultados del modelo HEC-HMS se ingresaron como hidrógrafos en intervalos de 6 minutos. Cabe señalar que los resultados se sobrevalorarán en las zonas aguas arriba de estos recorridos de escorrentía porque el flujo de entrada representa toda el área activa hacia el extremo aguas abajo del recorrido de escorrentía. Debido a que el ancho del recorrido de escorrentía es relativamente angosto (la alcantarilla más pequeña de un solo cilindro cerca del extremo aguas arriba tiene un diámetro de 36 pulgadas), para equilibrar la eficiencia y el detalle de los cálculos, se utilizó un tamaño general de celda de 10x10, con tamaños de celda refinados de 5x5 alrededor de las estructuras y líneas de contorno. Se definieron las líneas de contorno para ajustar los bancos del canal y permitir minimizar errores del modelo en cambios de elevación abruptos. Para lograr la estabilidad del modelo, se utilizó un intervalo de cómputo de 5 segundos.

El Apéndice E proporciona resultados adicionales del modelo que se utilizaron para realizar un análisis de sensibilidad de varias variables de modelado, para llegar a una conclusión de la validación de los resultados del modelado. El análisis de sensibilidad incluye las ejecuciones del modelo que utilizaron el método de resolución de momento y la disminución del flujo de superficie en las áreas aguas arriba de Charles St. Los resultados de estas ejecuciones del modelo confirmaron que estas situaciones no se apartan de manera significativa de los resultados finales existentes del modelo para justificar la incorporación en el modelo efectivo existente utilizado para este estudio.

### 3.2 Resumen de condiciones existentes

Para la validación del modelo, la tormenta del 31 de agosto de 2021 al 1 de septiembre de 2021 se encaminó a través del modelo 2D HEC-RAS comenzando con entradas del hidrógrafo en las condiciones del límite aguas arriba. La simulación 2D demostró un rápido aumento y una disminución de la descarga a través de la cuenca después de cada precipitación intensa.

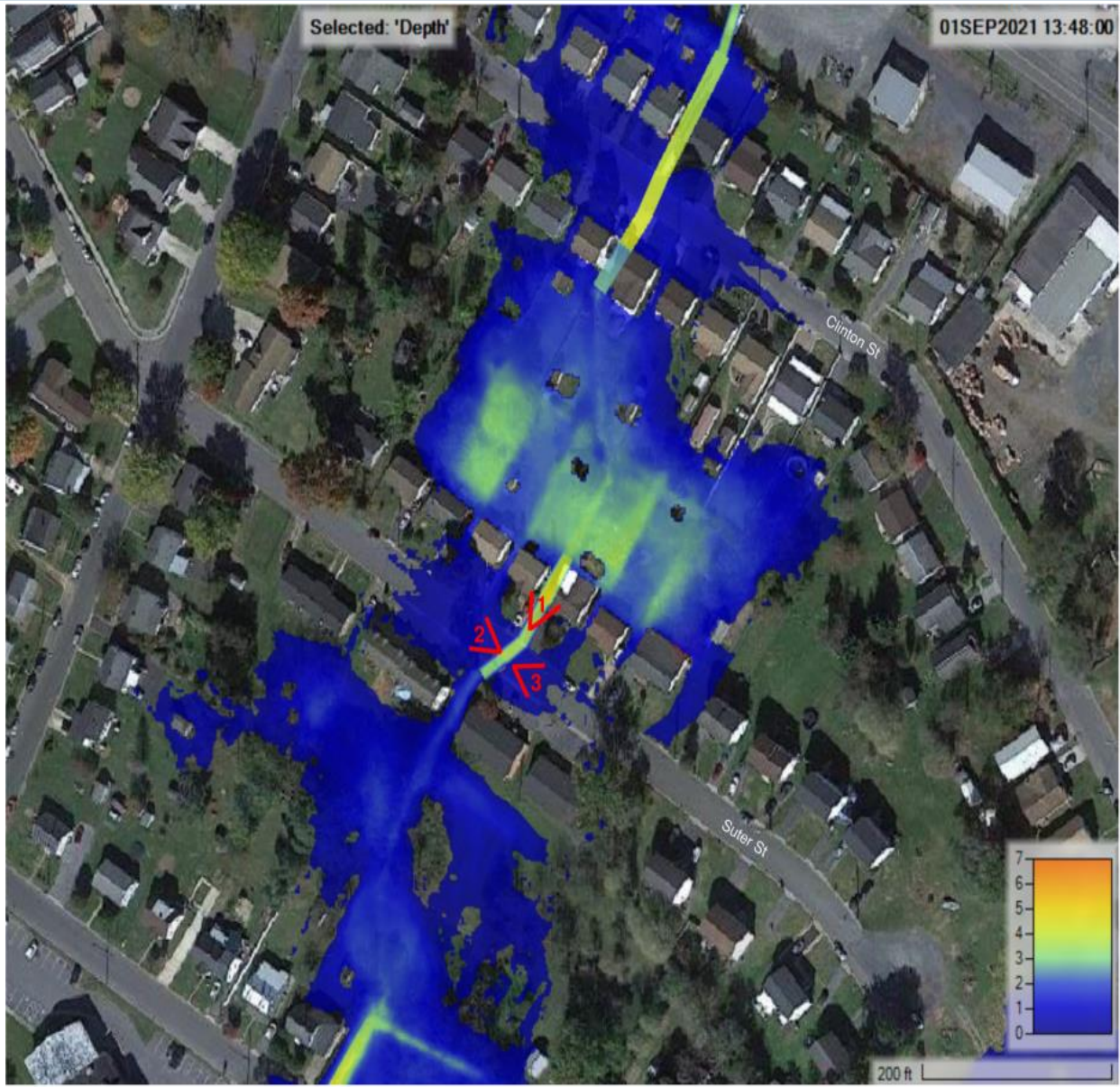


Figura 4: HEC-RAS Simulación 2D de la tormenta del 1 de septiembre de 2021. Fotografías del evento correspondiente marcadas



*Figura 5: La foto 1 muestra los niveles de agua de la inundación del 1 de septiembre de 2021 hasta la parte superior de la alcantarilla ubicada aguas arriba de Suter St. Fotografía tomada el 9/1/2021 a las 1:25 p. m.*

La Figura muestra las extensiones y profundidades máximas de inundación que ocurrieron debido a la tormenta. La comparación visual en varios lugares con fotos de las inundaciones resultantes proporcionadas por la ciudad confirmó que, en general, los resultados del modelo corroboraban bien los resultados reales. Las fotos fueron tomadas alrededor de la 1:30 p. m. del 1 de septiembre, lo que capturó instancias de la recesión después de la inundación máxima de la tormenta, ya que una marca de agua alta es visible en los edificios mostrados en la figura 5 (foto 1). La instantánea comparable del modelo HEC-RAS se tomó a la 1:48 p. m., unos 20 minutos después de la inundación máxima de la tormenta, que se produce alrededor de la 1:18 p. m. Esta pequeña discrepancia temporal puede deberse a las diferencias geográficas entre los datos de las precipitaciones simuladas (que se registraron en Staunton, el pluviómetro activo más cercano) y las precipitaciones reales que se produjeron *in situ*. En la figura 5 (foto 1) se muestra al personal de la ciudad de pie en la parte superior del muro de cabecera de la alcantarilla aguas arriba de Suter St., con la superficie del agua justo por debajo de la parte superior del muro de cabecera. En función de las dimensiones estándar de VDOT EW-1A, el muro de contención debería extenderse unos 3,4' por encima del vaciado de la tubería. La profundidad del agua modelada en el muro de cabecera es también de aproximadamente 3,4' en el momento de la simulación.





*Figura 6: La foto 2 muestra la extensión de la inundación del 1 de septiembre de 2021 en Suter St. hacia el lado derecho de la salida de la alcantarilla (con orientación aguas abajo). Fotografía tomada el 9/1/2021 a la 1:28 p. m.*



*Figura 7: La foto 3 muestra la extensión de la inundación del 1 de septiembre de 2021 en Suter St. hacia el lado izquierdo de la salida de la alcantarilla (con orientación aguas abajo). Fotografía tomada el 9/1/2021 a la 1:30 p. m.*

La

Figura 6 (foto 2) valida la extensión de la inundación que se produce alrededor del borde derecho del edificio de casas adosadas en el lado derecho de la salida de la alcantarilla (mirando hacia aguas abajo). En el lado izquierdo de la salida de la alcantarilla (mirando hacia aguas abajo), la inundación modelada se extiende justo después del borde izquierdo del edificio de ladrillos y el poste eléctrico en el lado aguas arriba de la carretera. Un escenario similar puede verse en la Figura 7 (foto 3), pero el borde de la inundación no se extiende tan a la izquierda de la alcantarilla, lo que indica que hay una pequeña sobreestimación en la extensión de la inundación en el lado izquierdo de la alcantarilla.

Los mapas del apéndice F muestran las extensiones y profundidades modeladas de las tormentas de 24 horas de 2, 10 y 100 años. El modelado confirmó que las zonas bajas de los patios traseros fueron las que experimentaron las mayores profundidades de estanque e inundación. Un área clave de preocupación son los patios traseros entre la calle Clinton y la calle Suter, donde se documentó una inundación generalizada en los resultados del modelo. Durante la simulación del modelo de tormenta de 2 años, las plantas bajas (elevaciones del primer piso, FFE) de las propiedades probablemente se inundan. Más abajo, los resultados del modelado indican que se producen inundaciones en los patios traseros de las propiedades adyacentes y aguas abajo del cruce de la alcantarilla de Suter St., aunque parece que las elevaciones del primer piso (FFE) de estas propiedades permanecen por encima de las elevaciones de la superficie de inundación. El modelado muestra que se producen inundaciones significativas en los puntos bajos de Clinton St. y Suter St. durante la tormenta simulada de 2 años. Ashby Ave. experimenta inundaciones en la carretera durante la tormenta modelada de 10 años. Consulte la Tabla 7 en el apéndice F para las profundidades máximas modeladas y los impactos estimados en varios edificios a lo largo del recorrido del flujo.

*Tabla 7: Resumen de resultados de profundidad máxima*

<b>Tormenta</b>	<b>Profundidad máxima (pies)</b>	<b>Ubicación de la profundidad máxima</b>
2 años	4.0	Aguas abajo del final del canal de hormigón de Ashby Ave.
10 años	4.7	Aguas abajo del final del canal de hormigón de Ashby Ave.
100 años	5.0	Aguas abajo del final del canal de hormigón de Ashby Ave.

Los resultados del modelo también confirman el rendimiento reducido de la infraestructura del drenaje pluvial. Véase Tabla 8 para un resumen de los resultados. En la Ciudad de Harrisonburg, se pretende diseñar tuberías de aguas pluviales para la tormenta de 10 años. Sin embargo, se construyeron sistemas de alcantarillado pluvial en el área del estudio antes de que se adoptaran los estándares de diseño del drenaje actual. Durante el modelado de la tormenta de 10 años, todo salvo la tubería de aguas pluviales aguas arriba que conecta con el cruce de Suter St. está sobrepasado. Entre Suter St. y Clinton St., los estanques aguas abajo provocan condiciones de desagüe aguas arriba a través de las tuberías.

Tabla 8: Resumen del rendimiento simulado de alcantarillas

<b>Tormenta de 2 años de 24 horas de duración</b>						
<b>Estructura</b>	<b>Flujo total</b>	<b>Flujo total de la alcantarilla*</b>	<b>Flujo total del vertedero*</b>	<b>HW</b>	<b>TW</b>	<b>Notas</b>
	<b>(pies cúbicos por segundo)</b>	<b>(pies cúbicos por segundo)</b>	<b>(pies cúbicos por segundo)</b>	<b>(pies)</b>	<b>(pies)</b>	
Edificio 1 de Charles St.	1.65	-	-	1350.93	1348.18	No está sobrepasado
Edificio 2 de Charles St.	29.4	19.83	-9.57	1348.21	1348.02	
Tormenta en Charles St. aguas arriba	21.33	21.33	0	1348.03	1347.62	
Tormenta en Charles St. aguas abajo	26.05	21.39	4.66	1346.95	1346.21	
Clinton St.	50.58	-48.97	-1.61	1346.44	1347.17	impactos del agua estancada
Clinton St. aguas abajo	68.08	-68.08	0	1344.78	1347.48	impactos del agua estancada
Suter St. aguas arriba	30.19	-30.19	0	1344.04	1345.1	impactos del agua estancada
Alcantarilla de Suter St.	30.33	27.62	2.71	1343.83	1342.65	
Alcantarilla de Ashby Ave.	96.9	96.4	0.5	1339.94	1338.95	
Monroe/Greenway	27.51	3.56	23.95	1336.06	1336.05	
<b>Tormenta de 10 años de 24 horas de duración</b>						
<b>Estructura</b>	<b>Flujo total</b>	<b>Flujo total de la alcantarilla*</b>	<b>Flujo total del vertedero*</b>	<b>HW</b>	<b>TW</b>	<b>Notas</b>
	<b>(pies cúbicos por segundo)</b>	<b>(pies cúbicos por segundo)</b>	<b>(pies cúbicos por segundo)</b>	<b>(pies)</b>	<b>(pies)</b>	
Edificio 1 de Charles St.	1.66	-	-	1350.66	1348.07	No está sobrepasado
Edificio 2 de Charles St.	48.87	33.96	-15.23	1349.43	1349.04	
Tormenta en Charles St. aguas arriba	43.81	41.03	-0.08	1349.42	1348.05	
Tormenta en Charles St. aguas abajo	28.94	21.28	-2.18	1347.02	1346.28	
Clinton St.	49.42	-50.12	-0.42	1346.36	1347.13	impactos del agua estancada
Clinton St. aguas abajo	72.15	-71.57	-7	1344.94	1347.72	impactos del agua estancada
Suter St. aguas arriba	38.01	-37.53	0	1344.28	1345.9	impactos del agua estancada
Alcantarilla de Suter St.	31.06	27.67	2.57	1343.81	1342.63	
Alcantarilla de Ashby Ave.	110.65	99.75	11.82	1340.21	1339.14	
Monroe/Greenway	89.42	7.21	69.04	1336.4	1336.33	

Tormenta de 100 años de 24 horas de duración						
Estructura	Flujo total	Flujo total de la alcantarilla*	Flujo total del vertedero*	HW	TW	Notas
	(pies cúbicos por segundo)	(pies cúbicos por segundo)	(pies cúbicos por segundo)	(pies)	(pies)	
Edificio 1 de Charles St.	2.62	-	-	1350.93	1348.22	No está sobrepasado
Edificio 2 de Charles St.	43.58	30.44	-13.14	1349.06	1348.72	
Tormenta en Charles St. aguas arriba	58.38	43.56	14.82	1350.02	1348.46	
Tormenta en Charles St. aguas abajo	25.26	21.08	4.18	1347.02	1346.29	
Clinton St.	49.9	-49.9	0	1346.31	1347.07	impactos del agua estancada
Clinton St. aguas abajo	63.89	-63.89	0	1345.26	1347.42	impactos del agua estancada
Suter St. aguas arriba	39.85	-39.85	0	1344.59	1346.41	impactos del agua estancada
Alcantarilla de Suter St.	31.11	27.67	3.44	1343.85	1342.67	
Alcantarilla de Ashby Ave.	113.7	100	13.7	1340.25	1339.18	
Monroe/Greenway	142.58	5.24	137.34	1337.07	1337.04	

\*Los flujos negativos indican que la dirección del flujo es aguas arriba

## 4.0 Análisis de las alternativas

El modelo existente se actualizó para analizar varias alternativas potenciales de solución de diseño. Estos escenarios alternativos de solución se compararon para determinar la eficacia relativa de abordar las condiciones de inundación modeladas en la condición existente. La eficacia de cada alternativa se evaluó principalmente en función de la reducción de las profundidades de inundación en comparación con los edificios circundantes adyacentes al ramal occidental, donde se observa la mayor parte de la inundación, en relación con las elevaciones del primer piso (FFE). También se evaluaron las extensiones máximas de las inundaciones (vista en planta), las profundidades máximas globales de las inundaciones y los impactos aguas abajo. Se modelaron los siguientes escenarios alternativos:

- Alternativa 1: Opciones de retención de agua pluvial aguas arriba:
  - 1A: Reducción del 30 % de la escorrentía de las cuencas en comparación con las condiciones existentes en la subcuenca 2.
  - 1B: Reducción del 30 % de la escorrentía de las cuencas en comparación con las condiciones existentes en la subcuenca 4.
  - 1C: Reducción del 30 % de la escorrentía de las cuencas en comparación con las condiciones existentes en ambas subcuencas 1 y 2.
  - 1D: Reducción del 50 % de la escorrentía de las cuencas en comparación con las condiciones existentes en las cuencas del oeste (1, 2, 3).
- Alternativa 2: Solo mejoras de infraestructura
  - 2A: Incorporación de un canal de hormigón desde Charles St. hasta Asby Ave. para facilitar un mayor traspaso de corriente.
  - 2B: Canal de hormigón en 2A más aumento del tamaño de las alcantarillas debajo de las calles entre Charles St. hasta Asby Ave.
- Alternativa 3: Combinación de retención y actualizaciones de infraestructura
  - 3A: Combinación de las Opciones 1C + 2B.



#### 4.1 Alternativa 1: Solo retención de agua pluvial aguas arriba

##### Alternativas 1A, 1B, 1C

Se evaluaron las alternativas de solo detención para los enfoques de gestión de las aguas pluviales en las subcuencas DA2 (Alt 1A), DA4 (Alt 1B), y la combinación DA1 & DA2 (Alt 1C). Las posibles ubicaciones de las instalaciones de detención consideradas incluyen específicamente el estanque de la granja existente en DA2, que sería readaptado, la parcela cerca de la intersección de N Main St. y Charles St. en DA4, y el estacionamiento de autobuses propiedad del Condado de Rockingham en DA1 (figura 8).

Se estimaron los parámetros hidrológicos para las evaluaciones alternativas. Consulte la Tabla 9 para ver las condiciones ajustadas a la subcuenca utilizadas para el escenario de la alternativa 1. Para simular el rendimiento de la detención alternativa, se estimó que el área de drenaje y el tiempo de concentración de cada subcuenca se redujeron en un 30 % y que el tiempo de concentración máxima se extendió 20 minutos más, respectivamente, para replicar la reducción del flujo máximo y la extensión del tiempo máximo del hidrograma.

*Tabla 9: Parámetros alternativos de la cuenca para simular los impactos del centro de retención*

Parámetro	Subcuencas				
	DA1	DA2	DA3*	DA4	DA5*
<b>Ubicación de la instalación propuesta</b>	Lote de autobuses del condado de Rockingham	Estanque existente	-	Parcela de la calle principal N/Charles	-
<b>Superficie (millas cuadradas)</b>	0.1693 (0.08465)	0.1735 (0.08675)	0.0582 (0.0291)	0.1410	0.0162
<b>Coefficiente de escorrentía (c)</b>	73	77	83	76	80.3
<b>Abstracción inicial (pulgadas)</b>	0.82	0.82	0.82	0.82	0.82
<b>Lapso de tiempo (minutos)**</b>	50.9	33.4	13.1	31.8	11.1
<b>Tiempo de concentración equivalente (minutos)</b>	84.8	55.6	21.8	53	18.5

\*Todas las propiedades del área de drenaje permanecen igual que las condiciones existentes (DA para la alternativa 1D) \*\*El tiempo de retraso aumenta en 0.6 (20 min.) = 12 min.

Nota: La posibilidad de construir estas instalaciones de gestión de aguas residuales depende de las características del lugar. Por ejemplo, la geometría estaría limitada por la superficie disponible de la parcela, los conflictos con los servicios públicos existentes, las inversiones de las infraestructuras pluviales cercanas y los criterios de diseño.



Figura 8: Ubicación de los centros de retención propuestos

### Alternativa 1D

El efecto de una nueva instalación de gestión de aguas pluviales aguas arriba de la zona de estudio se analizó reduciendo el caudal global a través del ramal occidental (DA1, DA2 y DA3) en un 50 %, sin ningún ajuste del tiempo de detención. Una reducción del 50 % del caudal se aproxima a la máxima reducción que puede lograrse razonablemente con una instalación de detención y a menudo es inviable debido a las limitaciones de espacio. Sin embargo, el modelado de esta cantidad significativa de reducción de caudal permite evaluar los beneficios máximos de una alternativa de solo detención.

### Resultados de las Alternativas 1A, 1B, 1C y 1D

El apéndice H1 proporciona una cartografía detallada de comparación de inundaciones y los cambios resultantes en los niveles de inundación respecto a las casas situadas junto a la vía de inundación principal en el ramal occidental. Los resultados demuestran que el resultado de la detención de las aguas pluviales y la reducción de los caudales máximos a través de áreas individuales o colectivamente a lo largo de la rama occidental no eliminaron todas las inundaciones dentro del área de estudio, especialmente durante las tormentas de menor período de retorno (tormentas mayores a 2 años). A continuación, se presenta un resumen de los resultados de los cuatro escenarios de la Alternativa 1. Las Alternativas 1A, 1B y 1C, son las más factibles, pero han producido mejoras mínimas. La Alternativa 1D, sí demostró una mejora significativa para la tormenta de 2 años, al eliminar todas las casas, excepto una, de la inundación del primer piso, pero durante la tormenta de 10 años solo 2 de 7 casas inundadas mejorarían hasta un punto que elimina la inundación del primer piso. Los resultados indican que la detención aguas arriba solo mitigará, en el mejor de los casos, las inundaciones durante la tormenta de 2 años y que sería necesario mejorar las infraestructuras para alcanzar los objetivos de mitigación de las inundaciones.

Alternativa		Resultados		
		Diseño de tormenta de 2 años, de 24 horas de duración	Diseño de tormenta de 10 años, de 24 horas de duración	Evento de tormenta del 1 de septiembre de 2021
1- SOLO CENTROS DE RETENCIÓN DE AGUA PLUVIAL AGUAS ARRIBA	A	En general, una disminución de ~0.1' en la WSE de inundación en relación con las condiciones existentes, pero pequeños aumentos alrededor de Ashby Ave. Ligera disminución de la extensión de las inundaciones planas a lo largo de la rama occidental.	En general, una disminución de ~0.1' en la WSE de inundación en relación con las condiciones existentes. Ligera disminución de la extensión de las inundaciones planas a lo largo de la rama occidental.	En general, una disminución de ~0.15' en la WSE de inundación en relación con las condiciones existentes. Ligera disminución de la extensión de las inundaciones planas a lo largo de la rama occidental.
	B	Pequeña caída de la inundación WSE alrededor de Ashby Ave. y aguas abajo. Ligera disminución de la extensión de la crecida plana a lo largo del ramal oriental y aguas abajo de Ashby Ave.	Disminuciones muy leves en las WSE de inundación alrededor de Ashby Ave. y aguas abajo. Ligera disminución de la extensión de las inundaciones planas a lo largo de la rama oriental.	Menos de 0.1' de caída de la crecida de las WSE alrededor de Ashby Ave. y aguas abajo. Ligera disminución de la extensión de las inundaciones planas a lo largo de la rama oriental.
	C	Disminuye las WSE de inundación entre 0.14'-0.33' en relación con las condiciones existentes, reduce todas las WSE de inundación, excepto uno, por debajo de los FFE de los edificios. Notable disminución de la extensión de las inundaciones planas a lo largo de la rama occidental.	Disminuye todas las WSE de inundación entre 0.04'-0.41', elimina la inundación FFE de 1 de los 7 edificios inundados durante las condiciones existentes. Disminución significativa de la extensión de las inundaciones planas a lo largo de la rama occidental.	Disminuye todas las WSE de inundación entre 0.1'-0.57', elimina la inundación FFE de 2 de los 8 edificios inundados durante las condiciones existentes. Disminución significativa de la extensión de las inundaciones planas a lo largo de la rama occidental.
	D	Disminuye las WSE de inundación entre 0.18'-1.6' en relación con las condiciones existentes, reduce todas las WSE de inundación, excepto una, por debajo de los FFE de los edificios. Disminución significativa de la extensión de las inundaciones planas a lo largo de la rama occidental.	Reduce todas las WSE de inundación entre 0.14'-0.67', elimina la inundación FFE de 2 de los 7 edificios inundados durante las condiciones existentes. Disminución significativa de la extensión de las inundaciones planas a lo largo de la rama occidental.	Disminuye todas las WSE de inundación entre 0.5'-0.76', elimina la inundación FFE de 2 de los 8 edificios inundados durante las condiciones existentes. Disminución significativa de la extensión de las inundaciones planas a lo largo de la rama occidental.

#### 4.2 Alternativa 2: Propuesta de mejora de solamente la infraestructura del alcantarillado pluvial

La Alternativa 2 evaluó dos escenarios opcionales para las mejoras de la infraestructura de alcantarillado pluvial.

##### Alternativa 2A

La Alternativa 2A evaluó la creación de canales de hormigón bien definidos entre las calles para promover una mayor capacidad de flujo a través de las zonas de patios traseros.

Se analizaron las iteraciones de las mejoras desde las menos invasivas hasta las más invasivas. En primer lugar, se elaboró una sección transversal representativa que proporcionara una capacidad adecuada para transportar el flujo a través del ramal occidental. Se propone que el canal trapezoidal de hormigón tenga una anchura de fondo de 6' con pendientes laterales de 2:1 y una profundidad mínima de 2', con una pendiente longitudinal mínima del 1 % y una rugosidad "n" de Manning de 0.013. Para una pendiente del 0.5 %, que se da entre Clinton St. y Suter St., la anchura del fondo se amplió a un mínimo de 8 pies para tener una capacidad de transporte similar. La adición de un canal de hormigón artificial ayudó por sí sola a mitigar las inundaciones entre Suter St. y Ashby Ave. durante la tormenta de 2 años. Sin embargo, la zona abierta entre Clinton St. y Suter St. seguía inundada, lo que indicaba claramente que las alcantarillas que cruzan en Suter St. están infradimensionadas y causan importantes efectos de remanso. De hecho, una prueba con las alcantarillas de Suter St. eliminadas y solo modeladas como un canal abierto dio como resultado una reducción significativa de las inundaciones en el área del patio, como se muestra en la figura 9. Sin embargo, es necesario un cruce de carretera y un canal abierto en este lugar no es factible.



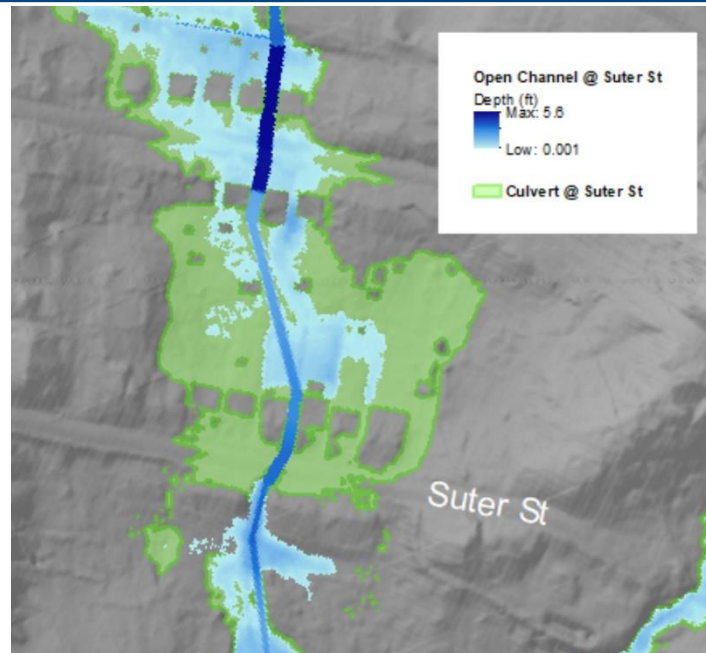


Figura 9: Inundación en espacio abierto reducida cuando las alcantarillas de Suter St. se convirtieron en canales abiertos

### Alternativa 2B

La alternativa 2B evaluaba tomar los canales de la alternativa 2A y añadir una infraestructura mejorada de alcantarillado pluvial en la calle (es decir, las alcantarillas existentes) con tubos más grandes.

Las mejoras en las infraestructuras de las calles se han centrado en la ampliación de los sistemas pluviales existentes. Los sistemas se diseñaron para la tormenta de 10 años siempre que fue posible. Se propusieron múltiples recorridos de barriles, con inversiones rebajadas para proporcionar una cobertura adecuada. En Suter St. y Ashby Ave., se evaluaron unas alcantarillas de caja de hormigón triples y cuádruples de 5'x3', respectivamente, en lugar de tubos elípticos para ayudar a maximizar la capacidad de flujo mientras se minimiza el espacio requerido. El sistema de alcantarillado de aguas pluviales que desemboca en Clinton St. se amplió para dar cabida a la tormenta con diseño de 10 años, lo que se logró con 4 tramos de tuberías elípticas de hormigón de 45" x 29", con una pendiente mínima de aproximadamente el 0.6 %. También se añadieron zanjas de 2'x2' a lo largo de una sección de Charles St. para llevar el agua estancada en la zona del hundimiento al sistema de tormentas. Las entradas alternativas de HEC-RAS se incluyen en el apéndice G.

### Resultados de la Alternativa 2B

Los resultados de la elevación de la superficie del agua de las inundaciones (WSE) debido a los cambios en la infraestructura (tablas H4.1-H4.3 en el apéndice H) varían de una zona a otra. En la mayoría de los lugares medidos, las WSE de inundación estaban por debajo de las WSE de inundación de las condiciones existentes. La estimulación de tormentas de 2 años con mejoras en la infraestructura dio como resultado elevaciones de inundación más bajas en los edificios medidos, excepto en la Casa A, aunque todavía por debajo de la elevación del primer piso. Este patrón no persistió durante las simulaciones de la tormenta de

10 años y del 1 de septiembre y, en cambio, se midió un aumento de la elevación de la inundación en relación con las condiciones existentes en el Lote K y la Casa J, respectivamente. Estas incoherencias pueden atribuirse a un error de modelado. Mientras que las mejoras en la infraestructura eliminaron efectivamente la inundación de los edificios analizados durante el evento de tormenta de 2 años, excepto uno, las reducciones de la elevación de la inundación no fueron suficientes para eliminar completamente la inundación de los edificios analizados durante los escenarios de tormenta más intensos modelados. Los mapas de las extensiones de inundación resultantes se incluyen en el Apéndice H.2. Los resultados muestran una reducción significativa de las inundaciones para una tormenta de 2 años y 24 horas, especialmente en las calles y en la zona abierta entre Suter St. y Ashby Ave. Aunque la zona abierta entre Clinton St. y Suter St. sigue inundada, la superficie inundada se ha reducido. Sin embargo, no se aprecia una gran mejora planar (extensión horizontal de la inundación) durante las simulaciones de la tormenta de 10 años y 24 horas o de la tormenta del 1 de septiembre de 2021, ya que las carreteras siguen presentando inundaciones. Además, se observan algunos aumentos en la extensión de las inundaciones aguas abajo de Ashby Ave. debido a que las tuberías de mayor capacidad pueden transportar un flujo más concentrado más rápidamente aguas abajo. En general, las mejoras de solo infraestructura demostraron mejoras razonables para mitigar las inundaciones en el área de estudio causadas por tormentas de menor frecuencia como el evento de 2 años y 24 horas, pero al igual que las alternativas de solo detención (Alternativa 1), son menos efectivas durante los eventos de 10 años y el del 1 de septiembre de 2021.

Alternativa		Resultados		
		Diseño de tormenta de 2 años, de 24 horas de duración	Diseño de tormenta de 10 años, de 24 horas de duración	Evento de tormenta del 1 de septiembre de 2021
2 - PROPUESTA DE MEJORA DE SOLAMENTE LA INFRAESTRUCTURA DEL ALCANTARILLADO PLUVIAL	A	Reduce la mayoría de las WSE de inundación entre 0.05'-0.4', excepto alrededor de los edificios a lo largo de Suter St. Reduce la extensión de las inundaciones planas en las zonas de espacios abiertos y a lo largo de las carreteras.	Reduce todas las WSE de inundación entre 0.04'-1.21', elimina la inundación FFE de 2 de los 7 edificios inundados durante las condiciones existentes. Reduce la extensión de las inundaciones planas en las zonas de espacios abiertos y a lo largo de las carreteras.	Reduce la mayoría de las WSE de inundación entre 0.05'-0.25', excepto alrededor de los edificios a lo largo de Suter St.
	B	Reduce todas las WSE de inundación, excepto una, por debajo de los FFE de los edificios, elimina 2 de los 3 edificios inundados previamente medidos en las condiciones existentes y elimina el agua de inundación colindante de 5 edificios previamente medidos en las condiciones existentes. Reduce significativamente la extensión de las inundaciones planas en las zonas de espacios abiertos y elimina la mayor parte de las inundaciones a lo largo de las carreteras.	Reduce todas las WSE de inundación entre 0.04'-1.26', elimina la inundación FFE de 1 de los 7 edificios inundados durante las condiciones existentes y elimina el agua de inundación colindante de 1 edificios medidos previamente en las condiciones existentes. Reduce la extensión de las inundaciones planas en las zonas de espacios abiertos y a lo largo de las carreteras.	Baja todas las WSE de inundación entre 0.1'-0.3'. Reduce la extensión de las inundaciones planas en las zonas de espacios abiertos y a lo largo de las carreteras.

Nota: la mejora de las infraestructuras se enfrenta a retos como la cobertura mínima de las alcantarillas (es decir, la profundidad entre la parte superior de la tubería y la superficie de la carretera), los espacios abiertos estrechos entre las casas y las elevaciones relativamente planas en toda la zona de estudio para permitir que las tuberías se coloquen a mayor profundidad.

### Alternativa 3: Combinación de mejoras de retención e infraestructura para alcantarillados pluviales

#### Resultados de la Alternativa 3A

En general, las reducciones de caudal ayudan a reducir las extensiones laterales y las profundidades verticales de las inundaciones durante la tormenta de 10 años, como se observa en los mapas del Apéndice H.3. Aunque el momento de los picos de flujo influye significativamente en los resultados a nivel local. Algunos edificios que no sufrieron inundaciones durante el escenario de infraestructura mejorada mostraron niveles de inundación elevados cuando se añadió la detención.

Los picos de flujo en los grandes cruces dentro del área de estudio, de los diversos escenarios de detención propuestos, se compararon con sus respectivas descargas de las condiciones existentes. En los hidrogramas incluidos en el Apéndice G, el flujo de entrada procedente de la zona de estudio en el cruce de Blacks Run alcanza su punto máximo durante la rama ascendente del hidrograma de Blacks Run, y relativamente cerca de la hora pico de Blacks Run. Si un diseño de detención genera descargas prolongadas y elevadas a través del área de estudio de manera que coincida con el pico de flujo de Blacks Run, se producirían aumentos de las inundaciones en Blacks Run. Por lo tanto, cualquier medida de detención que se implemente y que afecte a la zona de estudio debe analizarse también aguas abajo para garantizar que la liberación de los caudales no cause impactos perjudiciales de las inundaciones en el extremo aguas abajo de la zona de estudio o en Blacks Run. Un análisis hidrológico más detallado demostró que, a pesar de reducir las inundaciones en las zonas situadas aguas arriba, la retención de las ramas de flujo oriental y occidental en realidad provoca un empeoramiento de las inundaciones en torno a Ashby Ave. y aguas abajo debido a la coincidencia de los picos de flujo. Aunque una cierta detención aguas arriba ayuda a mitigar los problemas de inundación en la zona de estudio, no se recomienda proponer grandes instalaciones de detención a lo largo de los dos ramales del flujo.

Los resultados muestran que la alternativa que utiliza la detención tanto en el DA1 como en el DA2, con mejoras en la infraestructura, proporciona la mayor mitigación de las inundaciones. Durante la tormenta de 2 años y 24 horas, ningún edificio se inunda en este escenario alternativo, en comparación con tres (Casas C, D y E) que se inundan en las condiciones existentes. También se eliminan las inundaciones de Clinton St., Suter St. y Ashby Ave., se reducen significativamente las profundidades y extensiones de las inundaciones en la zona del patio aguas arriba de Suter St., y el flujo queda confinado dentro de la trayectoria canalizada a través del espacio abierto aguas arriba de Ashby Ave. Tres de los siete edificios analizados que sufrieron inundaciones en condiciones de tormenta de 10 años existentes se inundaron durante más tiempo. Además, para la tormenta del 1 de septiembre, esta alternativa eliminó las inundaciones en dos de los ocho lugares analizados con problemas de inundación existentes. En general, las profundidades de inundación de la tormenta de 10 años y 24 horas y de la tormenta del 1 de septiembre fueron las más bajas durante esta alternativa.

Alternativa		Resultados		
		Diseño de tormenta de 2 años, de 24 horas de duración	Diseño de tormenta de 10 años, de 24 horas de duración	Evento de tormenta del 1 de septiembre de 2021
3- COMBINACIÓN (RETENCIÓN+ INFRAESTRUCTURA)	A	Reduce todas las WSE de inundación por debajo de los FFE de los edificios, elimina los 3 edificios inundados previamente medidos en las condiciones existentes y elimina el agua de inundación colindante de 7 edificios previamente medidos en las condiciones existentes. Reduce significativamente la extensión de las inundaciones planas en las zonas de espacios abiertos y elimina las inundaciones a lo largo de las carreteras.	Reduce significativamente todas las WSE de inundación, elimina la inundación FFE de 3 de los 7 edificios inundados durante las condiciones existentes y elimina el agua de inundación colindante de 4 edificios medidos previamente en las condiciones existentes. Reduce significativamente la extensión de las inundaciones planas en las zonas de espacios abiertos y a lo largo de las carreteras.	Reduce significativamente todas las WSE de inundación, elimina la inundación FFE de 2 de los 8 edificios inundados durante las condiciones existentes y elimina el agua de inundación colindante de 2 edificios medidos previamente en las condiciones existentes. Reduce significativamente la extensión de las inundaciones planas en las zonas de espacios abiertos y a lo largo de las carreteras.

## 5.0 Estimación de costos

A continuación, se incluye un resumen de cada una de las alternativas. En el Apéndice I se incluye un desglose detallado de la estimación de costos.

Estudio de mejora del drenaje desde Charles St. hasta Washington St. City of Harrisonburg, VA 23 de septiembre de 2022						
Estimación de costos preliminar de alternativas						
Número del artículo a pagar:	Alternativa 1A Costo	Alternativa 1B Costo	Alternativa 1C Costo	Alternativa 1D Costo	Alternativa 2B Costo	Alternativa 3 Costo
<b>Centro de retención</b>						
	\$ 3,847,500.00	\$ 2,995,000.00	\$ 6,997,500.00	\$ 10,730,000.00	\$ -	\$ 6,997,500.00
<b>Infraestructura para tormentas</b>						
	\$ -	\$ -	\$ -	\$ -	\$ 1,627,315.00	\$ 1,627,315.00
<b>Reconstrucción de caminos</b>						
	\$ -	\$ -	\$ -	\$ -	\$ 52,507.50	\$ 52,507.50
<b>Resiembra</b>						
	\$ -	\$ -	\$ -	\$ -	\$ 625.00	\$ 625.00
	\$ -	\$ -	\$ -	\$ -	\$ 625.00	\$ 625.00
	\$ 3,847,500.00	\$ 2,995,000.00	\$ 6,997,500.00	\$ 10,730,000.00	\$ 1,680,447.50	\$ 8,677,947.50
<b>Partidas de imprevistos asociadas al subtotal de costos</b>						
	\$ 3,031,987.50	\$ 1,512,475.00	\$ 3,533,737.50	\$ 5,418,650.00	\$ 848,625.99	\$ 4,382,363.49
<b>Subtotal del proyecto</b>						
	\$ 6,879,487.50	\$ 4,507,475.00	\$ 10,531,237.50	\$ 16,148,650.00	\$ 2,529,073.49	\$ 13,060,310.99
	\$ 1,719,871.88	\$ 1,126,868.75	\$ 2,632,809.38	\$ 4,037,162.50	\$ 632,268.37	\$ 3,265,077.75
	\$ 8,599,359.38	\$ 5,634,343.75	\$ 13,164,046.88	\$ 20,185,812.50	\$ 3,161,341.86	\$ 16,325,388.73

## 6.0 Resumen y recomendaciones

Según el análisis y los resultados, no existe una única solución óptima para eliminar por completo las inundaciones de viviendas en la zona de estudio. La infraestructura vial existente contribuye a la inundación controlada por el remanso que se produce en la zona de estudio. Dentro de las limitaciones topográficas y de infraestructura existentes, no se pueden eliminar las inundaciones de todos los patios, carreteras o, lo que es más importante, de los edificios afectados adyacentes a los canales, especialmente durante las tormentas de menor frecuencia, como las comparables a la tormenta de 10 años y 24 horas o mayores. Además, aunque las instalaciones de detención ayudan a reducir los caudales que circulan por la zona de estudio, dado que la detención puede alterar el momento de los picos de caudal, cualquier instalación de gestión de aguas residuales que se proponga aguas arriba o dentro de la zona de estudio debe diseñarse cuidadosamente para garantizar que no se produzca un impacto perjudicial en los picos de caudal aguas abajo.

En función de los resultados del análisis H&H y en la estimación de los costos, la Alternativa 2B, mejoras en la infraestructura de alcantarillado de aguas pluviales (maximizando las capacidades de las alcantarillas y añadiendo canales rígidos a través de las zonas abiertas), es la mejor alternativa para mostrar reducciones tanto en las profundidades de las inundaciones como en los límites de las inundaciones laterales, al tiempo que se considera la más rentable de las alternativas evaluadas, además de no causar impactos perjudiciales en el flujo aguas abajo. La inundación de los edificios puede reducirse significativamente para todos los edificios evaluados, excepto uno, que se inundaron en las condiciones existentes durante la tormenta de

2 años. Las profundidades de las inundaciones se reducen en relación con las condiciones existentes, aunque todavía están por encima de las elevaciones del primer piso en ciertos lugares, durante la tormenta de 10 años y la tormenta del 1 de septiembre. Antes de su aplicación, también deben considerarse los costos adicionales y el impacto de la construcción en la comunidad.