



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO
PROGRAMA DE MAESTRIA Y DOCTORADO EN INGENIERIA
INGENIERIA CIVIL – HIDRÁULICA

INFLUENCIA DE LAS ZONAS DE INUNDACIÓN EN EL TRÁNSITO DE
AVENIDAS EN CAUCES

TESIS
QUE PARA OPTAR POR EL GRADO DE:
MAESTRO EN INGENIERÍA

PRESENTA:
ING. ALAN RODRÍGUEZ FÉLIX

TUTOR:
DR. VÍCTOR MANUEL ARROYO CORREA
FACULTAD DE INGENIERÍA, UNAM

MÉXICO, D.F. MARZO 2016

JURADO ASIGNADO:

Presidente: Dr. Francisco Javier Aparicio Mijares

Secretario: Dr. Nahún Hamed García Villanueva

Vocal: Dr. Víctor Manuel Arroyo Correa

1^{er}. Suplente: Dr. Ariosto Aguilar Chávez

2^{do}. Suplente: M.I. Juan Fco. Gómez Martínez

Lugar donde se realizó la tesis:

Programa de Maestría y Doctorado en Ingeniería UNAM

Campus Morelos - IMTA

Jiutepec, Morelos.

TUTOR DE TESIS:

Dr. Víctor Manuel Arroyo Correa

FIRMA

Dedicatoria

Dedicado con mucho cariño y respeto a mis padres

Herlinda Félix Cebreros y Javier Enrique Rodríguez Campaña

y a mis hermanos Carmen Valeria Rodríguez Félix y Javier Enrique Rodríguez Félix

Gracias por aconsejarme y apoyarme incondicionalmente.

Y desde luego, para Yoselin

Por brindarme su cariño y apoyo

Agradecimientos

Agradezco a Dios por permitirme cumplir este gran logro, a mis padres y hermanos por estar conmigo en el transcurso de esta etapa.

A las instituciones que sin su apoyo no hubiese sido posible realizarme como Maestro en Ingeniería:

Universidad Nacional Autónoma de México (UNAM)
Consejo Nacional de Ciencia y Tecnología (CONACyT)
Instituto Mexicano de Tecnología del Agua (IMTA)

Al Dr. Víctor Manuel Arroyo Correa, por aceptar ser mi tutor principal. Por su paciencia, disposición, confianza, esfuerzo y dedicación para poder culminar de manera satisfactoria este proyecto de investigación.

A mis sinodales, por su dedicación y valiosas aportaciones a este trabajo:

Dr. Francisco Javier Aparicio Mijares
Dr. Nahún Hamed García Villanueva
Dr. Ariosto Aguilar Chávez
M.I. Juan Fco. Gómez Martínez

A mis compañeros y a todo el personal del Posgrado en Ingeniería de la UNAM, en especial a Olga, Marvin, Oscar Llaguno, Carlos Vargas, Alejandro y a todas aquellas personas que directa o indirectamente fueron participes en este proyecto.

Alan Rodríguez Félix

Resumen

Se realiza un análisis hidráulico e hidrológico aplicando como caso de estudio a la presa rompepicos “San Felipe del Agua” localizada en la ciudad de Oaxaca. Esta presa se localiza sobre el cauce del Río San Felipe y su función es mitigar aguas abajo los daños por inundación. Sin embargo, tanto aguas arriba como aguas abajo de esta presa, tormentas torrenciales han provocado daños a la población. Ello ha originado la necesidad de revisar su capacidad de controlar avenidas extraordinarias e identificar si es necesario zonas de inundación en las partes altas de cuenca que ayuden a reducir las avenidas antes de llegar a la presa rompepicos.

Se propone una metodología para el establecimiento de estas zonas de inundación, que son básicamente áreas de retención de avenidas, es decir, áreas que se tienen destinadas para que sean inundadas, de ésta forma permitirán el control de una avenida máxima, para que posteriormente sea incorporada al cauce, cuando los efectos de la avenida hayan disminuido.

Para ello, se realiza una serie de modelaciones numéricas con los programas de uso libre HEC-HMS e Iber, este último realiza modelación bidimensional del flujo a superficie libre, mostrando las áreas que resultarían inundadas tras el paso de una avenida ante la presencia de una tormenta. Todo esto, apoyado con el uso de un Sistema de Información Geográfica (SIG), específicamente el programa ArcGIS. Se complementan los resultados obtenidos con el uso de ambos programas de software. Para este trabajo se tomó el periodo de retorno (T_r) de 25 años, como base para la delimitación de estas zonas.

Se realizaron modelaciones numéricas bidimensionales del flujo, considerando tres escenarios: el primero de ellos utilizando la topografía original, en cuyos resultados se localizaron las zonas más críticas, es decir las que alcanzaron los tirantes máximos en zonas donde el cauce se desbordó, en el segundo escenario se modeló la topografía modificada, considerando ya, las zonas de inundación que nos ayudan a reducir en la mayor medida posible estas zonas críticas; y por último en el tercer escenario se simuló la inhabilitación de la presa “rompepicos” sin considerar además las zonas de inundación lo que representaría el escenario menos favorable de los tres.

Abstract

It presents a hydraulic and hydrological analysis using as a case study the flood control dam "San Felipe del Agua" located in the city of Oaxaca. This dam is located on the river San Felipe and its function is to mitigate downstream flood damage. However, both upstream and downstream of this dam, torrential storms have caused damage to the population. This has created the need to revise its extraordinary ability to control and identify avenues if necessary establish flood zones in the upper parts of catchment.

So, it propose a methodology for establishing these flood zones, which are basically areas of retention of floods, that is, areas that are intended to be flooded in this way will enable the control of a maximum flood for proposed subsequently it is incorporated into the channel, when the effects of the avenue have decreased.

For this, a series of numerical modeling is performed on software programs HEC-HMS and Iber, the latter performs two-dimensional flow modeling, showing the areas that would be flooded in the wake of an avenue. All this, supported by the use of GIS (Geographic Information System), using the ArcGIS software. A comparison between the results obtained by both software programs, respectively for each value of flow and return period (Tr) set is performed; In this case the $Tr = 25$ years was taken as the basis for the establishment of the zones.

Basin Modeling were done, sub-basin by sub-basin, because of the software requirements, considering three scenarios: the first one using the original geometry, whose results the most critical areas are located, that is, which reached the maximum suspenders, then in the second scenario the modified geometry is modeled considering the flood zones that help us reduce to the maximum extent possible these critical areas; and finally in the third scenario disabling the flood control dam "San Felipe del Agua" it was simulated without also considering flood zones which would be less favorable scenario of the three.

ÍNDICE GENERAL

Resumen	v
Abstract	vi
ÍNDICE GENERAL.....	vii
Índice de Ilustraciones.....	x
Índice de Tablas	xv
1. INTRODUCCIÓN	1
1.1. Antecedentes.....	3
1.1.1. Antecedentes de la modelación en hidrología e hidráulica	5
1.1.2. Antecedentes de los esquemas de modelación bidimensional	5
1.2. Planteamiento del problema	6
1.3. Objetivo general.....	7
1.4. Objetivos específicos	7
2. ESTADO DEL ARTE Y JUSTIFICACIÓN	10
3. MARCO TEÓRICO.....	13
3.1. Modelos bidimensionales y las ecuaciones de Saint-Venant 2D.....	13
3.1.1. Ecuaciones de Navier-Stokes	13
3.1.2. Ecuaciones de Saint-Venant 2D	15
3.1.3. Modelo de lluvia-escurrimiento.....	15
4. DESCRIPCIÓN DE LA ZONA DE ESTUDIO.....	18
4.1. Localización geográfica	18
4.2. Hidrografía	20
4.3. Clima	21
4.4. Temperatura	22
4.5. Modelo digital del terreno.....	22
4.6. Delimitación de la cuenca de estudio.....	26
4.7. Características fisiográficas de la cuenca.....	27
4.7.1. Área de las subcuencas y cuenca total.....	27
4.7.2. Longitud del cauce principal	28
4.7.3. Pendiente media del cauce principal	28
4.7.4. Desnivel del cauce principal.....	29

5. ANALISIS HIDROLÓGICO	30
5.1. Método de los números de escurrimiento	30
5.2. Hidrometría.....	33
5.3. Datos climatológicos.....	33
5.4. Polígonos de Thiessen.....	34
5.5. Estimación de datos faltantes.....	35
5.6. Precipitaciones máximas anuales	36
5.7. Pruebas de Homogeneidad.....	38
5.7.1. Prueba estadística de las secuencias	39
5.7.2. Prueba estadística t de Student	40
5.7.3. Prueba estadística de Helmer.....	41
5.8. Pruebas de independencia	42
5.9. Funciones de distribución de probabilidad	45
5.9.1. Distribución normal.....	45
5.9.2. Distribución exponencial de 1 parámetro.....	46
5.9.3. Distribución exponencial de 2 parámetros.....	46
5.9.4. Distribución log-normal de 2 parámetros.....	47
5.9.5. Distribución log-normal de 3 parámetros.....	47
5.9.6. Distribución gamma de 2 parámetros	47
5.9.7. Distribución gamma de 3 parámetros	48
5.9.8. Distribución log-Pearson tipo III.....	49
5.9.9. Distribución general de valores extremos (DGVE).....	49
5.9.10. Distribución Gumbel	50
5.9.11. Distribución Gumbel doble	50
5.10. Error estándar de ajuste	51
5.11. Relación intensidad-duración-periodo de retorno.....	54
5.11.1. Método de Chen	54
5.12. Estimación de las avenidas para diferentes periodos de retorno	56
5.12.1. Cálculo del tiempo de concentración	56
5.12.2. Distribución temporal de la lluvia	58
5.12.3. Cálculo de la lluvia en exceso.....	58
5.12.4. Relaciones lluvia-escurrimiento	59
6. MODELACIÓN EN HEC-HMS	67

6.1. Introducción.....	67
6.2. Alcance.....	67
6.3. Historia.....	67
6.4. Componentes de HEC-HMS	68
6.4.1. Componente Modelo de cuenca (<i>Basin Model</i>)	68
6.4.2. Componente modelo meteorológico (<i>Meteorologic Model</i>)	73
6.4.3. Componente especificaciones de control (<i>Control Specifications</i>).....	75
6.4.4. Componente series de tiempo (<i>Times-Series Data</i>)	76
6.4.5. Componente datos aparejados (<i>Paired Data</i>)	78
6.5. Simulación.....	80
6.6. Resultados.....	81
7. MODELO IBER	82
7.1. Presentación	82
7.2. Módulo hidrodinámico	82
7.3. Módulo de turbulencia	83
7.4. Modelación numérica bidimensional del flujo	83
7.4.1. Preproceso	84
7.4.2. Postproceso.....	86
8. ANALISIS DE RESULTADOS.....	116
9. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	121
10. ANEXOS.....	122
10.1. Cálculos de la pendiente media de Taylor-Schwarz para cada una de las subcuencas	122
10.2. Prueba estadística de secuencias	126
10.3. Cálculo de la lámina de precipitación para 1 hr de duración utilizando el método de Chen	129
10.4. Distribuciones estándar de tormenta del Soil Conservation Service (SCS)	131
10.5. Resultados de HEC-HMS (tormenta de 1 hr de duración).....	132
10.6. Resultados de Iber (tormenta de 1 hr de duración)	135
11. BIBLIOGRAFIA	172

Índice de Ilustraciones

Ilustración 1.1. Inundación debido al desbordamiento de un cauce.	2
Ilustración 1.2. Delimitación de la ribera o zona federal en cauces de acuerdo al artículo 3, apartado 47 de la ley de aguas nacionales.....	3
Ilustración 1.3. Localización de la zona de estudio.	4
Ilustración 1.4. Vehículo arrastrado hasta la presa rompepicos, por una avenida proveniente de la subcuenca del arroyo La Encantada, año 2013.	4
Ilustración 1.5. Metodología para el establecimiento de zonas de inundación.	9
Ilustración 2.1. Hidrograma de entrada y salida en cuencas con diferente respuesta hidrológica.	12
Ilustración 3.1. Hidrograma unitario del SCS.....	17
Ilustración 4.1. Localización del Municipio de Oaxaca de Juárez y la cuenca de estudio.	18
Ilustración 4.2. División del Estado de Oaxaca, en las 8 regiones socioculturales.....	19
Ilustración 4.3. División regional y distrital del estado de Oaxaca.....	19
Ilustración 4.4. Municipio de Oaxaca de Juárez, en la región Valles Centrales, Distrito Centro.	20
Ilustración 4.5. Climatología del municipio de Oaxaca de Juárez 21	21
Ilustración 4.6. Curvas de nivel a cada 6 metros. Shapefile en Global Mapper.	22
Ilustración 4.7. Levantamiento topográfico del Río San Felipe y Río Blanco. Vista en AutoCAD.	23
Ilustración 4.8. Combinación de curvas a cada 0.50 m y a cada 6 m. Shapefile en ArcGIS.	24
Ilustración 4.9. Modelo digital del terreno de la zona de estudio. TIN en ArcGIS.	24
Ilustración 4.10. Raster de la zona de estudio.	25
Ilustración 4.11. Raster de dirección de flujo.....	26
Ilustración 4.12. Subcuencas que conforman la cuenca total.....	27
Ilustración 5.1. Clasificación de acuerdo al tipo de suelo (izquierda). Clasificación de acuerdo al tipo de vegetación y uso de suelo (derecha).....	31
Ilustración 5.2. Estaciones climatológicas cercanas a la cuenca de estudio.	33
Ilustración 5.3. Polígonos de Thiessen para las estaciones climatológicas cercanas.....	34
Ilustración 5.4. Polígonos de Thiessen, para las dos estaciones seleccionadas.....	35
Ilustración 5.5. Lluvias máximas anuales en 24 horas en la estación 20079.	37
Ilustración 5.6. Lluvias máximas anuales en 24 horas en la estación 20367.	38
Ilustración 5.7. Resultados de la prueba t de Student en el programa AFA.	41
Ilustración 5.8. Resultados de la prueba de Helmert en el programa AFA.	42
Ilustración 5.9. Correlograma de la serie de datos, estación 20079.....	44
Ilustración 5.10. Correlograma de la serie de datos, estación 20367.....	44
Ilustración 5.11. Relación entre los parámetros a , b y c de una tormenta estándar y la razón de la lluvia de una hora con la de 24 horas.	55
Ilustración 5.12. Intensidad de la tormenta registrada en la estación Oaxaca de Juárez el día 22 de abril del 2013.	58
Ilustración 5.13. Tabla de relación $Z - d/tr$	65
Ilustración 6.1. Editor del método de pérdidas. Número de curva del SCS.	69
Ilustración 6.2. Editor del método de transformación. Hidrograma Unitario del SCS.	70

Ilustración 6.3. Menú editor del componente cauce del modelo de cuenca.	71
Ilustración 6.4. Menú editor del componente embalse del modelo de cuenca.	72
Ilustración 6.5. Modelo de cuenca representado gráficamente mediante shapefiles en HEC-HMS.	73
Ilustración 6.6. Editor del método de precipitación. Tormenta de diseño del SCS.	75
Ilustración 6.7. Ventana de edición de tiempos para las especificaciones de control.	75
Ilustración 6.8. Ventana de edición de las series de tiempo para un pluviómetro.	77
Ilustración 6.9. Ventana de edición de datos aparejados. Elevación-descarga en este caso.	78
Ilustración 6.10. Presa rompepicos o de control de avenidas San Felipe del Agua, Oaxaca de Juárez.	79
Ilustración 6.11. Ventana de edición para simulaciones en HEC-HMS.	81
Ilustración 7.1. Esquema de la forma en que se construirán los escenarios a modelar.	84
Ilustración 7.2. Geometría creada a partir de un RTIN.	84
Ilustración 7.3. Asignación automática del coeficiente de Manning.	85
Ilustración 7.4. Nivel máximo del agua, debido a una tormenta con $d=24hr$ y $Tr=25$ años. Subcuenca Río San Felipe con topografía sin modificar.	87
Ilustración 7.5. Hidrograma de salida correspondiente a una tormenta con $d=24hr$ y $Tr=25$ años. Subcuenca Río San Felipe con topografía sin modificar.	88
Ilustración 7.6. Nivel máximo del agua, debido a una tormenta con $d=24hr$ y $Tr=25$ años. Subcuenca arroyo La Encantada con topografía sin modificar.	89
Ilustración 7.7. Hidrograma de salida correspondiente a una tormenta con $d=24hr$ y $Tr=25$ años. Subcuenca arroyo La Encantada con topografía sin modificar.	90
Ilustración 7.8. Nivel máximo del agua, debido a una tormenta con $d=24hr$ y $Tr=25$ años. Subcuenca Río Blanco con topografía sin modificar.	91
Ilustración 7.9. Hidrograma de salida correspondiente a una tormenta con $d=24hr$ y $Tr=25$ años. Subcuenca Río Blanco con topografía sin modificar.	92
Ilustración 7.10. Nivel máximo del agua, debido a una tormenta con $d=24hr$ y $Tr=25$ años. Subcuenca de la Confluencia con topografía sin modificar.	93
Ilustración 7.11. Hidrograma de salida correspondiente a una tormenta con $d=24hr$ y $Tr=25$ años. Subcuenca de la Confluencia con topografía sin modificar.	94
Ilustración 7.12. Nivel máximo del agua, debido a una tormenta con $d=24hr$ y $Tr=25$ años. Subcuenca Colector con topografía sin modificar.	95
Ilustración 7.13. Hidrograma de salida correspondiente a una tormenta con $d=24hr$ y $Tr=25$ años. Subcuenca Colector con topografía sin modificar.	96
Ilustración 7.14. Dimensiones de la zona de inundación (ZI-SF1), propuesta para la subcuenca Río San Felipe.	97
Ilustración 7.15. Localización de la zona de inundación (ZI-SF1), propuesta para la subcuenca Río San Felipe.	98
Ilustración 7.16. Localización de la zona de inundación (ZI-SF2), propuesta para la subcuenca Río San Felipe.	99
Ilustración 7.17. Dimensiones de la zona de inundación (ZI-SF2), propuesta para la subcuenca Río San Felipe.	100

Ilustración 7.16. Nivel máximo del agua, debido a una tormenta con $d=24hr$ y $Tr=25$ años. Subcuenca Río San Felipe con topografía modificada.	101
Ilustración 7.17. Hidrograma de salida correspondiente a una tormenta con $d=24hr$ y $Tr=25$ años. Subcuenca Río San Felipe con topografía modificada.	102
Ilustración 7.18. Localización de la zona de inundación propuesta para la subcuenca del arroyo La Encantada.	103
Ilustración 7.19. Dimensiones de la zona de inundación propuesta para la subcuenca del arroyo La Encantada.	104
Ilustración 7.20. Nivel máximo del agua, debido a una tormenta con $d=24hr$ y $Tr=25$ años. Subcuenca arroyo La Encantada con topografía modificada.	105
Ilustración 7.21. Hidrograma de salida correspondiente a una tormenta con $d=24hr$ y $Tr=25$ años. Subcuenca La Encantada con topografía modificada.	106
Ilustración 7.22. Localización de la zona de inundación propuesta para la subcuenca del Río Blanco.	107
Ilustración 7.23. Dimensiones de la zona de inundación propuesta para la subcuenca del Río Blanco.	107
Ilustración 7.24. Nivel máximo del agua, debido a una tormenta con $d=24hr$ y $Tr=25$ años. Subcuenca Río Blanco con topografía modificada.	108
Ilustración 7.25. Hidrograma de salida correspondiente a una tormenta con $d=24hr$ y $Tr=25$ años. Subcuenca Río Blanco con topografía modificada.	109
Ilustración 7.26. Nivel máximo del agua, debido a una tormenta con $d=24hr$ y $Tr=25$ años. Subcuenca de la Confluencia con topografía modificada.	110
Ilustración 7.27. Hidrograma de salida correspondiente a una tormenta con $d=24hr$ y $Tr=25$ años. Subcuenca de la Confluencia con topografía modificada.	111
Ilustración 7.28. Nivel máximo del agua, debido a una tormenta con $d=24hr$ y $Tr=25$ años. Subcuenca Colector con topografía modificada.	112
Ilustración 7.29. Hidrograma de salida correspondiente a una tormenta con $d=24hr$ y $Tr=25$ años. Subcuenca Colector con topografía modificada.	113
Ilustración 7.30. Construcción de un muro de protección en la zona de la presa “rompepicos” impidiendo su uso.	114
Ilustración 7.31. Nivel máximo del agua, debido a una tormenta con $d=24hr$ y $Tr=25$ años. Subcuenca Colector con topografía original e inhabilitando la presa “rompepicos”.	115
Ilustración 7.32. Hidrograma de salida correspondiente a una tormenta con $d=24hr$ y $Tr=25$ años. Subcuenca Colector con topografía original e inhabilitando la presa “rompepicos”.	115
Ilustración 8.1. Esquema de la comparación de resultados.	116
Ilustración 8.2. Comparación de hidrogramas de los escenarios 1 y 2, subcuenca Río San Felipe.	118
Ilustración 8.3. Comparación de hidrogramas de los escenarios 1 y 2, subcuenca La Encantada.	118
Ilustración 8.4. Comparación de hidrogramas de los escenarios 1 y 2, subcuenca Río Blanco.	119
Ilustración 8.5. Comparación de hidrogramas de los escenarios 1 y 2, subcuenca La Confluencia.	119

Ilustración 8.6. Comparación de hidrogramas de los escenarios 1 y 2, subcuenca Colector.	120
Ilustración 10.22. Nivel máximo del agua, debido a una tormenta con $i=cte.$ y $Tr=25$ años. Subcuenca Río San Felipe con topografía sin modificar.....	136
Ilustración 10.23. Hidrograma de salida correspondiente a una tormenta con $i=cte.$ y $Tr=25$ años. Subcuenca Río San Felipe con topografía sin modificar.	137
Ilustración 10.24. Nivel máximo del agua, debido a una tormenta con distribución tipo 1 del SCS de $d=1$ hr y $Tr=25$ años. Subcuenca Río San Felipe con topografía sin modificar.	138
Ilustración 10.25. Hidrograma de salida correspondiente a una tormenta con distribución tipo 1 del SCS de $d=1$ hr y $Tr=25$ años. Subcuenca Río San Felipe con topografía sin modificar.	139
Ilustración 10.26. Nivel máximo del agua, debido a una tormenta con $i=cte.$ y $Tr=25$ años. Subcuenca La Encantada con topografía sin modificar.....	140
Ilustración 10.27. Hidrograma de salida correspondiente a una tormenta con $i=cte.$ y $Tr=25$ años. Subcuenca Río San Felipe con topografía sin modificar.	141
Ilustración 10.28. Nivel máximo del agua, debido a una tormenta con distribución tipo 1 del SCS de $d=1$ hr y $Tr=25$ años. Subcuenca La Encantada con topografía sin modificar.	142
Ilustración 10.29. Hidrograma de salida correspondiente a una tormenta con distribución tipo 1 del SCS de $d=1$ hr y $Tr=25$ años. Subcuenca La Encantada con topografía sin modificar.	143
Ilustración 10.30. Nivel máximo del agua, debido a una tormenta con $i=cte.$ y $Tr=25$ años. Subcuenca Río Blanco con topografía sin modificar.	144
Ilustración 10.31. Hidrograma de salida correspondiente a una tormenta con $i=cte.$ y $Tr=25$ años. Subcuenca Río Blanco con topografía sin modificar.....	145
Ilustración 10.32. Nivel máximo del agua, debido a una tormenta con distribución tipo 1 del SCS de $d=1$ hr y $Tr=25$ años. Subcuenca Río Blanco con topografía sin modificar.....	146
Ilustración 10.33. Hidrograma de salida correspondiente a una tormenta con distribución tipo 1 del SCS de $d=1$ hr y $Tr=25$ años. Subcuenca Río Blanco con topografía sin modificar.	147
Ilustración 10.34. Nivel máximo del agua, debido a una tormenta con $i=cte.$ y $Tr=25$ años. Subcuenca de la Confluencia con topografía sin modificar.	148
Ilustración 10.35. Hidrograma de salida correspondiente a una tormenta con $i=cte.$ y $Tr=25$ años. Subcuenca de la Confluencia con topografía sin modificar.....	149
Ilustración 10.36. Nivel máximo del agua, debido a una tormenta con distribución tipo 1 del SCS de $d=1$ hr y $Tr=25$ años. Subcuenca de la Confluencia con topografía sin modificar..	150
Ilustración 10.37. Hidrograma de salida correspondiente a una tormenta con distribución tipo 1 del SCS de $d=1$ hr y $Tr=25$ años. Subcuenca de la Confluencia con topografía sin modificar.....	151
Ilustración 10.38. Nivel máximo del agua, debido a una tormenta con $i=cte.$ y $Tr=25$ años. Subcuenca Colector con topografía sin modificar.....	152
Ilustración 10.39. Hidrograma de salida correspondiente a una tormenta con $i=cte.$ y $Tr=25$ años. Subcuenca Colector con topografía sin modificar.	152
Ilustración 10.40. Nivel máximo del agua, debido a una tormenta con distribución tipo 1 del SCS de $d=1$ hr y $Tr=25$ años. Subcuenca Colector con topografía sin modificar.....	153

Ilustración 10.41. Hidrograma de salida correspondiente a una tormenta con distribución tipo 1 del SCS de $d=1$ hr y $Tr=25$ años. Subcuenca Colector con topografía sin modificar.	153
Ilustración 10.42. Nivel máximo del agua, debido a una tormenta con $i=cte.$ y $Tr=25$ años. Subcuenca Río San Felipe con topografía modificada.	154
Ilustración 10.43. Hidrograma de salida correspondiente a una tormenta con $i=cte.$ y $Tr=25$ años. Subcuenca Río San Felipe con topografía modificada.	155
Ilustración 10.44. Nivel máximo del agua, debido a una tormenta con distribución tipo 1 del SCS de $d=1$ hr y $Tr=25$ años. Subcuenca Río San Felipe con topografía modificada.	156
Ilustración 10.45. Hidrograma de salida correspondiente a una tormenta con distribución tipo 1 del SCS de $d=1$ hr y $Tr=25$ años. Subcuenca Río San Felipe con topografía modificada.	157
Ilustración 10.46. Nivel máximo del agua, debido a una tormenta con $i=cte.$ y $Tr=25$ años. Subcuenca arroyo La Encantada con topografía modificada.	158
Ilustración 10.47. Hidrograma de salida correspondiente a una tormenta con $i=cte.$ y $Tr=25$ años. Subcuenca arroyo La Encantada con topografía modificada.	159
Ilustración 10.48. Nivel máximo del agua, debido a una tormenta con distribución tipo 1 del SCS de $d=1$ hr y $Tr=25$ años. Subcuenca arroyo La Encantada con topografía modificada.	160
Ilustración 10.49. Hidrograma de salida correspondiente a una tormenta con distribución tipo 1 del SCS de $d=1$ hr y $Tr=25$ años. Subcuenca arroyo La Encantada con topografía modificada.	161
Ilustración 10.50. Nivel máximo del agua, debido a una tormenta con $i=cte.$ y $Tr=25$ años. Subcuenca de la Confluencia con topografía modificada.	162
Ilustración 10.51. Hidrograma de salida correspondiente a una tormenta con $i=cte.$ y $Tr=25$ años. Subcuenca de la Confluencia con topografía modificada.	163
Ilustración 10.52. Nivel máximo del agua, debido a una tormenta con distribución tipo 1 del SCS de $d=1$ hr y $Tr=25$ años. Subcuenca de la Confluencia con topografía modificada. ...	164
Ilustración 10.53. Hidrograma de salida correspondiente a una tormenta con distribución tipo 1 del SCS de $d=1$ hr y $Tr=25$ años. Subcuenca de la Confluencia con topografía modificada.	165
Ilustración 10.54. Nivel máximo del agua, debido a una tormenta con $i=cte.$ y $Tr=25$ años. Subcuenca Río Blanco con topografía modificada.	166
Ilustración 10.55. Hidrograma de salida correspondiente a una tormenta con $i=cte.$ y $Tr=25$ años. Subcuenca Río Blanco con topografía modificada.	167
Ilustración 10.56. Nivel máximo del agua, debido a una tormenta con distribución tipo 1 del SCS de $d=1$ hr y $Tr=25$ años. Subcuenca Río Blanco con topografía modificada.	168
Ilustración 10.57. Hidrograma de salida correspondiente a una tormenta con distribución tipo 1 del SCS de $d=1$ hr y $Tr=25$ años. Subcuenca Río Blanco con topografía modificada.	169
Ilustración 10.58. Nivel máximo del agua, debido a una tormenta con $i=cte.$ y $Tr=25$ años. Subcuenca Colector con topografía modificada.	170
Ilustración 10.59. Hidrograma de salida correspondiente a una tormenta con $i=cte.$ y $Tr=25$ años. Subcuenca Colector con topografía modificada.	170

Ilustración 10.60. Nivel máximo del agua, debido a una tormenta con distribución tipo 1 del SCS de $d=1$ hr y $Tr=25$ años. Subcuenca Colector con topografía modificada.	171
Ilustración 10.61. Hidrograma de salida correspondiente a una tormenta con distribución tipo 1 del SCS de $d=1$ hr y $Tr=25$ años. Subcuenca Colector con topografía modificada...	171

Índice de Tablas

Tabla 4.1. Áreas en km^2 para las subcuencas.	28
Tabla 4.2. Longitud del cauce principal en km, para las subcuencas.	28
Tabla 4.3. Pendiente media del cauce principal, S	29
Tabla 4.4. Desnivel del cauce principal.	29
Tabla 5.1. Cálculo del número de curva para la cuenca total.	32
Tabla 5.2. Estaciones climatológicas cercanas a la zona de interés.	34
Tabla 5.3. Precipitaciones máximas anuales en 24 hr, en mm.	37
Tabla 5.4. Rango de valores para u	39
Tabla 5.5. Distribución t de Student (Campos 1998).	40
Tabla 5.6. Resumen del correlograma de independencia.	43
Tabla 5.7. Resumen de las pruebas estadísticas de homogeneidad e independencia.	45
Tabla 5.8. Evaluación del error estándar para la estación 20079.	52
Tabla 5.9. Evaluación del error estándar para la estación 20367.	52
Tabla 5.10. Lluvias con duración de 24 hr ajustadas a diferentes periodos de retorno.	53
Tabla 5.11. Lluvias de 24 hr de duración con el factor fijo de observación.	53
Tabla 5.12. Área de influencia de los polígonos de Thiessen para cada subcuenca.	53
Tabla 5.13. Precipitaciones de 24 hr de duración, para diferentes periodos de retorno.	54
Tabla 5.14. Parámetros área, longitud, desnivel, pendiente y N ; de cada una de las subcuencas.	56
Tabla 5.15. Tiempos de concentración para las subcuencas y la cuenca total.	57
Tabla 5.16. Precipitación efectiva con duración de 24 hr para las subcuencas de estudio.	59
Tabla 5.17. Coeficiente de escurrimiento C , para la cuenca total y subcuencas.	61
Tabla 5.18. Intensidades i (mm/hr), para cada subcuenca y la cuenca total.	61
Tabla 5.19. Gastos obtenidos con el método racional, para la cuenca total y subcuencas.	62
Tabla 5.20. Área, T_c , T_p y d_e para el cálculo del gasto mediante el HUT.	63
Tabla 5.21. Gastos obtenidos con el método del HUT para la cuenca total.	63
Tabla 5.22. Valores del factor de escurrimiento " X ", para la cuenca total y subcuencas.	64
Tabla 5.23. Valores de tr , d/tr , Z y el área. Cuenca total y subcuencas.	66
Tabla 5.24. Gastos máximos obtenidos con el método de Chow para cada subcuenca.	66
Tabla 6.1. Descripción de los métodos de precipitación incluidos en el modelo meteorológico.	74
Tabla 6.2. Componentes de los datos de entrada.	77
Tabla 6.3. Relación carga-gasto del vertedor trapecial de la presa rompepicos del Río San Felipe.	80
Tabla 6.4. Relación elevación-área del embalse a introducir en HEC-HMS.	80

Tabla 6.5. Resultados de HEC-HMS de la modelación de una tormenta de 24 horas de duración para los periodos de retorno de 5, 10, 25, 50 y 500 años.	81
Tabla 7.1. Intensidad de lluvia a ingresar en procesos hidrológicos.....	86
Tabla 7.2. Zonas de inundación propuestas para cada subcuenca, con su respectiva capacidad.....	97
Tabla 8.1. Gastos calculados por los métodos Racional, HUT, Chow para una tormenta de 1 hr de duración y un periodo de retorno de 25 años.	117
Tabla 8.2. Gastos calculados por los modelos HEC-HMS e Iber para una tormenta de 24 hr de duración y un periodo de retorno de 25 años.	117
Tabla 8.3. Reducción y atraso del gasto pico.	120
Tabla 8.4. Variación del volumen escurrido por escenario y en cada una de las subcuencas.	120
Tabla 10.1. Cálculo de la pendiente media del cauce principal, fórmula de Taylor-Schwarz, subcuenca Río San Felipe.	124
Tabla 10.2. Cálculo de la pendiente media del cauce principal, fórmula de Taylor-Schwarz, subcuenca La Encantada.	125
Tabla 10.3. Cálculo de la pendiente media del cauce principal, fórmula de Taylor-Schwarz, subcuenca de la Confluencia.	125
Tabla 10.4. Cálculo de la pendiente media del cauce principal, fórmula de Taylor-Schwarz, subcuenca Río Blanco.	126
Tabla 10.5. Cálculo de la pendiente media del cauce principal, fórmula de Taylor-Schwarz, subcuenca Colector.	126
Tabla 10.6. Valor de la mediana para las estaciones climatológicas de la cuenca.	126
Tabla 10.7. Prueba estadísticas de secuencias para los datos de las estaciones asociadas a la cuenca.	128
Tabla 10.8. Resultados de la prueba de secuencias.	128
Tabla 10.9. Datos de la estación 20079 para la fórmula de Chen.....	129
Tabla 10.10. Precipitaciones para diferentes periodos de retorno de la estación 20079 y duración de 1 hr.	129
Tabla 10.11. Datos de la estación 20367 para la fórmula de Chen.....	129
Tabla 10.12. Precipitaciones para diferentes periodos de retorno de la estación 20367 y duración de 1 hr.	130
Tabla 10.13. Precipitaciones de 1 hr de duración, para diferentes periodos de retorno. .	130
Tabla 10.14. Precipitación efectiva para las subcuencas de estudio, con duración de 1 hr.	131
Tabla 10.15. Distribución de la lluvia de 24 horas de duración según el SCS.	132
Tabla 10.16. Resultados de HEC-HMS de la modelación de una tormenta con duración de 1 hora para los periodos de retorno de 5, 10, 25, 50 y 500 años.	132
Tabla 10.17. Resumen de resultados para $Tr = 5$ años, duración de 1 hr.	133
Tabla 10.18. Resumen de resultados para $Tr = 10$ años, duración de 1 hr.	133
Tabla 10.19. Resumen de resultados para $Tr = 25$ años, duración de 1 hr.	134
Tabla 10.20. Resumen de resultados para $Tr = 50$ años, duración de 1 hr.	134
Tabla 10.21. Resumen de resultados para $Tr = 500$ años, duración de 1 hr.	135

1. INTRODUCCIÓN

Uno de los riesgos de origen hidrometeorológico de mayor impacto en México es el relacionado con las inundaciones, como resultado de lluvias intensas o continuas que sobrepasan la capacidad de absorción del suelo y la capacidad hidráulica de los ríos, arroyos y áreas costeras. Estas lluvias pueden estar asociadas a diferentes fenómenos, como los son: ciclones tropicales en verano y los frentes fríos en invierno, a los que se suman las lluvias ocasionadas por las cadenas montañosas y las lluvias convectivas con tormentas de corta duración pero muy intensas.

Las inundaciones pueden clasificarse según su duración, en rápidas o dinámicas y lentas o estáticas. Las primeras suelen producirse en ríos de montaña o en ríos cuyas cuencas vertientes presentan fuertes pendientes, por efecto de lluvias intensas. Las crecidas son repentinas y de corta duración. Son éstas las que suelen producir los mayores estragos en la población, sobre todo porque el tiempo de reacción es prácticamente nulo. Las inundaciones lentas o estáticas se producen cuando las lluvias, persistentes y generalizadas, producen un aumento paulatino del caudal del río, hasta superar su capacidad hidráulica, entonces el agua se sale de su cauce, inundando áreas planas cercanas al mismo. Las zonas que periódicamente suelen quedar inundadas se denominan llanuras de inundación.

Según el mecanismo de generación, las inundaciones pueden ser pluviales, fluviales o por roturas en la infraestructura hidráulica. Las inundaciones pluviales son las producidas por la acumulación de agua de lluvia en un determinado lugar o área geográfica sin que ese fenómeno coincida necesariamente con el desbordamiento de un cauce fluvial. Este tipo de inundación se genera tras un régimen de precipitaciones intensas o persistentes, es decir, por la concentración de un elevado volumen de agua en un intervalo de tiempo muy breve o por la incidencia de una precipitación moderada y persistente durante un amplio período de tiempo sobre un suelo poco permeable.

Las inundaciones fluviales son causadas por el desbordamiento de los ríos y arroyos y son atribuidas al aumento brusco del volumen de agua más allá del que el cauce es capaz de transportar.



Ilustración 1.1. Inundación debido al desbordamiento de un cauce.

Las inundaciones causadas por roturas, están relacionadas con la operación incorrecta o deficiente de la infraestructura hidráulica (ej. compuertas atascadas, escalas mal calibradas). La lluvia como elemento desencadenante constituye un factor necesario, pero no suficiente para que se desarrollen los fenómenos de inundación, de manera que deben existir otras condiciones del terreno que conjuntamente con la lluvia provoquen una elevación del nivel de las aguas.

Otro elemento que sin duda alguna constituye un factor para que se den las inundaciones, es la mala planeación urbana y el crecimiento descontrolado de las zonas urbanas, lo cual ha generado que en ciertos tramos de los ríos, se invada la zona federal o ribera, misma que se debe delimitar de acuerdo a la Ley de Aguas Nacionales de la Comisión Nacional del Agua (CONAGUA, 2014), y su contenido se representa brevemente de acuerdo a la ilustración 1.2. El desacato de esta ley provoca que cuando ocurren avenidas extraordinarias por lluvias torrenciales, y el agua se desborda genere serios daños a los asentamientos urbanos que están invadiendo estas zonas.

Dentro de las diferentes alternativas para reducir estos daños, está la conformación de áreas de retención de avenidas, que básicamente son áreas que se tienen premeditadamente para ser inundadas disminuyendo los daños aguas abajo, de esta forma se permite el control de una avenida reduciendo su peligrosidad.

Por lo anterior es necesario estudiar el funcionamiento hidráulico de estas áreas de manera que su localización y dimensionamiento sea el más adecuado bajo diferentes escenarios de escurrimiento.

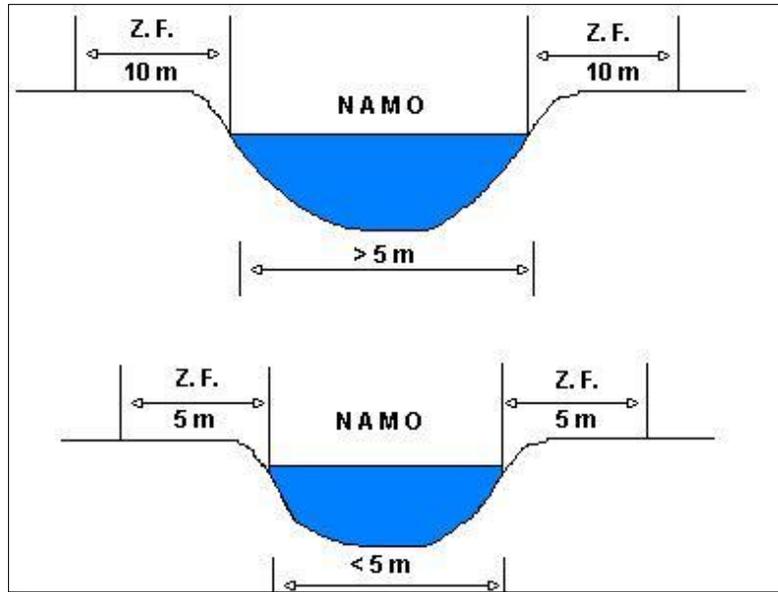


Ilustración 1.2. Delimitación de la ribera o zona federal en cauces de acuerdo al artículo 3, apartado 47 de la ley de aguas nacionales.

Actualmente existen programas de cómputo para analizar el flujo en una, dos o tres dimensiones. En este caso se utiliza uno bidimensional, que es lo más adecuado para el análisis de inundaciones. Se optó por utilizar programas de uso libre, como lo son: HEC-HMS (Scharffenberg, 2013) e Iber (Bladé, 2012), para estimar y transitar las avenidas de diseño asociadas a la cuenca. De esta forma se obtienen resultados, que se usan para determinar la localización y dimensionamiento de las zonas de inundación.

1.1. Antecedentes

El primer desbordamiento del Río San Felipe del Agua mismo que en lo sucesivo nos referiremos a él como Río San Felipe, localizado en el Municipio de Oaxaca de Juárez, en el Estado de Oaxaca, sucedió a la altura de la colonia La Cascada, zona aledaña a la presa rompepicos que lleva el mismo nombre del río en cuestión, esto sucedió en 1993 (Vélez, 2015). Desde entonces se han vuelto más recurrentes estos desbordamientos, además han provocado víctimas mortales, entre las cuales se encuentra una mujer que viajaba en su vehículo, mismo que fue arrastrado por la corriente, a su paso por el ejido Guadalupe Victoria, perteneciente a la subcuenca del arroyo “La Encantada” (Vélez, 2015).

El arroyo “La Encantada” desemboca en el Río San Felipe, y representa un importante afluente por la magnitud de volúmenes de agua que aporta a este último, tras la ocurrencia de eventos de lluvia.

En años recientes, se ha observado un incremento en la ocurrencia de inundaciones a nivel mundial. Estas se asocian a un incremento en la magnitud de las precipitaciones, ya sea en su intensidad o duración (IPCC, 2001). La población expuesta a inundaciones y ciclones ha aumentado a más del doble en los últimos 30 años (Codoceo, 2015).

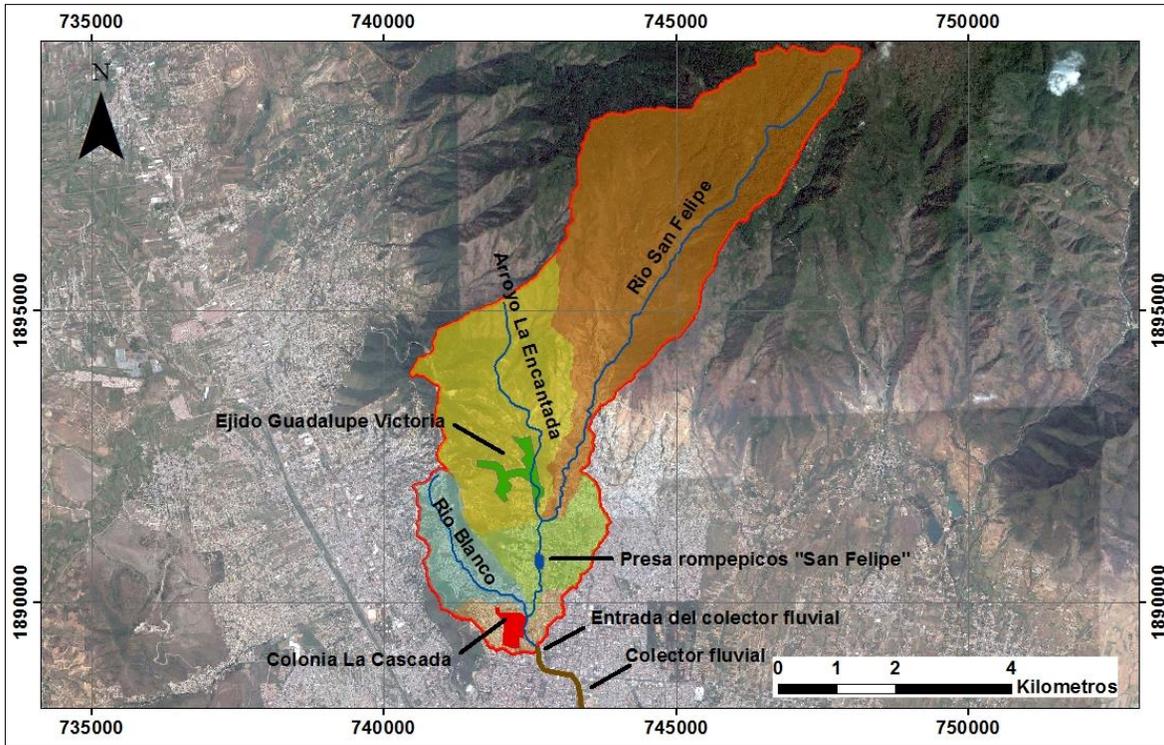


Ilustración 1.3. Localización de la zona de estudio.



Ilustración 1.4. Vehículo arrastrado hasta la presa rompepicos, por una avenida proveniente de la subcuenca del arroyo La Encantada, año 2013.

1.1.1. Antecedentes de la modelación en hidrología e hidráulica

Se puede definir un modelo hidrológico como una representación simplificada de un sistema hidrológico. Dentro de la modelación numérica, con base en el enfoque hacia la cuenca como unidad de estudio se pueden mencionar dos tipos:

- a) Modelación agregada (*lumped model*): la cuenca se considera como un solo elemento, en este caso los valores de los parámetros son valores promedio de la cuenca en estudio.

En la mayoría de las modelaciones de este tipo, algunos procesos se describen mediante ecuaciones diferenciales basadas en leyes hidráulicas simplificadas (ej. ecuación de continuidad), mientras que otros se expresan con ecuaciones algebraicas empíricas (Singh, 2006).

- b) Modelación distribuida: Se considera la variabilidad de los parámetros espacial y temporalmente, en las entradas, las condiciones de frontera y las características del sistema. La modelación distribuida requiere más información (Singh, 2006).

De acuerdo con el principio en que se fundamentan, los modelos pueden clasificarse como:

- a) Modelo empírico o de caja negra: Toma en cuenta las observaciones o resultados, se basa en el análisis de la relación entre entradas y salidas de series. Ejemplo: Hidrograma unitario (Campos, 1998).
- b) Modelo conceptual o de caja gris: Basado en el proceso físico observado en la cuenca. El significado físico de los parámetros no es del todo claro y es necesario estimar sus valores a través de la calibración (Singh, 2006).
- c) Modelo con base física o de caja blanca: Proporciona una descripción del sistema hidrológico matemáticamente, es decir, haciendo uso de ecuaciones del flujo de masa y momentum. En el caso de un modelo de cuenca es también distribuido (Abbott, 1996).

Un modelo hidrológico, como lo conocemos hoy se compone de un conjunto de varios modelos, cada uno dedicado al proceso de la información de una de las fases del ciclo hidrológico. El tipo de modelo que se desarrolla y aplica para la solución de un problema en particular, depende generalmente de la disponibilidad de la información (Singh, 2006).

En la actualidad es difícil resolver un problema de gestión, de planeación o de protección de los recursos hídricos en el que no se involucre un modelo.

1.1.2. Antecedentes de los esquemas de modelación bidimensional

Estos esquemas se utilizan principalmente para describir el flujo del agua donde la dimensión del tirante es pequeña con relación al ancho y largo del cauce, es por ello que se

utilizan para el análisis del flujo en las llanuras de inundación, el flujo en un cauce ancho e irregular y en todos aquellos sistemas en los cuales se presente un movimiento de flujo con aguas someras.

Matemáticamente los esquemas de modelación bidimensional tienen como base las ecuaciones de Saint-Venant donde a su vez emplean los principios físicos de conservación de masa y de cantidad de movimiento. Debido a que no hay soluciones analíticas para los problemas prácticos de interés, la resolución de estas ecuaciones es a través de metodologías numéricas, como por ejemplo: el método de las características, el método de diferencias finitas, y el método de elementos finitos. Los esquemas numéricos clásicos, como los mencionados anteriormente, también tienen problemas de discontinuidades en la solución cuando se presenta flujo rápidamente variado, por lo que en los últimos años se ha realizado un considerable esfuerzo para conseguir esquemas bidimensionales de alta resolución, como el método de los volúmenes finitos. Este método toma las ventajas tanto de las diferencias finitas como de los elementos finitos (Bladé, 2006).

1.2. Planteamiento del problema

Básicamente el problema consiste en dado un cauce con sus características fisiográficas y los gastos máximos asociados a diferentes periodos de retorno, éstos se transitarán hasta establecer a partir de que gastos se tienen problemas de inundación. Si las zonas de inundación no contienen construcciones esta zona será una zona natural de inundación y por lo tanto puede adaptarse para contener avenidas de mayor magnitud que pueden prevenir daños aguas abajo. Si por el contrario, la zona inundable contiene asentamientos será necesario buscar otras zonas aguas arriba a fin de reducir los efectos. Entre estas dos alternativas pueden existir muchas variantes que pueden analizarse mediante el apoyo de programas de computadora. Por ello se debe tener en cuenta lo siguiente:

Primeramente se debe tener información de la topografía. Generalmente se hace uso de los modelos digitales del terreno disponibles en el Instituto Nacional de Estadística y Geografía (INEGI), si la zona cuenta con datos de relieve obtenidos a través de un levantamiento con tecnología LIDAR (*Light Detection and Ranging*) estos serán los de preferencia ya que suelen ser de muy buena aproximación y de mayor detalle, una vez que se tengan las curvas de nivel de la zona de estudio y si existe un levantamiento topográfico actual de alta precisión del cauce, se debe realizar un procedimiento de sustitución y unión de curvas de nivel. Por ejemplo, para el caso en estudio se unieron curvas de nivel a cada medio metro que se tenían como resultado del levantamiento topográfico de un proyecto realizado en el 2015 por parte del IMTA y la CONAGUA, teniendo así, una geometría más real y actualizada del lecho de los ríos. Este procedimiento de sustitución y unión se realizó con la ayuda del programa ArcGIS, hasta obtener el modelo digital del terreno (MDT), el cual es un archivo que posteriormente será importado por el modelo hidrodinámico Iber y que será la base para la modelación hidráulica de la cuenca.

Para implementar la modelación hidráulica se toman las avenidas de diseño a manera de hidrograma de entrada, mismas que se relacionan con un evento de lluvia, mediante hidrogramas de intensidad-duración-periodo de retorno; posteriormente se asignan los valores de rugosidad del suelo, la condición inicial, las condiciones de frontera y algunos datos de cálculo como tiempo de simulación e intervalo de resultados. Antes de iniciar el cálculo se necesita asignar una malla a la geometría de tal forma que sea lo suficientemente densa a fin de reproducir lo mejor posible el MDT pero que tome en cuenta la capacidad de procesamiento de la computadora. Debido a que el MDT es realizado con base en un TIN (malla irregular de triángulos), la malla que se usó fue una no estructurada isoparamétrica. Posteriormente se asignó una condición de Courant-Friedrichs-Lewy (CFL) de 0.45. Para elegir este valor se obtuvieron varias soluciones con valores de CFL desde 0.1 hasta encontrar el valor mayor para los cuales los resultados (hidrogramas de salida) dejaran de ser consistentes entre ellos mismos.

1.3. Objetivo general

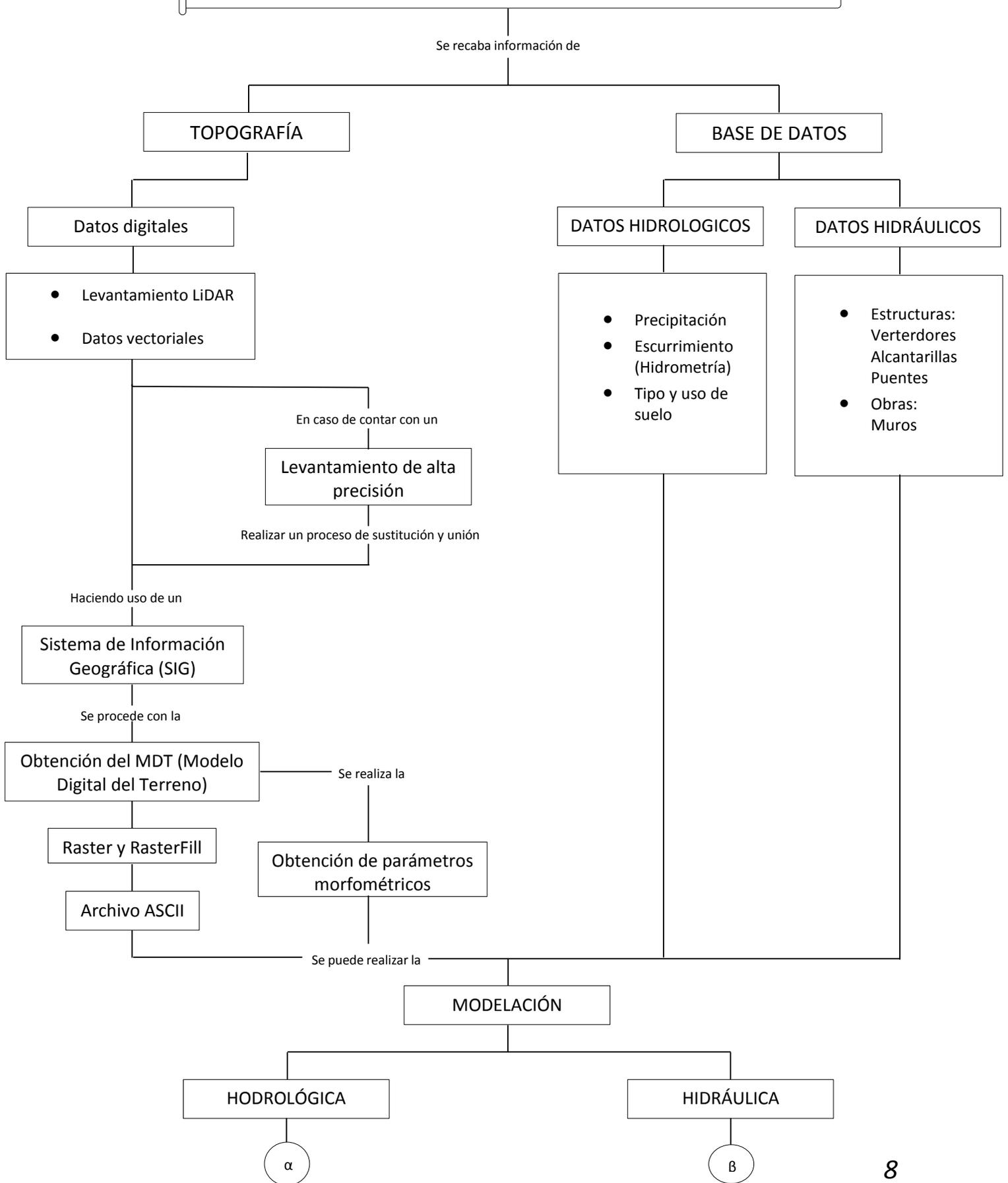
Desarrollar una metodología para analizar la influencia que tienen las zonas de retención de avenidas en la reducción de las zonas de inundación, haciendo uso de sistemas de información geográfica y programas de modelación numérica de flujo a superficie libre.

1.4. Objetivos específicos

1. Aplicar el uso de programas de simulación numérica, tanto de Sistemas de Información Geográfica (SIG), como de modelación bidimensional de flujo a superficie libre, específicamente para el caso de la cuenca del río San Felipe, asociada al punto localizado justo antes de comenzar su encauzamiento dentro de la ciudad de Oaxaca mediante un acueducto.
2. Analizar y definir zonas de retención de avenidas para un evento con un periodo de retorno específico. Para el caso en estudio se utilizó un periodo de retorno de 25 años, debido a que corresponde a la lluvia que provocó los daños en 2013, asimismo fue la lluvia que se registró en la estación meteorológica automática localizada cerca de la zona de interés. Sin embargo se puede analizar cualquier periodo de retorno.
3. Desarrollar una metodología que contenga el proceso llevado a cabo para abordar éste problema y sirva de ayuda para estudios posteriores o como apoyo en problemas similares.
4. Describir el procedimiento para capturar las modificaciones en la topografía para la localización y diseño de las zonas de retención de avenidas. Esto es muy importante porque frecuentemente la literatura especializada no aclara este proceso.

Para lograr los objetivos antes expuestos se presenta la siguiente metodología:

METODOLOGÍA PARA EL ESTABLECIMIENTO DE ZONAS DE INUNDACIÓN



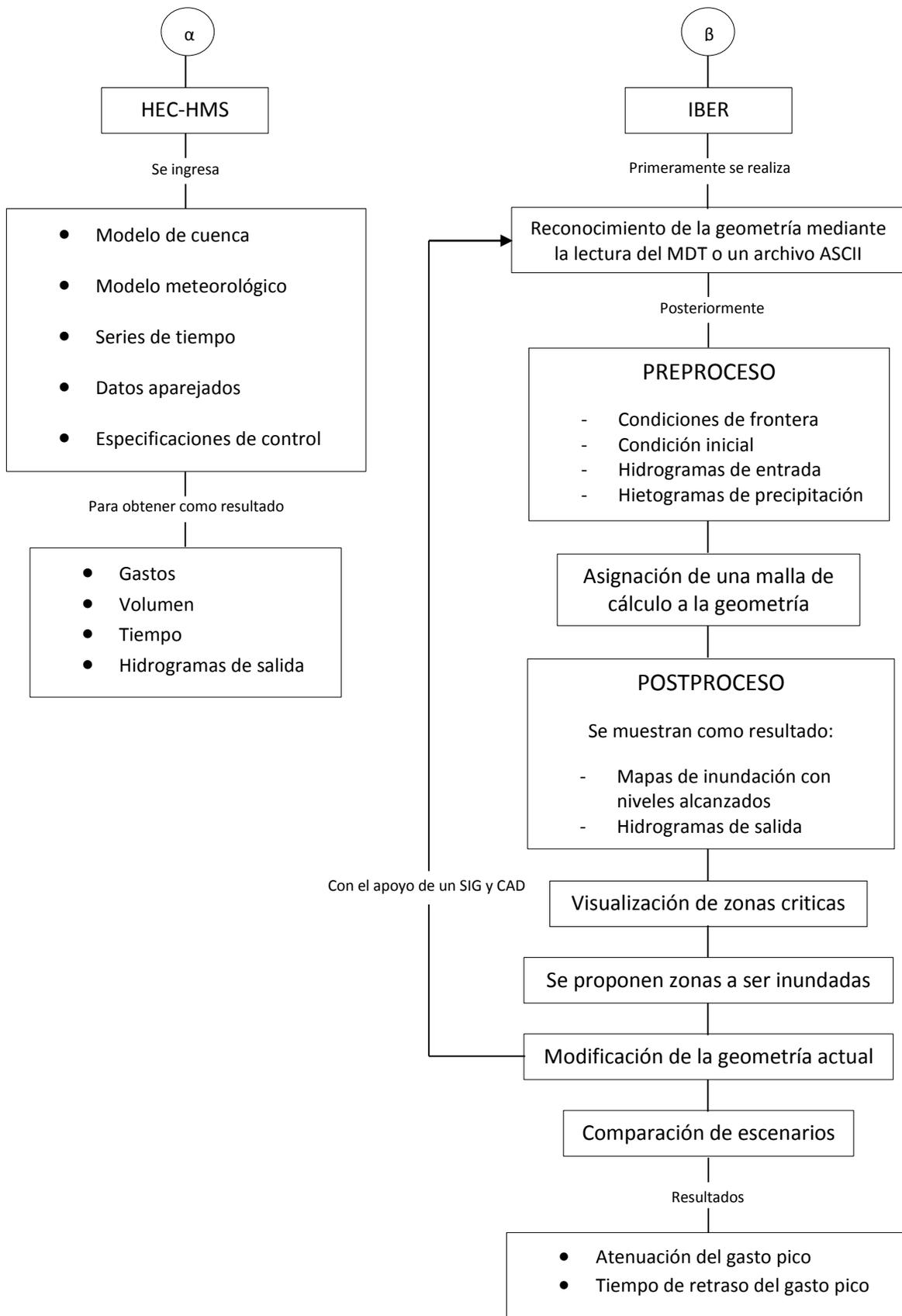


Ilustración 1.5. Metodología para el establecimiento de zonas de inundación.

2. ESTADO DEL ARTE Y JUSTIFICACIÓN

Las normativas alrededor del mundo, en referencia al riesgo de inundación proponen la modelación numérica del flujo en ríos como una alternativa para analizar diferentes escenarios que pudieran presentarse durante avenidas extraordinarias, para diferentes periodos de retorno.

Hace una década los modelos bidimensionales eran prácticamente la única alternativa, hoy en día estos modelos se encuentran en constante evolución, se han generalizado y se empiezan a utilizar los tridimensionales. Gracias a los actuales paquetes de software de Sistemas de Información Geográfica (SIG) se puede realizar modelación numérica georreferenciada, y de esta manera cuantificar sistemáticamente el riesgo por inundación.

Queda claro que hay ciertos puntos a mejorar como por ejemplo: la consideración del flujo de debris y sus efectos en la morfología del cauce, los flujos en puentes y estructuras, la integración de modelos hidrológicos con los modelos hidráulicos para considerar mejor las condiciones de frontera, y optimizar las herramientas de cálculo para disminuir los tiempos de cálculo actuales (Bladé, 2014).

Las metodologías de modelación numérica de flujo de agua en ríos para el análisis de zonas inundables, son de gran utilidad a la hora de resolver un problema de ingeniería o emitir un diagnóstico, siempre y cuando se tenga el criterio suficiente para interpretar los resultados (Bladé, 2014).

Un aspecto fundamental de los modelos de flujo en ríos es la representación de la topografía de la zona de estudio (cauces y llanuras de inundación). De esta manera cualquier modelo numérico es una representación simplificada de la realidad. En todo caso de simulación numérica con diferente aproximación ya sea unidimensional, bidimensional o tridimensional, los resultados van a depender de cinco aspectos: ecuaciones a resolver, el esquema numérico utilizado para resolverlas, la discretización espacial de la geometría, las condiciones de contorno y la rugosidad del terreno (Bladé, 2014). Contrariamente a lo que se supone muchas veces, una modelación en un mayor número de dimensiones (2D contra 1D, o 3D contra 2D) no implica necesariamente mejores resultados, pudiendo ser en algún caso contraproducente (Knight, 2013).

En relación a los modelos bidimensionales, la técnica de volúmenes finitos ha permitido el desarrollo de esquemas robustos, fiables, conservativos que han permitido el surgimiento de programas, comerciales o de uso libre, como Iber, que es un modelo numérico bidimensional de simulación de flujo turbulento a superficie libre en régimen no permanente (Bladé, 2014).

La utilización de modelos tridimensionales para el cálculo de zonas inundables es mucho menos común que la de los modelos en 1D y 2D, debido al costo computacional tan elevado que constituye la extensión espacial del modelo. Requiere la utilización de mallas de cálculo

de varios millones de elementos. Generalmente los modelos 3D aplicados a la hidráulica fluvial se suelen utilizar en estudios de flujo local, por ejemplo en meandros o en estructuras hidráulicas como lo son pilas de puentes, compuertas o vertedores (Bladé, 2014).

La solución numérica del flujo a superficie libre en ríos se realiza resolviendo las ecuaciones de conservación de masa y de cantidad de movimiento. Cuando se trabaja en dos dimensiones las ecuaciones de Saint-Venant bidimensionales se obtienen generalmente de las ecuaciones de Navier-Stokes, realizando primero un promedio temporal (ecuaciones de Reynolds) y luego promediando la profundidad (Chaudhry, 2008).

Un caso habitual en el estudio de zonas inundables es que exista uno o más puentes en el tramo de estudio, que pueden generar pérdidas de carga locales y variaciones en los tirantes muy importantes. Con gastos provocados por avenidas extraordinarias, es posible que el agua llegue a tocar el tablero del puente e incluso sobrepasarlo, el flujo en estas condiciones es completamente tridimensional, teniendo presiones dinámicas muy importantes, dichas condiciones invalidan la aplicación de las ecuaciones de flujo a superficie libre, con las cuales trabajan la mayoría de los modelos de inundación en la actualidad.

Para resolver dicho problema, se suele recurrir a la aplicación de ecuaciones clásicas de descarga, en la sección del puente. Como alternativa se tiene, el cálculo integrado con modelos 2D y 3D, utilizando el modelo 2D para el cálculo de la extensión de la inundación, y el modelo 3D para el cálculo del flujo a través del puente. Este enfoque recientemente ha sido explorado por usuarios de Flow3D (Bladé, 2014).

Debido a los cambios que provoca la urbanización en la cuenca hidrológica, entre los que podemos mencionar, cambio de uso de suelo, invasión de cauces o corrientes naturales, entre otras, en combinación con una mala o inexistente infraestructura de drenaje pluvial, se tiene una respuesta deficiente ante un evento de lluvia, causando severos daños a la población e infraestructura.

Una de las obras construidas con ese fin, el de reducir precisamente estos daños, la presa rompepicos construida en el Río San Felipe, no ha sido suficiente para evitar inundaciones en esta área, por lo que en éste estudio se determinará si es o no necesario proponer zonas aguas arriba, que ayuden a controlar las avenidas.

El presente trabajo de investigación se enfocará en emplear las herramientas computacionales, como sistemas de información geográfica y modelos numéricos de simulación bidimensional de flujos, para analizar específicamente la influencia que tienen estas zonas de inundación propuestas, en el tránsito de avenidas en cauces.

Por lo anterior se podrá ubicar y diseñar las zonas de retención más apropiadas, que ayuden a disminuir las afectaciones en las zonas aledañas a la presa rompepicos, y de esta forma, dotar artificialmente a la cuenca, de esa capacidad de respuesta ante un evento de lluvia, disminuyendo y retardando el hidrograma de salida como se muestra en la ilustración 2.1.

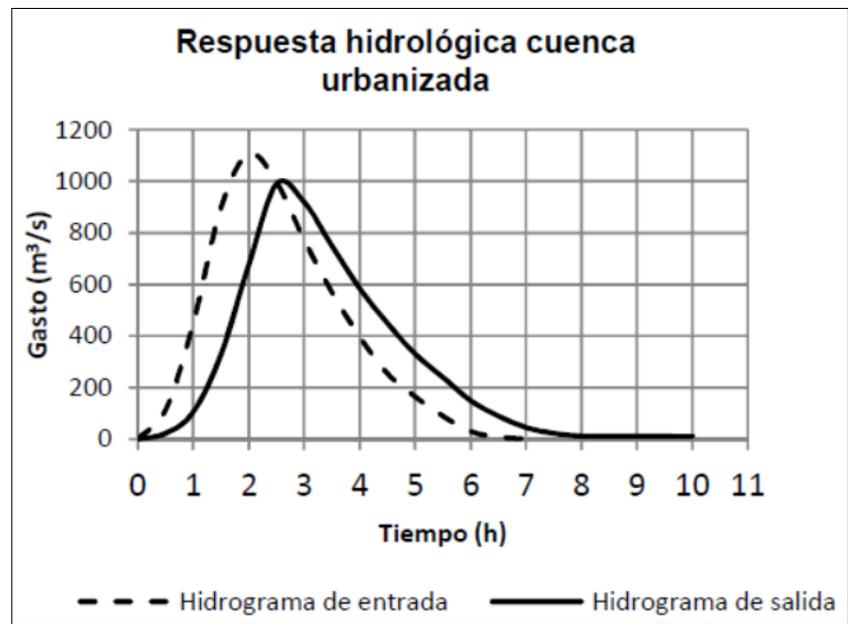
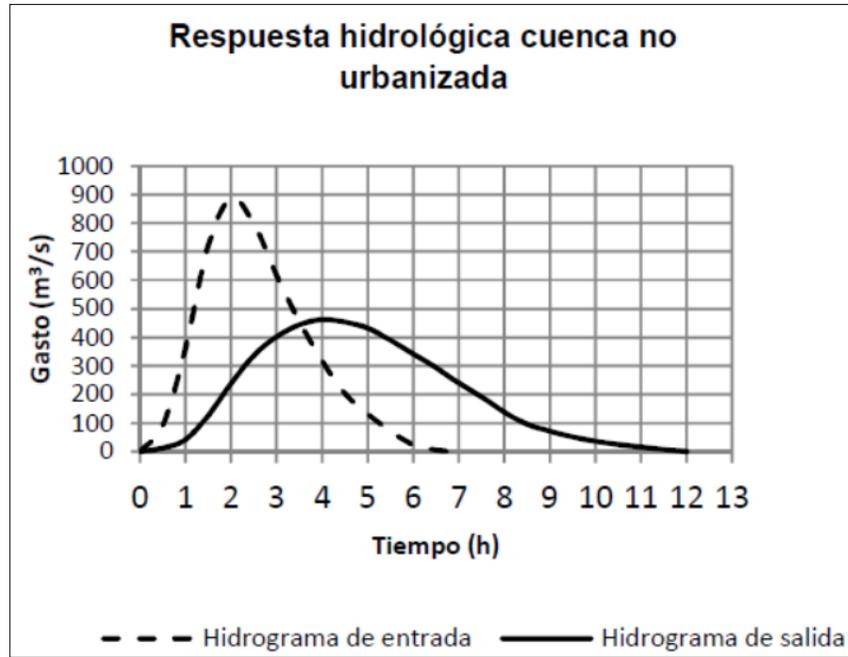


Ilustración 2.1. Hidrograma de entrada y salida en cuencas con diferente respuesta hidrológica.

3. MARCO TEÓRICO

3.1. Modelos bidimensionales y las ecuaciones de Saint–Venant 2D

Las ecuaciones de Saint-Venant para dos dimensiones (conocidas como 2D *shallow water equations* o ecuaciones de aguas poco profundas) (Gómez, 2007), son obtenidas integrando en la dirección del tirante y promediando las velocidades en las coordenadas xy , las ecuaciones en 3D (conocidas como las ecuaciones de Navier-Stokes) (Gómez, 2007).

La ventaja sobre un modelo 3D de estas ecuaciones integradas a lo largo del tirante de flujo, es que el tiempo de cálculo computacional es considerablemente menor. Además ciertas hipótesis (por ejemplo: la presión que actúa sobre el fluido es la hidrostática, y se asume una distribución uniforme de velocidad en la profundidad) en los modelos de aguas poco profundas pueden mejorar algunos resultados. Este es el caso de un estudio del flujo en aguas poco profundas alrededor de islas cónicas (Lloyd, 1997), donde se demostraba que existen casos donde el modelo 2D daba resultados más precisos que el 3D. Algunos autores atribuyen estos resultados a que en un modelo 2D el mezclado vertical es instantáneo, mientras que en uno 3D depende del modelo de turbulencia utilizado (Almagro, 2009).

3.1.1. Ecuaciones de Navier-Stokes

Para la obtención de las ecuaciones de Navier Stokes se considera un volumen de control infinitesimal, sobre el cual se aplican la ley de conservación de la masa y la segunda ley de Newton, la cual establece que la suma de las fuerzas que actúan en el volumen de control es igual a su masa, multiplicada por la aceleración que experimenta el volumen de control ($F = ma$).

Las fuerzas que interactúan sobre dicho volumen son fuerzas de superficie (debidas a esfuerzos tangenciales y normales), y las fuerzas de cuerpo o fuerzas másicas que por lo general serán fuerzas debidas al peso del volumen de control por la acción del campo de gravedad.

Las ecuaciones escalares de Navier-Stokes se presentan a continuación (Pasinato, 2008):

$$\rho g_x - \frac{\partial P}{\partial x} + \mu \left[\frac{\partial^2 u}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 u}{\partial y^2} + \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} \right] + \frac{\mu}{3} \frac{\partial}{\partial x} (\nabla \cdot \vec{V}) = \rho a_x \quad (3.1)$$

$$\rho g_y - \frac{\partial P}{\partial y} + \mu \left[\frac{\partial^2 v}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 v}{\partial y^2} + \frac{\partial^2 v}{\partial z^2} \right] + \frac{\mu}{3} \frac{\partial}{\partial y} (\nabla \cdot \vec{V}) = \rho a_y \quad (3.2)$$

$$\rho g_z - \frac{\partial P}{\partial z} + \mu \left[\frac{\partial^2 w}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 w}{\partial y^2} + \frac{\partial^2 w}{\partial z^2} \right] + \frac{\mu}{3} \frac{\partial}{\partial w} (\nabla \cdot \vec{V}) = \rho a_w \quad (3.3)$$

Donde:

ρ ,	es la densidad del fluido (kg/m ³)
g_x, g_y, g_z ,	son las componentes del del campo de gravedad $\vec{g} = g_x \hat{i} + g_y \hat{j} + g_z \hat{k}$
$\frac{\partial P}{\partial x}, \frac{\partial P}{\partial y}, \frac{\partial P}{\partial z}$,	son las variaciones de la presión en sentido x, y, z
μ ,	es el coeficiente de viscosidad dinámica o viscosidad absoluta (m ² /s)
a_x ,	es la aceleración en el sentido x (m/s ²)
a_y ,	es la aceleración en el sentido y (m/s ²)
a_z ,	es la aceleración en el sentido z (m/s ²)

Y en su forma vectorial:

$$\rho \vec{g} - \nabla P + \mu \nabla^2 \vec{V} + \frac{\mu}{3} \nabla (\vec{V} \cdot \nabla) = \rho \frac{\partial \vec{V}}{\partial t} + \rho (\vec{V} \cdot \nabla) \vec{V} \quad (3.4)$$

Dividiendo por ρ

$$\vec{g} - \frac{1}{\rho} \nabla P + \frac{\mu}{\rho} \nabla^2 \vec{V} + \frac{\mu}{3\rho} \nabla (\vec{V} \cdot \nabla) = \frac{\partial \vec{V}}{\partial t} + (\vec{V} \cdot \nabla) \vec{V} \quad (3.5)$$

Donde:

\vec{g} ,	es la aceleración del campo de gravedad (m/s ²)
$\frac{1}{\rho} \nabla P$,	es el efecto acelerador de un gradiente de presiones (m/s ²)
$\frac{\mu}{\rho} \nabla^2 \vec{V}$,	es el efecto retardador de la viscosidad del fluido (m/s ²)
$\frac{\mu}{3\rho} \nabla (\vec{V} \cdot \nabla)$,	es el efecto de la compresión o expansión del fluido (m/s ²)
$\frac{\partial \vec{V}}{\partial t}$,	es la aceleración convectiva (m/s ²)
$(\vec{V} \cdot \nabla) \vec{V}$,	es la aceleración por transporte (m/s ²)

3.1.2. Ecuaciones de Saint-Venant 2D

Las ecuaciones de Navier-Stokes mencionadas anteriormente son válidas para todo tipo de fluido newtoniano, pero su resolución analítica resulta imposible a nivel práctico. Por lo tanto, estas ecuaciones se transforman en una expresión simplificada. Esto se realiza promediándolas en el tiempo o en el espacio. En el primer caso se llega a una solución estacionaria que solo depende de las coordenadas y da origen a las ecuaciones promediadas de Reynolds (Bladé, 2014), en el segundo caso se integra en la longitud del tirante de flujo obteniendo las ecuaciones de Saint-Venant para dos dimensiones, mismas que se presentan a continuación (Bladé, 2014):

$$\frac{\partial h}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial x}(h\bar{u}) + \frac{\partial}{\partial y}(h\bar{v}) = 0 \quad (3.6)$$

$$\frac{\partial}{\partial t}(h\bar{u}) + \frac{\partial}{\partial x}(h\bar{u}^2) + \frac{\partial}{\partial y}(h\bar{u}\bar{v}) = -gh \frac{\partial \zeta}{\partial x} + \frac{1}{\rho} [\tau_{sx} - \tau_{bx} + F_x] \quad (3.7)$$

$$\frac{\partial}{\partial t}(h\bar{v}) + \frac{\partial}{\partial x}(h\bar{u}\bar{v}) + \frac{\partial}{\partial y}(h\bar{v}^2) = -gh \frac{\partial \zeta}{\partial y} + \frac{1}{\rho} [\tau_{sy} - \tau_{by} + F_y] \quad (3.8)$$

Donde:

- h , es el tirante (m)
- \bar{u} , es la componente x de la velocidad horizontal promediada en la profundidad (m/s)
- \bar{v} , es la componente y de la velocidad horizontal promediada en la profundidad (m/s)
- g , es la gravedad (m/s²)
- $\zeta(t, x, y)$, es la elevación de la superficie libre (m)
- ρ , es la densidad (kg/m³)
- τ_{sx}, τ_{sy} , son los esfuerzos cortantes en la superficie libre (kg/m²)
- τ_{bx}, τ_{by} , son los esfuerzos cortantes en el fondo (kg/m²)
- F_x , representan las fuerzas de superficie en el sentido x (N)
- F_y , representan las fuerzas de superficie en el sentido y (N)

3.1.3. Modelo de lluvia-escurrimiento

Es sumamente común que no se cuente con registros adecuados de escurrimiento en el sitio de interés para determinar los parámetros necesarios para el diseño y operación de obras hidráulicas. En general, los registros de precipitación son más abundantes que los de escurrimiento y, además, no se afectan por cambios en la cuenca, como construcción de obras de almacenamiento y derivación, talas, urbanización, etc. Por ello, es conveniente contar con métodos que permitan determinar el escurrimiento en una cuenca mediante las características de la misma y la precipitación. Las características de la cuenca se conocen por medio de planos topográficos (o modelos digitales de terreno) y de uso de suelo, y la

precipitación a través de mediciones directas en el caso de predicción de avenidas frecuentes, o bien usando los métodos de análisis de precipitación (Aparicio, 1997).

Los principales parámetros que intervienen en el proceso de conversión de lluvia a escurrimiento son los siguientes:

1. Área de la cuenca.
2. Altura total de precipitación.
3. Características generales o promedio de la cuenca (forma, pendiente, vegetación, etc.).
4. Distribución de la lluvia en el tiempo.
5. Distribución en el espacio de la lluvia y de las características de la cuenca.

Debido a que, por un lado la cantidad y calidad de la información disponible varían grandemente de un problema a otro, y a que por otro, no siempre se requiere la misma precisión en los resultados, se han desarrollado una gran cantidad de métodos para analizar la relación lluvia-escurrimiento (Aparicio, 1997).

Desde luego, la complejidad de los métodos aumenta a medida que se toman en cuenta más de los parámetros citados anteriormente. En este sentido también aumenta su precisión, pero los datos que se requieren son más y de mejor calidad (Aparicio, 1997).

3.1.3.1. Hidrograma unitario del SCS

El hidrograma unitario es el hidrograma de escurrimiento directo causado por una lluvia efectiva unitaria (1 *cm* ó 1 *mm*), de intensidad constante a lo largo de la duración efectiva y distribuida uniformemente sobre el área de drenaje (Sherman, 1932).

Para este caso se hizo uso del hidrograma unitario sintético, cuyos elementos característicos se obtienen a partir de las características morfométricas de las cuencas mediante relaciones empíricas con base en las evidencias encontradas en análisis regionales. En este caso se encuentran los hidrogramas de Zinder, Williams y Haan, SCS, Bratter, etc.

El Servicio de Conservación de Suelos (SCS), ahora Servicio de Conservación de los Recursos Naturales (NRCS), por sus siglas en inglés, propuso un modelo de hidrograma unitario paramétrico; éste modelo está incluido en el programa software HEC-HMS. Este modelo está basado en un promedio de hidrogramas unitarios, obtenidos de datos de precipitación y escurrimiento, medidos en un gran número de pequeñas cuencas agrícolas a lo largo de todo Estados Unidos.

Este modelo del hidrograma unitario del SCS es adimensional, el cual se muestra en la Ilustración 3.1, expresa la descarga del hidrograma unitario, U_t , como una proporción de la

descarga pico del hidrograma unitario, U_p , para cualquier tiempo t , una fracción de T_p , el tiempo hasta el pico del hidrograma unitario.

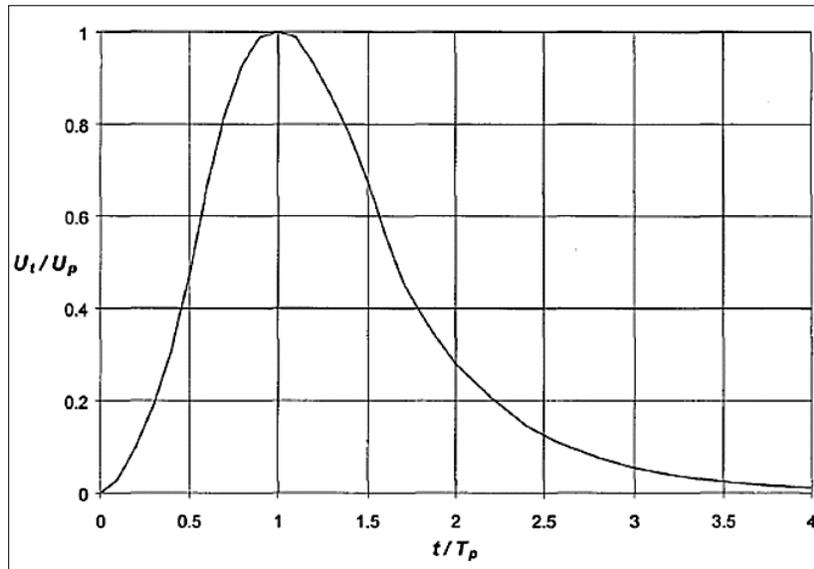


Ilustración 3.1. Hidrograma unitario del SCS.

Investigaciones del SCS sugieren que el pico y el tiempo pico del hidrograma unitario se relacionan por:

$$U_p = C \frac{A}{T_p} \quad (3.9)$$

Donde:

- A , es el área de la cuenca
- C , es la constante de conversión (2.08 en el Sistema Internacional de Unidades)

El tiempo pico esta relacionado con la duración de la lluvia en exceso como:

$$T_p = \frac{\Delta t}{2} + t_{lag} \quad (3.10)$$

Donde:

- Δt , es la duración de la precipitación en exceso
- t_{lag} , es el tiempo de retardo (definido como la diferencia de tiempo entre el centro de masa de la lluvia en exceso y el pico del HU)

4. DESCRIPCIÓN DE LA ZONA DE ESTUDIO

4.1. Localización geográfica

El Estado de Oaxaca se localiza en la porción sureste de la República Mexicana, entre los 15° 39' y 18° 42' de latitud norte, y los 93° 52' y 98° 32' de longitud oeste. Limita al norte con los Estados de Puebla y Veracruz, al sur con el Océano Pacífico, al este con el Estado de Chiapas y al oeste con el Estado de Guerrero. Se encuentra a una altitud que varía desde el nivel del mar hasta los 3,750 msnm.



Ilustración 4.1. Localización del Municipio de Oaxaca de Juárez y la cuenca de estudio.

El Estado se encuentra dividido en 8 regiones socioculturales: Cañada, Costa, Istmo, Mixteca, Cuenca del Papaloapan, Sierra Sur, Sierra Norte y los Valles Centrales; mismas que se pueden apreciar en la ilustración 4.2.



Ilustración 4.2. División del Estado de Oaxaca, en las 8 regiones socioculturales.

La zona de estudio se localiza dentro de la región conocida como Valles Centrales y a su vez la región de Valles Centrales se encuentra dividida en 7 distritos denominados: Distrito Etlá (Distrito 11), Distrito Zaachila (Distrito 17), Distrito Zimatlán (Distrito 18), Distrito Centro (Distrito 19), Distrito Tlacolula (Distrito 20), Distrito Ejutla (Distrito 24) y Distrito Ocotlán (Distrito 25); de acuerdo a la distribución mostrada en la ilustración 4.3.

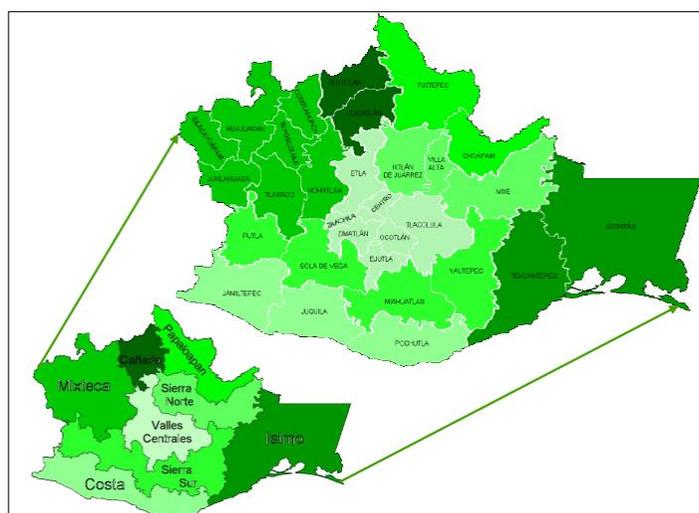


Ilustración 4.3. División regional y distrital del estado de Oaxaca.

El Distrito 19 “Centro”, se encuentra conformado por 21 municipios que son: Cuilápam de Guerrero, **Oaxaca de Juárez**, San Agustín de las Juntas, San Agustín Yatareni, San Andrés Huayapam, San Andrés Ixtlahuaca, San Antonio de la Cal, San Bartolo Coyotepec, San Jacinto

Amilpas, Animas Trujano, San edro Ixtlahuaca, San Raymundo Jalpan, San Sebastián Tutla, Santa Cruz Amilpas, Santa Cruz Xoxocotlán, Santa Lucía del Camino, Santa María del Tule, Santo Domingo Tomaltepec, Tlalixtac de Cabrera; como se muestra en la ilustración 4.4.

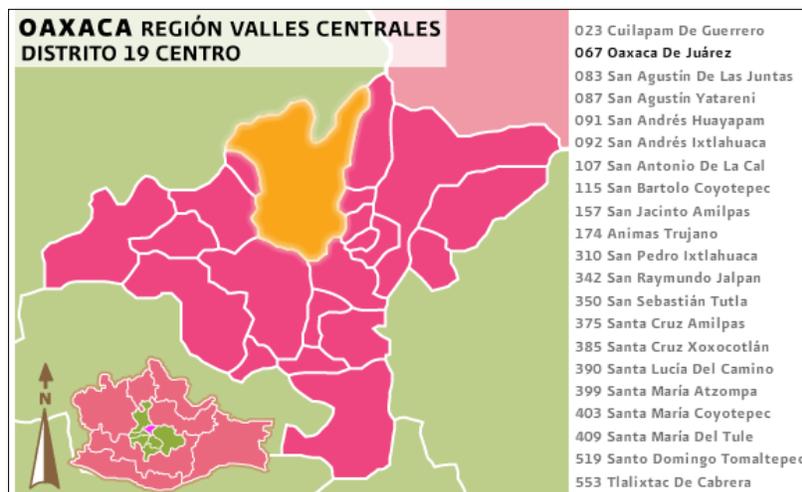


Ilustración 4.4. Municipio de Oaxaca de Juárez, en la región Valles Centrales, Distrito Centro.

La cuenca del Río San Felipe, se encuentra ubicada en el Municipio de Oaxaca de Juárez, el cual es uno de los 570 municipios que actualmente conforman el Estado de Oaxaca. Las coordenadas geográficas del municipio son: 17° 04' de latitud norte y 96° 43' de longitud oeste a una altura de 1,550 msnm, en la parte central del Estado. Limita al norte con San Pablo Etlá; al sur con San Antonio de la Cal y Santa Cruz Xoxocotlán; al este con San Andrés Huayapam, San Agustín Yatareni y Santa Lucía del Camino; al oeste con Santa María Atzompa y San Jacinto Amilpas. La superficie total del municipio es de 85.48 kilómetros cuadrados, la cual representa el 0.09% del Estado de Oaxaca.

4.2. Hidrografía

Varios ríos atraviesan la ciudad de Oaxaca: el Río Atoyac, el Río San Felipe del Agua, el Río Jalatlaco (actualmente entubado y sobre el cual corre la Calzada de la República), el Río Seco y el Río Salado.

El Río San Felipe nace en el Cerro de la Peña de San Felipe del Agua, en la zona conocida como Parque Nacional Benito Juárez. Es afluente del Río Grande que también pasa por el municipio y más adelante desemboca al Río Atoyac. El crecimiento acelerado de los asentamientos humanos sobre la ribera del Río San Felipe ha creado una grave calidad del agua por la contaminación proveniente de una parte de la población que carece de drenaje o que su drenaje descarga al río y a la falta de una planta de tratamiento de aguas negras.

El río principal que pasa por el Municipio de Oaxaca de Juárez es el Río Atoyac, en el cual desembocan otros ríos de menor tamaño. El Río Atoyac es el río más contaminado de la entidad. Tanto el Río Atoyac como el Río Salado, permanecen semisecos la mayor parte del año. El Río Atoyac, en su cauce original, pasaba por lo que hoy es el centro de la ciudad. Con

el propósito de evitar sus periódicas inundaciones, en 1561 los ingenieros españoles decidieron desviar el cauce del río hacia el sur, donde se encuentra en la actualidad.

4.3. Clima

Según la clasificación climática de Köppen, Oaxaca de Juárez posee una mezcla climática entre un clima subtropical de tierras altas y un clima de montaña. La temperatura promedio anual es de 22 °C. Los meses más calurosos son abril y mayo, mientras que los meses más fríos son diciembre, enero y febrero. La ciudad de Oaxaca está a una altura promedio de 1550 metros sobre el nivel del mar.

Debido a la especial configuración del relieve no puede decirse que las temperaturas sean homogéneas; así en la zona de interés, se presentan varios cambios de clima, que varían de semiárido-cálido y semicálidos-subhúmedos en la parte baja, templados-subhúmedos en la parte media y semifríos-subhúmedos en la parte alta de la cuenca del Río San Felipe.

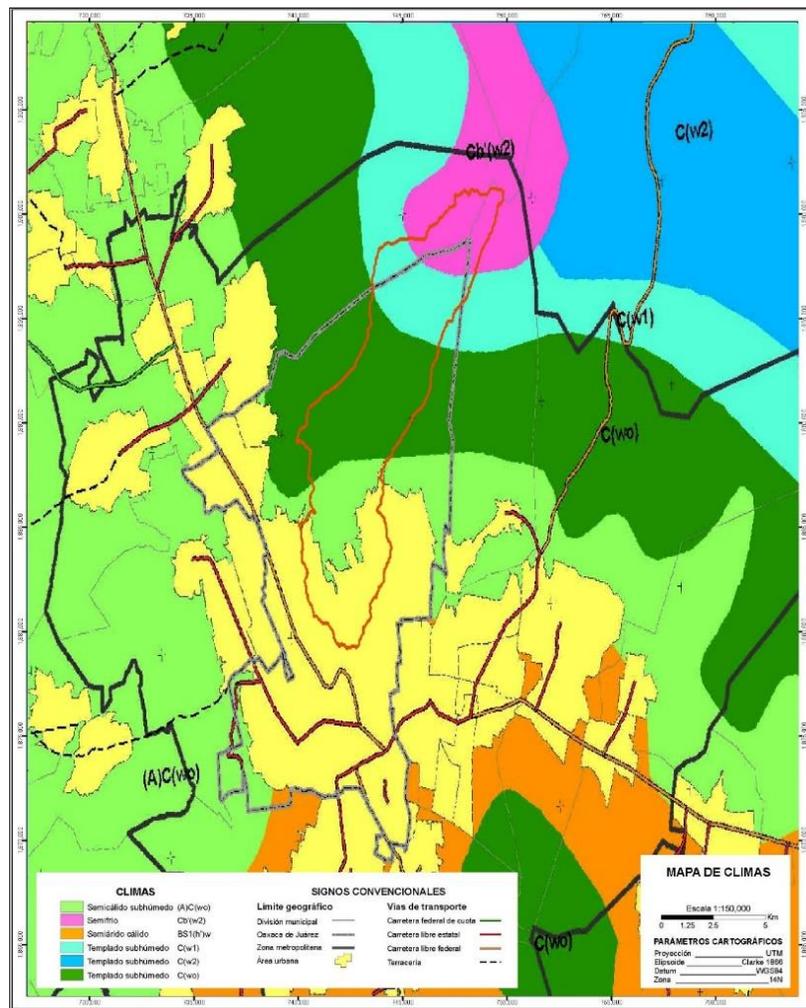


Ilustración 4.5. Climatología del municipio de Oaxaca de Juárez

4.4. Temperatura

La temperatura oscila entre los 10 y los 24°C, con promedios que varían de 18 °C en los meses más fríos y los 24 °C en los meses más calientes.

4.5. Modelo digital del terreno

Normalmente se hace uso de información de INEGI (Instituto Nacional de Estadística y Geografía), de cuyo sitio web se puede descargar el Modelo digital del terreno (MDT), construido a partir de una carta topográfica (escala 1:50,000), misma que se caracteriza por tener curvas de nivel a cada 20 metros, siendo éste MDT un archivo en formato raster, con una resolución o tamaño de celda adecuado, pero como algunos arroyos no alcanzaban a representarse debido al tamaño grande de la celda, se optó por construir el MDT a partir de otra fuente de información, que permitiera generar curvas de nivel con la separación adecuada.

El mapa topográfico digital ASTER GDEM (*ASTER Global Digital Elevation Model*), creado a partir de casi 1.3 millones de imágenes recogidas por el radiómetro japonés llamado ASTER (*Advanced Spaceborne Thermal Emission and Reflection Radiometer*), nos proporcionó imágenes del terreno de la zona de estudio, mismas que son necesarias para obtener las curvas de nivel a la distancia deseada en el programa de software Global Mapper, como se muestra en la ilustración 4.6.

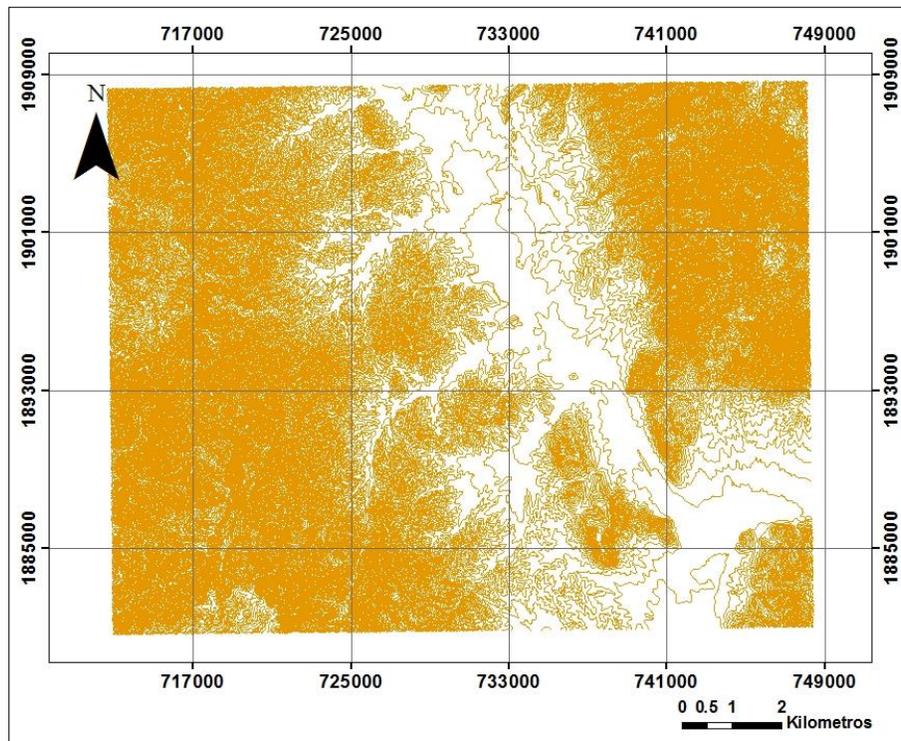


Ilustración 4.6. Curvas de nivel a cada 6 metros. *Shapefile* en Global Mapper.

Una vez obtenido éste archivo shapefile, se procesó en el programa de cómputo ArcGIS, con el cual se obtuvo las características morfométricas de la cuenca de estudio.

En éste caso se tiene un levantamiento topográfico con aproximación de medio metro (mismo que se muestra en la ilustración 4.7), de los cauces que conforman la confluencia (Río San Felipe y Río Blanco), donde se presentan problemas de inundación. Dicho levantamiento fue realizado como parte de un proyecto de colaboración entre el IMTA (Instituto Mexicano de Tecnología del Agua) y la CONAGUA (Comisión Nacional del Agua).

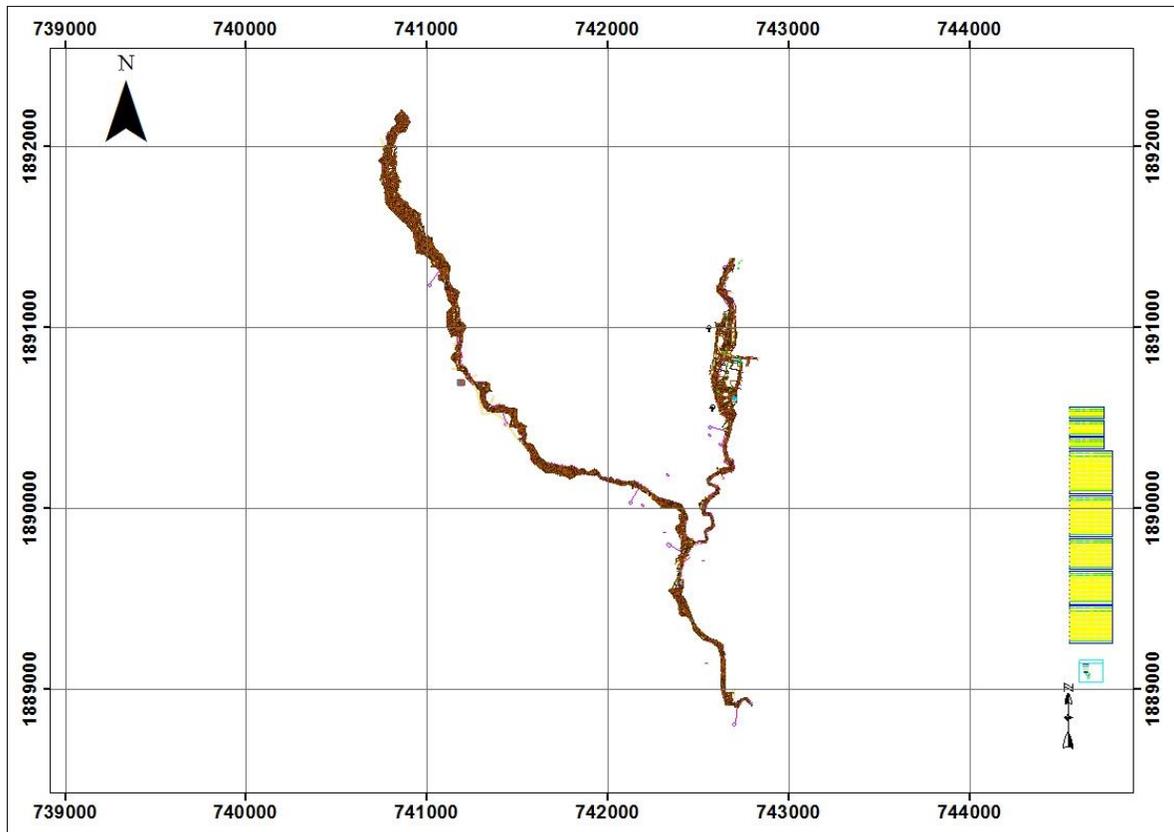


Ilustración 4.7. Levantamiento topográfico del Río San Felipe y Río Blanco. Vista en AutoCAD.

El contar con dicho levantamiento con aproximación de medio metro, ayudó a detallar el cauce de los ríos de la zona de estudio combinándolos con las curvas de nivel a cada 6 m obtenidas previamente, y luego de un proceso de sustitución y unión se obtuvo una geometría detallada en la zona de los cauces, como se muestra en la ilustración 4.8.

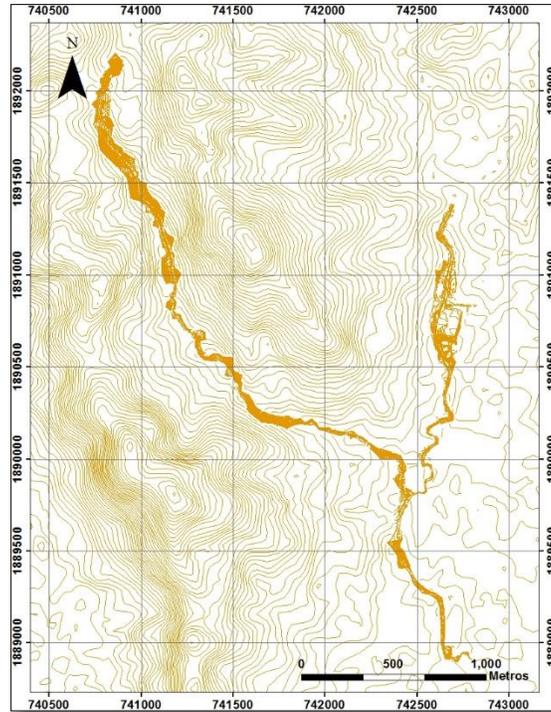


Ilustración 4.8. Combinación de curvas a cada 0.50 m y a cada 6 m. *Shapefile* en ArcGIS.

Ya que tenemos las curvas de nivel de nuestra zona de estudio, estas serán el punto de partida para crear el MDT (Modelo Digital del Terreno), en formato TIN (*Triangulated Irregular Network*), cuya estructura numérica de datos representa la distribución espacial de la altura del terreno. A continuación se muestra el MDT en la ilustración 4.9.

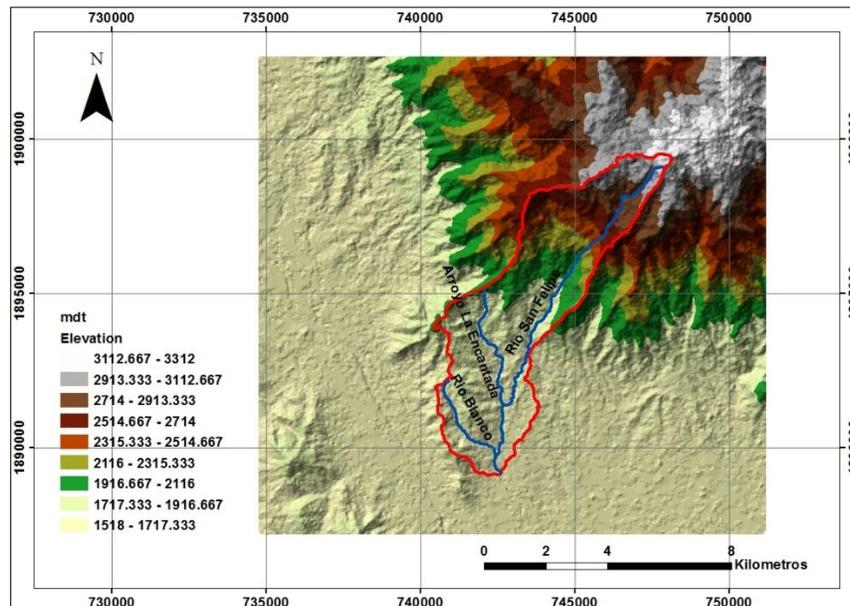


Ilustración 4.9. Modelo digital del terreno de la zona de estudio. TIN en ArcGIS.

El MDT obtenido, el cual se representa mediante un archivo en formato TIN, es necesario transformarlo en formato RASTER (o imagen en mapa de bits, como lo muestra la ilustración 4.10), el cual es un archivo que representa el área de estudio en una matriz de celdas o píxeles, donde cada una de ellas contiene un valor representativo para toda la superficie. Además estos archivos se utilizarán en la parte hidrológica de ArcGIS, con la cual se obtendrán las características morfométricas de la cuenca en estudio.

Una vez generado el archivo raster, es necesario realizar un *fill*, el cual es otro archivo raster, que servirá para quitar pequeñas imperfecciones en los datos, rellenando espacios del primer raster.

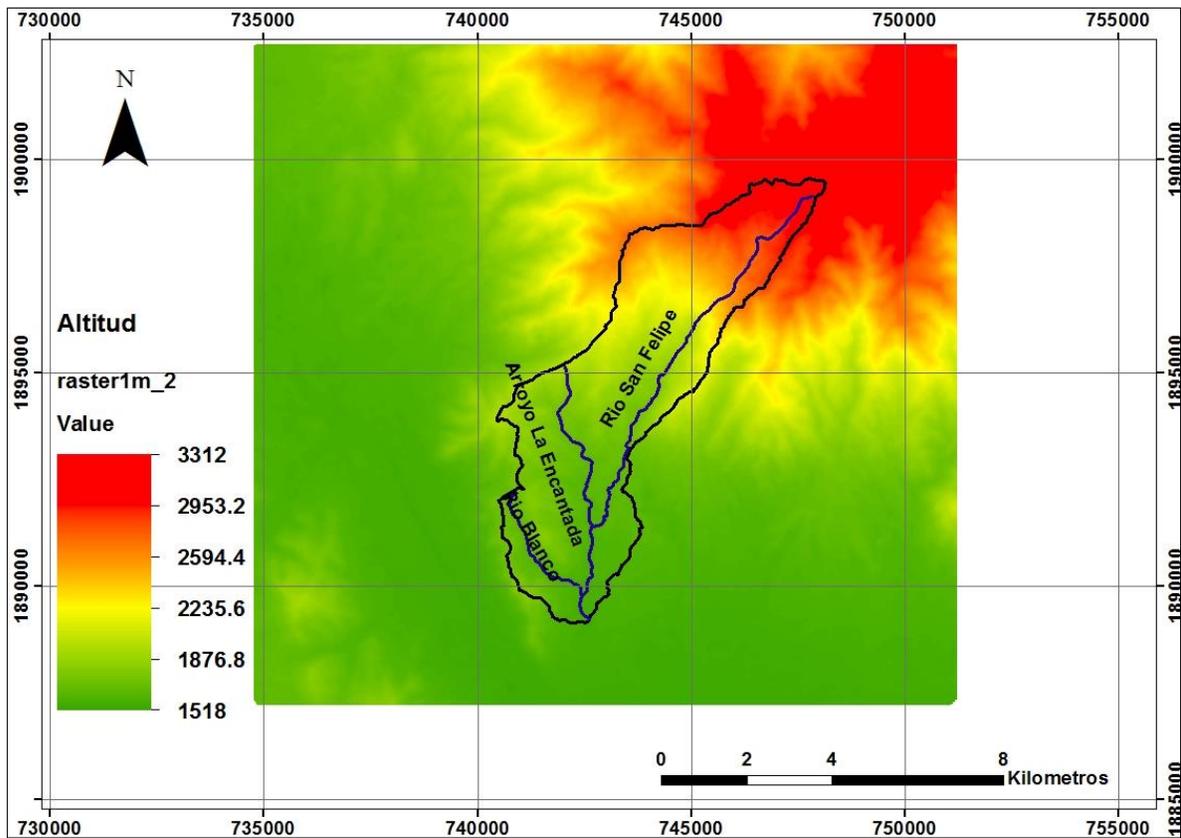


Ilustración 4.10. Raster de la zona de estudio.

Ya que se genera el raster con las correcciones, es necesario crear un raster de dirección de flujo, como se muestra en la ilustración 4.11, para ello se utiliza la función *Flow Direction*, la cual calcula la dirección que tomaría el escurrimiento partiendo de una celda hasta la celda vecina con la pendiente descendente más empinada.

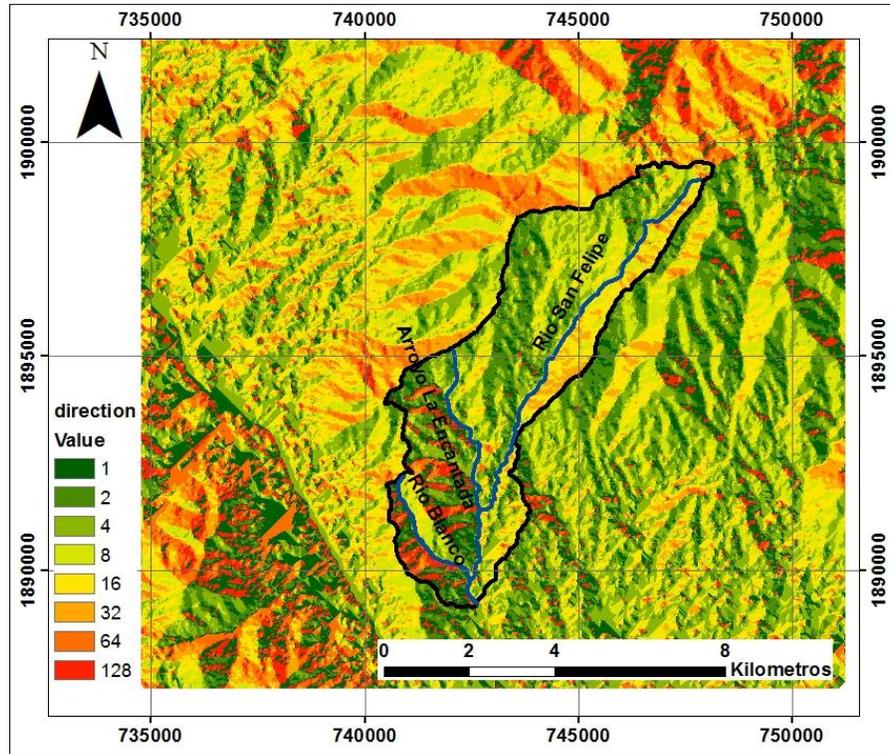


Ilustración 4.11. Raster de dirección de flujo.

El siguiente paso es crear un raster de acumulación de flujo, usando la función *Flow Accumulation*, dicha función determina el número de celdas de aguas arriba que vierten sobre cada una de las celdas inmediatamente aguas abajo de ella; formando así las corrientes de flujo que tienden a formarse en el terreno.

Este último archivo raster obtenido, representa el insumo básico para poder delimitar cada una de las subcuencas que conforman la cuenca total, para poder realizar esta delimitación, se necesita ingresar las coordenadas de cada uno de los puntos de salida de cada subcuenca; para este trabajo se consideraron los siguientes puntos.

- Confluencia Río San Felipe – arroyo La encantada
- Confluencia Río San Felipe – Río Blanco
- Entrada al colector fluvial (comienzo del embovedamiento del cauce)

Las coordenadas que se manejan en el presente trabajo son UTM (*Universal Transverse Mercator*).

4.6. Delimitación de la cuenca de estudio

En la ilustración 4.12 se aprecia cómo está conformada la zona de estudio o la cuenca total, misma que se compone por cinco subcuencas. Subcuenca Río San Felipe, subcuenca del arroyo La Encantada, subcuenca de la Confluencia, la subcuenca perteneciente al Río Blanco

y la subcuenca Colector. La confluencia del Río San Felipe y arroyo La Encantada, constituye el punto de salida de estas dos subcuencas.

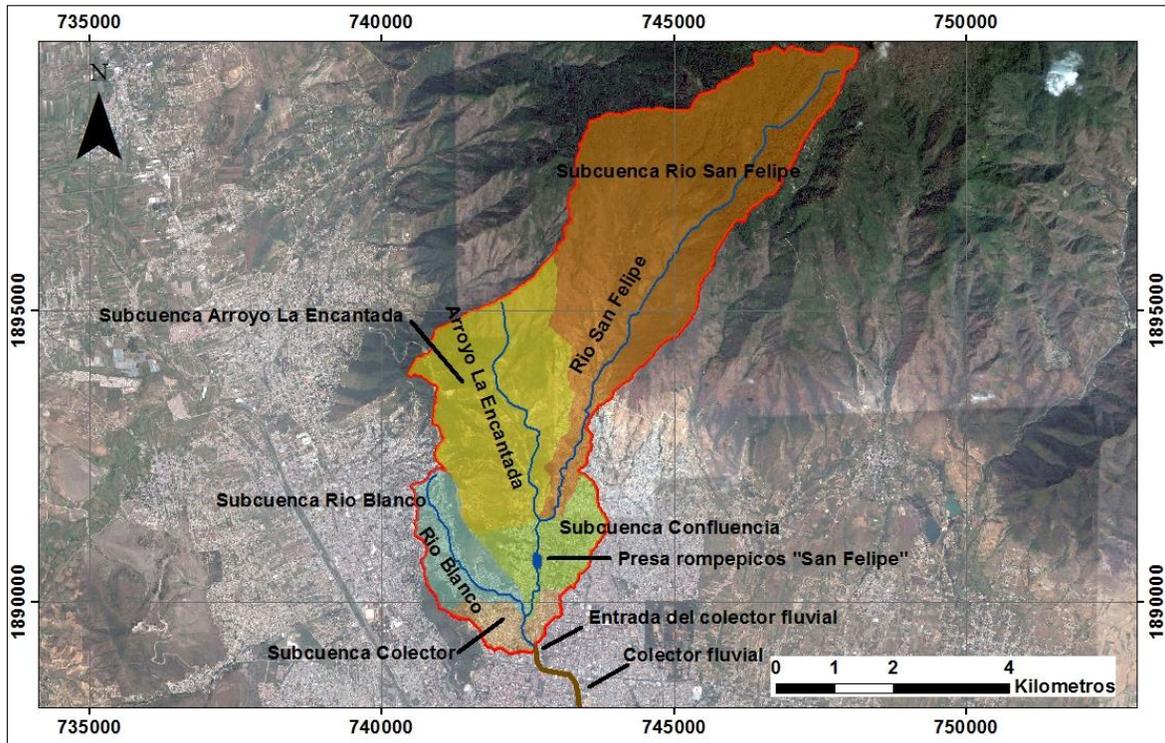


Ilustración 4.12. Subcuencas que conforman la cuenca total.

Así mismo, el punto ubicado en la confluencia del Río San Felipe y Río Blanco, constituye el punto de salida de las dos subcuencas que denominaremos subcuenca Río Blanco y subcuenca la Confluencia, mientras que el punto que marca el comienzo del colector fluvial, representa el punto de salida de la subcuenca Colector, así como de la cuenca total.

4.7. Características fisiográficas de la cuenca

Conocer estas características es pieza clave en el análisis, ya que gran parte de los fenómenos hidrológicos que ocurren sobre un determinado espacio geográfico suele tener como referencia a la unidad fisiográfica conocida como cuenca (Díaz Delgado et al., 1999).

4.7.1. Área de las subcuencas y cuenca total.

Una vez delimitada el área de la cuenca, resultó que el área de la cuenca total hasta la entrada al colector fluvial, es decir, hasta el inicio del embovedamiento del cauce, fue de 29.93 km², y para el caso de las subcuencas, las áreas correspondientes se muestran en la siguiente tabla:

Subcuenca	Área (km²)
1.- Río San Felipe	16.08
2.- Arroyo La Encantada	8.07
3.- Confluencia	2.39
4.- Río Blanco	2.63
5.- Colector	0.76
Cuenca total	29.93

Tabla 4.1. Áreas en km² para las subcuencas.

4.7.2. Longitud del cauce principal

El cauce principal de la cuenca total tiene una longitud de 13.185 km, hasta la entrada al colector fluvial, y para el caso de las subcuencas, se obtuvieron los valores mostrados en la tabla 4.2.

Subcuenca	Longitud del cauce principal (km)
1.- Río San Felipe	10.292
2.- Arroyo La Encantada	5.545
3.- Confluencia	12.121
4.- Río Blanco	3.339
5.- Colector	13.185
Cuenca total	13.185

Tabla 4.2. Longitud del cauce principal en km, para las subcuencas.

4.7.3. Pendiente media del cauce principal

Para el cálculo de la pendiente media del cauce, se aplicó el método de Taylor-Schwarz; que se expresa como:

$$S = \left[\frac{L}{\frac{l_1}{\sqrt{S_1}} + \frac{l_2}{\sqrt{S_2}} + \dots + \frac{l_m}{\sqrt{S_m}}} \right]^2 \quad (4.1)$$

Dónde:

- l_i , es la longitud del tramo i , en m
- S_i , es la pendiente del tramo i , en m
- L , es la longitud total, en m
- m , es el número de tramos en que se divide la longitud total del cauce

Al aplicar la ecuación anterior, se obtuvieron las pendientes de los cauces principales para la cuenca total y cada una de las subcuencas.

Subcuenca	S
1.- Río San Felipe	0.08186
2.- Arroyo La Encantada	0.05796
3.- Confluencia	0.01214
4.- Río Blanco	0.03855
5.- Colector	0.01864
Cuenca total	0.05060

Tabla 4.3. Pendiente media del cauce principal, S.

4.7.4. Desnivel del cauce principal

El cauce principal de la cuenca total tiene un desnivel de 1663.07 m aproximadamente desde su inicio hasta la entrada al colector.

Subcuenca	ΔD
1.- Río San Felipe	1624.08
2.- Arroyo La Encantada	571.41
3.- Confluencia	1654.97
4.- Río Blanco	154.71
5.- Colector	1663.07
Cuenca total	1663.07

Tabla 4.4. Desnivel del cauce principal.

5. ANALISIS HIDROLÓGICO

Para determinar el volumen de agua que escurrirá en la zona de estudio, se debe determinar que volumen de agua precipita y cuanta logra salir a través del punto de salida de la cuenca en forma de escurrimiento, existirá una diferencia, a la que llamamos pérdida. En general, las pérdidas están constituidas por la intercepción en el follaje de las plantas y en los techos de las construcciones, la retención en depresiones o charcos (que posteriormente se evapora o se infiltra). En la práctica es difícil separar estos cuatro componentes, la porción más considerable de las pérdidas está dada por la infiltración, por lo que es costumbre calcularlas conjuntamente bajo este nombre.

La infiltración engloba todo un proceso el cual depende o se ve afectado por varios factores, de modo que la capacidad de infiltración de un suelo varía de acuerdo a éstos, entre los más importantes tenemos: aire atrapado, cobertura vegetal, compactación, contenido de humedad de saturación, contenido de humedad inicial, lavado de material fino, temperatura, textura del suelo, uso del suelo.

Existen algunos métodos para el cálculo de la infiltración, algunos de ellos consideran mediciones simultáneas de lluvia y escurrimiento en la cuenca de aportación, algunos de estos métodos son:

- a) Criterio de la capacidad de infiltración media
- b) Criterio del coeficiente de escurrimiento
- c) Criterio del Soil Conservation Service (SCS)
- d) Criterio del índice de precipitación antecedente

En el presente trabajo, no se cuenta con datos de escurrimiento para la cuenca de estudio, por lo que se aplicará el siguiente método ya que no requiere que la cuenca esté aforada.

5.1. Método de los números de escurrimiento

Para aplicar este criterio no es necesario que la cuenca esté aforada, dado que la mayor parte de las cuencas del país no están aforadas, este método resulta ser apropiado, pues es un método indirecto para obtener el número de escurrimiento, propuesto por el Servicio de Conservación de Suelos de Estados Unidos (SCS) (Aparicio, 1997), auxiliado con el empleo de cartas edafológicas y de uso de suelo. Para el caso que nos ocupa, la información se obtuvo de información de INEGI a escala 1:250,000 del año 2012.

Primeramente fue necesario trazar la cuenca en las cartas a la escala antes mencionada e identificar los tipos y usos de suelo que se tienen en la zona, para asociarlos a su correspondiente número de escurrimiento N . Con ayuda de la información disponible y el software ArcGIS, se realizó la clasificación por tipo y uso de suelo como se observa en las figuras siguientes y se determinaron los valores correspondientes al número de escurrimiento N para las subcuencas 1, 2, 3, 4, 5 y la cuenca total, en forma conjunta dado el tamaño y ubicación de las subcuencas.

Para esto, los principales tipos y usos del suelo en la cuenca son: regosol, cambisol, leptosol, con textura del suelo media y gruesa; los usos: agricultura de temporal, zona urbana, vegetación secundaria arbórea de bosque de pino, vegetación secundaria arbórea de pino-encino, vegetación secundaria arbustiva de bosque de encino y pastizal inducido.

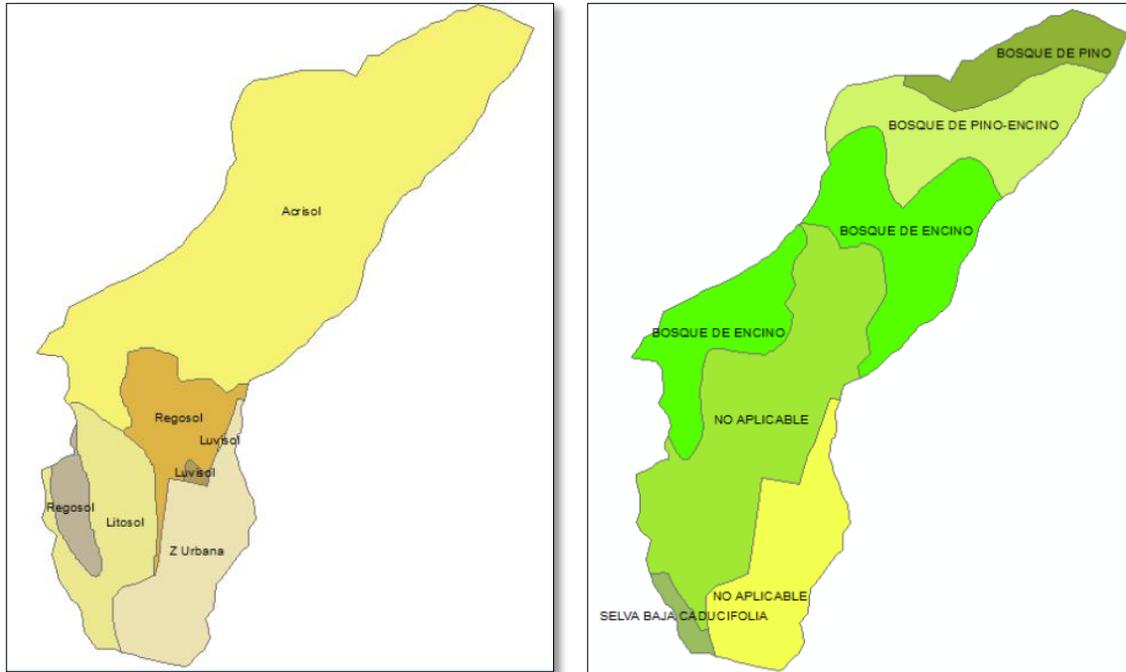


Ilustración 5.1. Clasificación de acuerdo al tipo de suelo (izquierda). Clasificación de acuerdo al tipo de vegetación y uso de suelo (derecha).

De acuerdo al tamaño y características de la cuenca total y sus subcuencas, se consideró pertinente realizar el cálculo del coeficiente de escurrimiento en forma conjunta, de tal forma que los resultados fueron los siguientes:

Tabla 5.1. Cálculo del número de curva para la cuenca total.

TIP_ECOV	NOM_SUE1	NOM_SUB1	TIP_SUE1	TEXTURA	TIPO	N	AREA_KM2	AREA*N
AGRICULTURA DE TEMPORAL ANUAL	REGOSOL	Éutrico	Epiléptico	Media	C	88	1.1659	102.6019
ZONA URBANA					D	95	0.4372	41.5303
VEGETACION SECUNDARIA ARBOREA DE BOSQUE DE PINO	CAMBISOL	Dístrico	Endoléptico	Media	B	60	2.6629	159.7754
VEGETACION SECUNDARIA ARBOREA DE BOSQUE DE PINO-ENCINO	CAMBISOL	Dístrico	Endoléptico	Media	B	60	5.7686	346.1174
AGRICULTURA DE TEMPORAL ANUAL	CAMBISOL	Dístrico	Endoléptico	Media	C	84	0.4020	33.7659
VEGETACION SECUNDARIA ARBUSTIVA DE BOSQUE DE ENCINO	CAMBISOL	Dístrico	Endoléptico	Media	C	86	5.6537	486.2221
ZONA URBANA	REGOSOL	Éutrico	Epiléptico	Media	D	90	0.0516	4.6422
AGRICULTURA DE TEMPORAL ANUAL	REGOSOL	Éutrico	Epiléptico	Media	B	81	2.9569	239.5128
ZONA URBANA					D	95	0.1934	18.3691
VEGETACION SECUNDARIA ARBUSTIVA DE BOSQUE DE ENCINO	CAMBISOL	Dístrico	Endoléptico	Media	C	84	3.2807	275.5815
AGRICULTURA DE TEMPORAL ANUAL	LEPTOSOL		Éutrico	Gruesa	D	82	1.5897	130.3588
ZONA URBANA	REGOSOL	Éutrico	Epiléptico	Media	D	90	0.0456	4.1031
PASTIZAL INDUCIDO	LEPTOSOL		Éutrico	Gruesa	B	67	0.3404	22.8045
ZONA URBANA					D	95	1.9213	182.5282
ZONA URBANA	REGOSOL	Éutrico	Epiléptico	Media	D	95	1.2151	115.4383
VEGETACION SECUNDARIA ARBUSTIVA DE SELVA BAJA CADUCIFOLIA	LEPTOSOL		Éutrico	Gruesa	C	81	0.2574	20.8503
ZONA URBANA	LEPTOSOL		Éutrico	Gruesa	D	92	0.3071	28.2513
ZONA URBANA					D	95	0.2600	24.6953
PASTIZAL INDUCIDO	LEPTOSOL		Éutrico	Gruesa	B	67	0.3315	22.2119
ZONA URBANA	LEPTOSOL		Éutrico	Gruesa	D	92	0.3173	29.1888
ZONA URBANA	LEPTOSOL		Éutrico	Gruesa	D	92	0.1368	12.5855
ZONA URBANA	REGOSOL	Éutrico	Epiléptico	Media	D	90	0.0009	0.0855
ZONA URBANA					D	95	0.9592	91.1281
TOTAL:							28.6523	2248.2159
NC PONDERADO:								78.5

Por lo anterior, el número de curva N ponderado correspondiente a la cuenca total, resultó ser de $N = 78.5$, valor que se considera adecuado y conservador, dadas las características de cobertura vegetal, tipo y uso de suelo de la zona estudiada.

De igual forma, para las subcuencas se realizó la clasificación por tipo, uso de suelo y cobertura vegetal, y se determinaron los valores correspondientes al número de curva. Los resultados fueron los siguientes subcuenca Río San Felipe ($N = 72.7$), subcuenca arroyo La Encantada ($N = 82.8$), subcuenca Confluencia ($N = 90.8$), subcuenca Río Blanco ($N = 89.5$) y subcuenca Colector ($N = 94.6$).

5.2. Hidrometría

No se encontraron registros de estaciones hidrométricas en las corrientes de interés, por lo cual, se trabajó con registros de estaciones climatológicas. Es decir, no existe una medición continua del caudal en los cauces naturales de la zona de estudio (Montoya & Aguilar, 2014).

5.3. Datos climatológicos

Se recabó información de las estaciones climatológicas (CONAGUA, 2015) más cercanas a la zona de interés, para ello se consultó la base de datos del ERIC III (Extractor Rápido de Información Climatológica) (IMTA, 2006) y del Sistema CLICOM (*CLimate COMputing project*), los datos que se analizaron fueron las precipitaciones en 24 horas, para obtener las precipitaciones máximas diarias por año.



Ilustración 5.2. Estaciones climatológicas cercanas a la cuenca de estudio.

Clave	Nombre	Edo	Municipio	Latitud	Longitud	Altitud	Periodo	No. de años
20034	Etla	Oax	Villa de Etla o Guadalupe Etla	17.20722	-96.79972	1671	1957-2011	54
20079	Oaxaca	Oax	Oaxaca de Juárez	17.08306	-96.70972	1594	1952-2011	57
20180	Vivero Benito Juárez	Oax	Oaxaca de Juárez	17.06667	-96.73306	1568	1970-1983	13
20211	San Martin Mexicapán	Oax	Oaxaca de Juárez	17.05667	-96.70472	1540	1954-1969	16
20258	Santo Domingo Barrio Bajo	Oax	Villa de Etla o Guadalupe Etla	17.20002	-96.77994	1678	1976-1987	12
20269	Cuauhtémoc	Oax	Oaxaca de Juárez	17.08306	-96.75667	2605	1975-1982	8
20329	El Fortín	Oax	Oaxaca de Juárez	17.06667	-96.71667	2301	1979-2007	24
20367	Presa El Estudiante	Oax	Tlalixtac de Cabrera	17.13639	-96.62806	3034	1982-2012	31

Tabla 5.2. Estaciones climatológicas cercanas a la zona de interés.

5.4. Polígonos de Thiessen

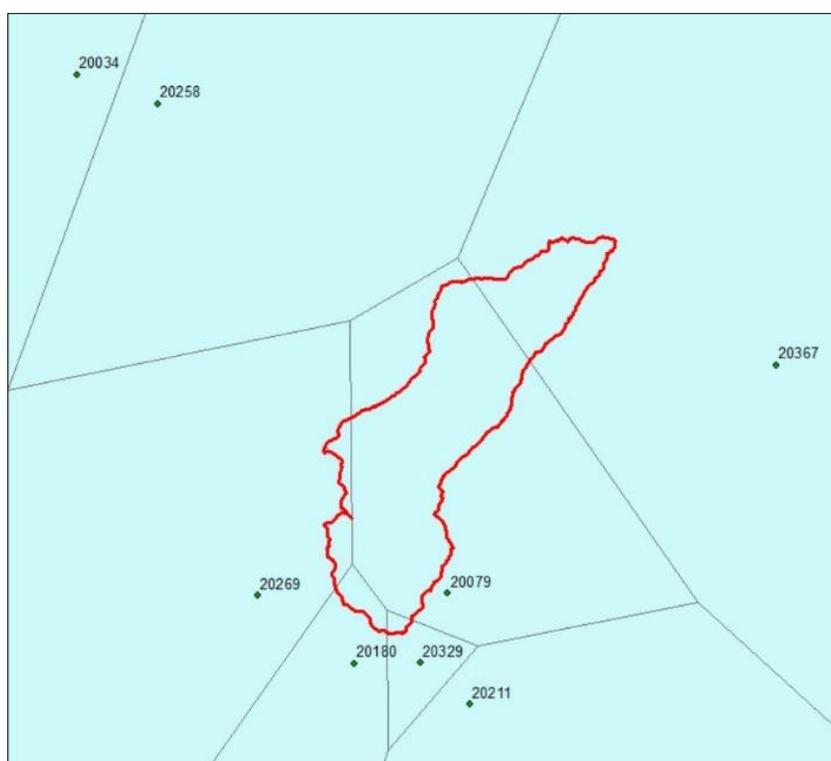


Ilustración 5.3. Polígonos de Thiessen para las estaciones climatológicas cercanas.

En la selección de estaciones cercanas se descartaron las que no tienen área de influencia en la cuenca de estudio y las que no cuentan con un período mínimo de 25 años consecutivos de registro, por lo que, solo las estaciones de nombre "Oaxaca" (20079) y "Presa El Estudiante" (20367), son las que se utilizaron para realizar el estudio hidrológico de la cuenca de estudio.



Ilustración 5.4. Polígonos de Thiessen, para las dos estaciones seleccionadas.

Por tratarse de un estudio de gastos máximos de escurrimiento, lo más recomendable es realizar el estudio considerando el historial completo de las estaciones climatológicas encontradas, sin completar las series de datos para no alterar los registros, puesto que solo se encontraron dos estaciones cercanas con suficiente cantidad de datos (IMTA, 2006). Por lo anterior, se consideraron solo registros consecutivos y para el caso de tres años faltantes (1987, 1988 y 1989) de la estación 20079, se procedió de la siguiente manera:

5.5. Estimación de datos faltantes

El diseño de las obras hidráulicas siempre requiere de información hidrológica, sin embargo en muchas ocasiones la información disponible en las estaciones no está completa, presentando años sin registro de precipitación o escurrimiento, razón por la cual se hace necesario el tratar de completar el registro.

En el caso en estudio hacen falta 3 valores en la estación 20079, los cuales corresponden a los años 1987, 1988 y 1989 como ya se mencionó; dentro de las estaciones que se descartaron por no cumplir con el requisito de los 25 años de registros continuos mínimamente, se encuentra la estación 20329, la cual tiene registros de los años 1987 y 1988 y además está muy próxima a la estación 20079, de modo que se tomó su máximo valor diario registrado en el año, siendo estos, 43 mm para 1987 y 60 mm para 1988. En cuanto al año de 1989, se calculó promediando el resto de los valores para esa estación, dando como resultado 58.4.

5.6. Precipitaciones máximas anuales

Una vez que se ha llevado a cabo la estimación de los datos faltantes de las estaciones, se procede a seleccionar los valores de las precipitaciones máximas anuales para cada 24 horas.

Año	Estación climatológica		Año	Estación climatológica	
	20079	20367		20079	20367
1952	31.5		1982	47.4	64.0
1953	45.0		1983	39.0	33.0
1954	50.3		1984	51.0	38.0
1955	60.0		1985	54.4	40.0
1956	72.0		1986	100.8	65.0
1957	76.0		1987	43.0	35.0
1958	60.2		1988	60.0	40.0
1959	46.5		1989	58.4	42.0
1960	39.5		1990	32.5	15.0
1961	84.0		1991	58.7	80.0
1962	48.1		1992	11.0	15.0
1963	63.1		1993	80.5	40.0
1964	44.0		1994	38.0	43.0
1965	81.0		1995	69.0	60.0
1966	43.7		1996	65.7	65.0
1967	46.0		1997	39.6	36.0
1968	44.6		1998	58.5	46.0
1969	35.6		1999	44.5	68.0
1970	47.0		2000	39.0	63.0
1971	59.0		2001	78.8	56.0
1972	72.9		2002	42.9	55.0
1973	73.1		2003	46.5	100.0
1974	78.0		2004	64.5	34.0
1975	69.5		2005	117.0	118.1
1976	66.8		2006	66.2	80.0
1977	35.8		2007	87.5	41.0
1978	50.1		2008	62.8	57.0

Año	Estación climatológica		Año	Estación climatológica	
	20079	20367		20079	20367
1979	58.5		2009	68.5	44.0
1980	62.1		2010	88.6	68.0
1981	91.3		2011	55.4	40.0
			2012	51.0	51.0

Tabla 5.3. Precipitaciones máximas anuales en 24 hr, en mm.

Analizar la calidad de la información recabada es muy importante, para que no se tengan errores en el procesamiento de la información y evitar que se propaguen al determinar los eventos de diseño y se encuentre que estos no concuerdan con la realidad, debido a la calidad de la información utilizada.

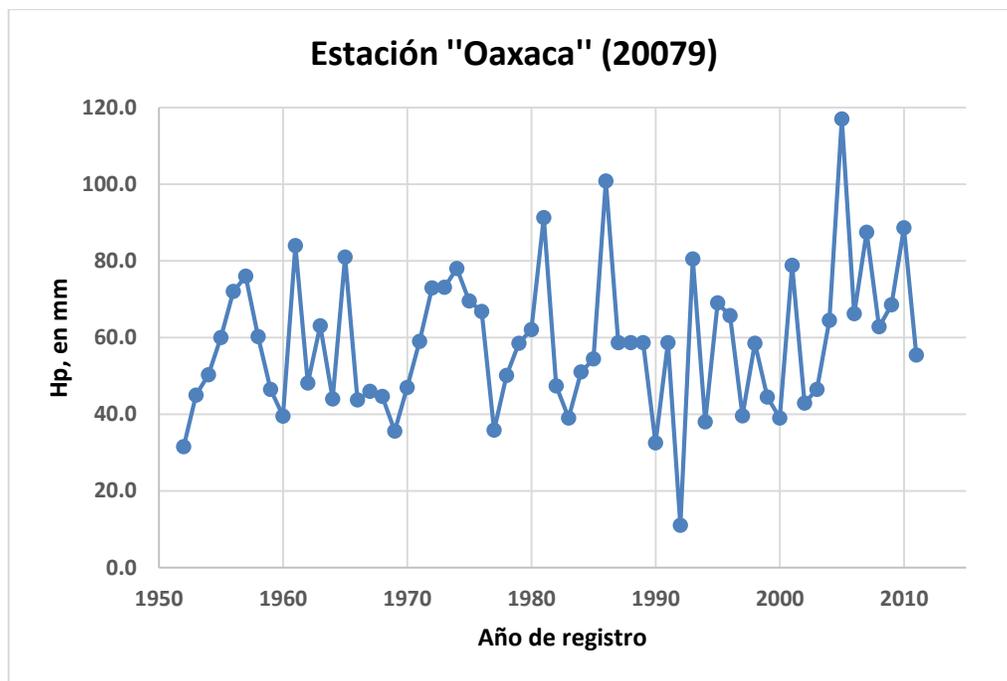


Ilustración 5.5. Lluvias máximas anuales en 24 horas en la estación 20079.

Antes de comenzar a procesar la información climatológica, es necesario analizar la calidad de la información con el objeto de identificar datos extraños en los registros históricos que se salgan de los estándares de la zona, esto es, que existan datos muy por arriba de los máximos registrados. Para esto, antes de eliminar dichos valores, deberá analizarse la información de las estaciones vecinas, si éstas registran la misma tendencia ello significará que los datos son verídicos, en caso contrario deberán eliminarse.

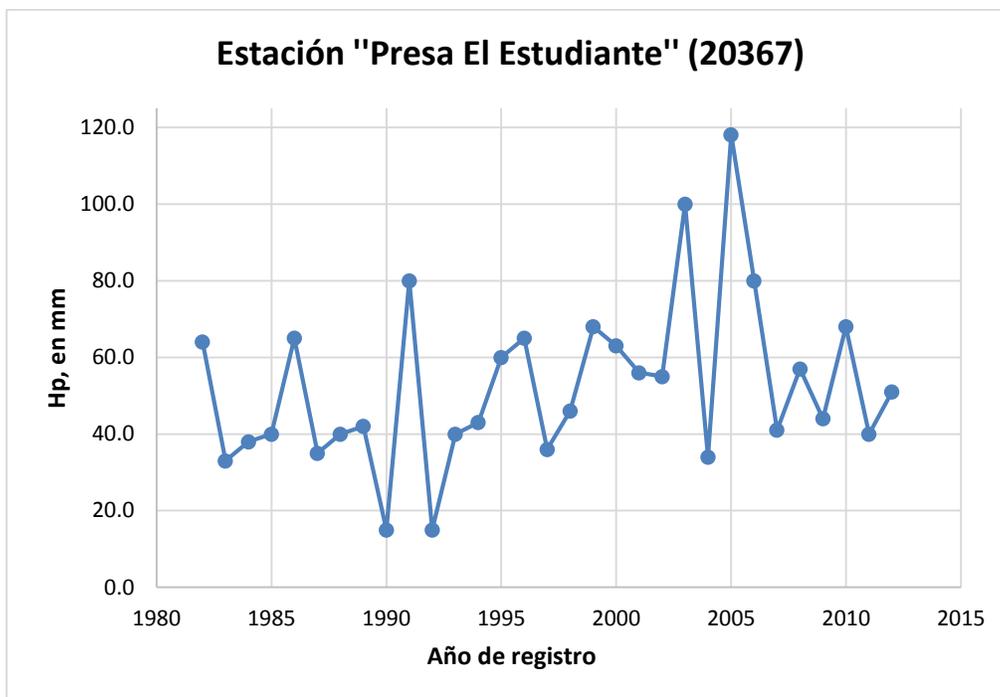


Ilustración 5.6. Lluvias máximas anuales en 24 horas en la estación 20367.

Se verificó la calidad de la información con las pruebas de homogeneidad e independencia de las series de registros máximos anuales. Una serie de datos es llamada “homogénea” si la muestra procede de una población única. Si lo anterior no se cumple se deben hacer ajustes o correcciones para volverla homogénea (Campos, 1998), de manera que las estimaciones estadísticas muestrales sean válidas para los parámetros poblacionales.

5.7. Pruebas de Homogeneidad

La homogeneidad de una serie se pierde por un sin número de causas, las cuales pueden ser agrupadas en dos grupos: en el primero las debidas a cambios físicos en la propia estación y en el segundo, las originadas por las modificaciones o cambios en el medio ambiente, las cuales se manifiestan en una alteración relativa de los datos medidos. A continuación se mencionan algunas causas de la pérdida de la homogeneidad.

- Cambio en la localización de la estación
- Cambio en la forma de exposición de los equipos
- Cambio en el procedimiento de medición o reemplazo del operador
- Construcción de embalses en las cercanías
- Deforestación y reforestación en la zona
- Desección de pantanos
- Apertura de nuevas áreas de cultivo en los alrededores
- Industrialización en áreas circundantes
- Rectificación de cauces

Existen diversas pruebas estadísticas para probar si una serie es homogénea, como son (Aceves, 2013): prueba estadística de las secuencias, prueba *t* de Student, prueba de Helmert, prueba de Cramer, etc., en el presente estudio se utilizaron los 3 primeros métodos para tener un rango de aceptación de las series.

5.7.1. Prueba estadística de las secuencias

Esta prueba es bastante común y muy sensitiva; en ella, se deben contar el número de secuencias (*u*) que se encuentran por arriba o por debajo de la mediana de la serie. El valor de la mediana se obtiene ordenando los datos con respecto a su magnitud y seleccionando el valor central en el caso de que *n* sea impar, o bien, la media aritmética de los dos valores centrales en caso de que *n* sea par. En caso de que un valor de la serie sea mayor que la mediana se le asigna una A; en caso contrario la letra correspondiente es B; finalmente, se encuentran las sucesiones de A o B (Campos, 1998).

La serie es homogénea si el número de secuencias se encuentra en el rango marcado en la siguiente tabla:

Número de datos	Rango de <i>u</i>
12	5 a 8
14	5 a 10
16	6 a 11
18	7 a 12
20	8 a 13
22	9 a 14
24	9 a 16
26	10 a 17
28	11 a 18
30	12 a 19
32	13 a 20
34	14 a 21
36	15 a 22
38	16 a 23
40	16 a 25
50	22 a 30
60	26 a 36
70	31 a 41
80	35 a 47
100	45 a 57

Tabla 5.4. Rango de valores para *u*.

*Para ver la tabla donde se realizó el cálculo completo, ver tabla 10.7 mostrada en el capítulo ANEXOS.

5.7.2. Prueba estadística *t* de Student

Cuando la causa probable de la pérdida de homogeneidad en la serie, sea un cambio abrupto en la media, la prueba del estadístico *t* es muy útil y el método se desarrolla de la siguiente manera:

Si se considera una serie X_i^j para $i = 1, 2, \dots, n_j$, del sitio *j*, la cual se divide en dos conjuntos de tamaño $n_1 = n_2 = \frac{n_1}{2}$, entonces, el estadístico de la prueba se define con la expresión (Escalante y Reyes, 2002):

$$t_d = \frac{\bar{X}_1 - \bar{X}_2}{\left[\frac{n_1 S_1^2 + n_2 S_2^2}{n_1 + n_2 - 2} \left(\frac{1}{n_1} + \frac{1}{n_2} \right) \right]^{1/2}} \quad (5.1)$$

Donde:

\bar{X}_1, S_1^2 , son la media y la varianza de la segunda parte del registro de tamaño n_1
 \bar{X}_2, S_2^2 , son la media y la varianza de la segunda parte del registro de tamaño n_2

El valor absoluto de t_d se compara con el valor de la distribución *t* de Student de dos colas, con $v = n_1 + n_2 - 2$ grados de libertad y para un nivel de significancia de $\alpha = 0.05$. Si y solo si, el valor absoluto de t_d es mayor que el valor de la distribución *t* de Student, se concluye que la diferencia entre las medias es evidencia de inconsistencia y por lo tanto, la serie X_i^j se considera no homogénea.

Grados de libertad	Nivel de Significancia		Grados de libertad	Nivel de Significancia	
	5%*	5%**		5%*	5%**
1	6.314	12.706	18	1.734	2.101
2	2.92	4.303	19	1.729	2.093
3	2.353	3.182	20	1.725	2.086
4	2.132	2.776	21	1.721	2.08
5	2.015	2.571	22	1.717	2.074
6	1.943	2.447	23	1.714	2.069
7	1.895	2.365	24	1.711	2.064
8	1.86	2.306	25	1.708	2.06
9	1.833	2.262	26	1.706	2.056
10	1.812	2.228	27	1.703	2.052
11	1.796	2.201	28	1.701	2.048
12	1.782	2.179	29	1.699	2.045
13	1.771	2.16	30	1.697	2.042
14	1.761	2.145	40	1.684	2.021
15	1.753	2.131	60	1.671	2
16	1.746	2.12	120	1.658	1.98
17	1.74	2.11	μ	1.645	1.96

Tabla 5.5. Distribución *t* de Student (Campos 1998).

*Prueba de una sola cola, **Prueba de dos colas

Esta prueba se realizó en el programa de software “Análisis de Frecuencias AFA V.1.1 (IMTA, 2010), y los resultados que arrojó son los siguientes:

```

P r u e b a      T   d e   S t u d e n t

Número de datos del conjunto 1= 30
Media del conjunto 1= 57.840
Desv estandar del conjunto 1= 15.921

Número de datos del conjunto 2= 30
Media del conjunto 2= 58.990
Desv estandar del conjunto 2= 21.755

El valor del estadístico de prueba es Td= -0.230

El valor del estadístico de T de estudent para un nivel de significancia del 5% y
58 grados de libertad es Tstud= 2.002

Como Td<Tstud, entonces la muestra es homogénea

```

Ilustración 5.7. Resultados de la prueba t de Student en el programa AFA.

5.7.3. Prueba estadística de Helmer

Esta prueba consiste en analizar el signo de las desviaciones de cada evento X_i^j de la serie, para $x = 1, 2, \dots, n_j$, con respecto a su valor medio X^j . Si una desviación de un cierto signo es seguida de otra del mismo signo, entonces se dice que se forma una secuencia S , de lo contrario se considera como un cambio C .

La serie se considera homogénea si se cumple que:

$$-\sqrt{n_j - 1} \leq (S - C) \leq \sqrt{n_j - 1}, \text{ o bien } (S - C) \leq \left| \sqrt{n_j - 1} \right| \quad (5.2)$$

Dónde:

n_j , es el número de datos

De igual manera que la prueba anterior, ésta prueba se realizó en el programa de software “Análisis de Frecuencias AFA V.1.1 (IMTA, 2010), teniendo como resultados los mostrados a continuación:

```

P r u e b a   d e   H e l m e r t

Número de datos de la muestra N= 60
Media de la muestra= 58.415
Número de Secuencias S= 31
Número de cambios C= 28

La serie se considera homogénea si se cumple:
-Raiz(N-1)<= (S-C)<= Raiz(N-1)  o bien (S-C)<= Abs(Raiz(N-1))

Como (S-C)= 3 <= abs(Raiz(N-1))=7.68 La muestra es Homogénea

```

Ilustración 5.8. Resultados de la prueba de Helmert en el programa AFA.

5.8. Pruebas de independencia

El que una serie de tiempo sea independiente, indica que la precipitación de un año determinado no depende de la precipitación que se presentó en años anteriores, es decir, es una variable aleatoria y no predecible.

Para que se pueda llevar a cabo el análisis de frecuencias se requiere que la muestra X_i^j de la serie j para $i = 1, 2, \dots, n_j$, este compuesta por variables aleatorias. Para probarlo se aplica la prueba de independencia de Anderson, la cual hace uso del cociente de auto-correlación serial r_k^j para diferentes tiempos de retraso k (Escalante y Reyes, 2002). Si se analiza un solo registro, entonces $j = 1$.

La expresión para obtener el coeficiente de auto-correlación serial de retraso k es:

$$r_k^j = \frac{\sum_{i=1}^{n_j-k} (X_i^j - \bar{X}^j)(X_{i+k}^j - \bar{X}^j)}{\sum_{i=1}^{n_j} (X_i^j - \bar{X}^j)^2}; \text{ para } r_0^j = 1 \text{ y } k = 1, 2, \dots, \frac{n_j}{3} \quad (5.3)$$

Donde:

$$\bar{X}^j = \sum_{i=1}^{n_j} \frac{X_i^j}{n_j} \quad (5.4)$$

Además, los límites al 95% de confianza para r_k^j se pueden obtener como:

$$r_k^j = \frac{-1 \pm 1.96 \sqrt{(n_j - k - 1)}}{n_j - k} \quad (5.5)$$

La gráfica de los valores estimados para r_k^j (ordenadas) contra los tiempos de retraso k (abscisas), junto con sus correspondientes límites de confianza, se llama correlograma de la muestra.

Si solo el 10% de los valores r_k^j sobrepasan los límites de confianza se dice que la serie X_i^j es independiente y por lo tanto, es una variable que sigue las leyes de la probabilidad.

Al aplicar el método anterior a los registros de precipitaciones máximas en 24 horas para obtener las pruebas de independencia, se encontraron los siguientes resultados para el coeficiente de auto-correlación serial K :

k	Estación 20079			Estación 20367		
	Límite inferior	r_k	Límite superior	Límite inferior	r_k	Límite superior
1	-0.270	-0.011	0.236	-0.385	-0.118	0.318
2	-0.272	0.170	0.238	-0.392	0.234	0.323
3	-0.275	-0.100	0.240	-0.399	0.169	0.328
4	-0.277	-0.112	0.242	-0.407	0.082	0.333
5	-0.280	0.111	0.244	-0.415	0.263	0.338
6	-0.283	-0.146	0.246	-0.424	-0.124	0.344
7	-0.286	0.076	0.248	-0.433	0.124	0.350
8	-0.288	-0.016	0.250	-0.443	-0.145	0.356
9	-0.291	-0.021	0.252	-0.454	0.056	0.363
10	-0.294	0.073	0.254	-0.465	0.027	0.370
11	-0.298	-0.182	0.257			
12	-0.301	0.060	0.259			
13	-0.304	-0.199	0.262			
14	-0.308	0.041	0.264			
15	-0.311	0.030	0.267			
16	-0.315	-0.071	0.269			
17	-0.319	-0.027	0.272			
18	-0.323	-0.161	0.275			
19	-0.327	0.043	0.278			
20	-0.331	-0.034	0.281			

Tabla 5.6. Resumen del correlograma de independencia.

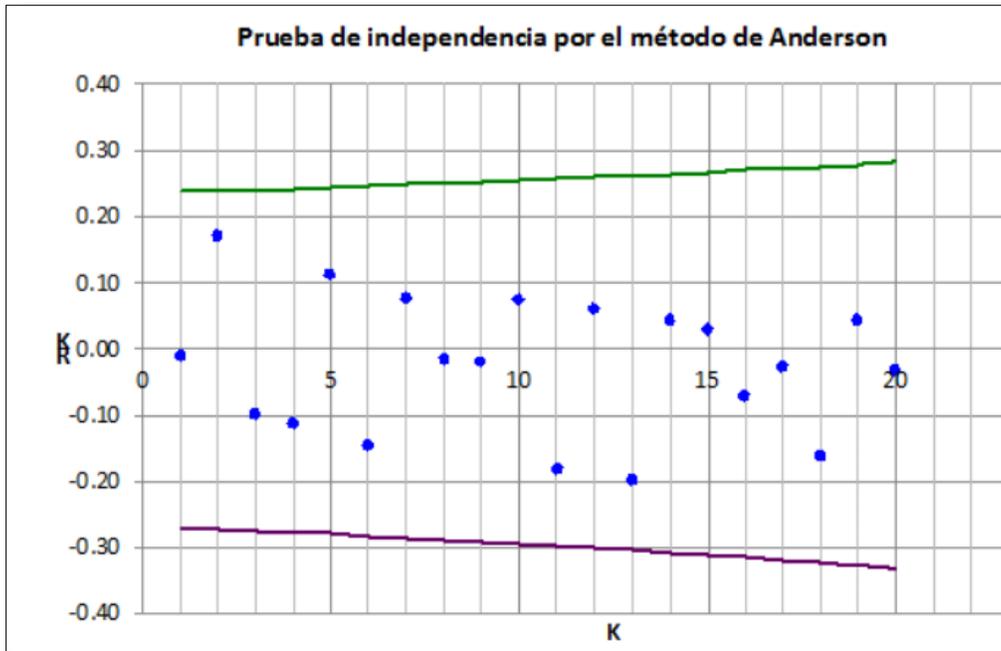


Ilustración 5.9. Correlograma de la serie de datos, estación 20079.

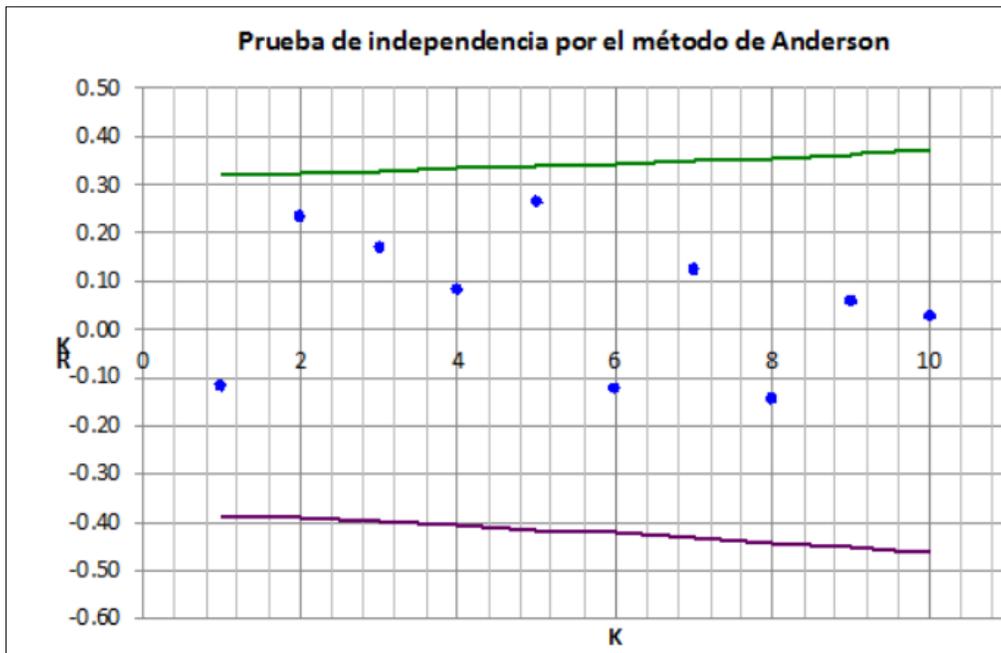


Ilustración 5.10. Correlograma de la serie de datos, estación 20367.

Por último al aplicar los métodos mencionados a los registros de precipitaciones máximas en 24 horas y obtener los resultados de las pruebas de homogeneidad e independencia, se llegó a los siguientes resultados:

ESTACIÓN	AÑOS DE REGISTRO	PRUEBAS ESTADÍSTICAS DE HOMOGENEIDAD			PRUEBA DE INDEPENDENCIA
		P. de secuencias	P. de Helmert	P. t de Student	P. de Anderson
20079	57	Homogénea	Homogénea	Homogénea	Independiente
20367	31	Homogénea	Homogénea	Homogénea	Independiente

Tabla 5.7. Resumen de las pruebas estadísticas de homogeneidad e independencia.

De acuerdo a los resultados obtenidos se concluye que las series de datos son homogéneas e independientes.

Una vez que se ha revisado la cantidad y calidad de la información, probando que los registros son independientes y homogéneos, se está en la posibilidad de realizar el análisis de frecuencia de las series, para ello se utilizó el programa de Software "Análisis de Frecuencias AFA V.1.1 (IMTA, 2010).

5.9. Funciones de distribución de probabilidad

Este análisis de frecuencias de las series de datos obtenidos de las estaciones climatológicas, consiste en conocer la forma en que están distribuidos dichos datos y analizándolos con varias funciones de distribución, determinar cuál es la función que más se le asemeja o aproxima, y de acuerdo a un valor de error estándar de ajuste, se determina cual es la función que mejor caracteriza a la serie de datos, siendo la función con el menor error, la que mejor se ajuste a la serie.

Se realizó el ajuste de las series de datos a diferentes distribuciones de probabilidad con ayuda del programa "Análisis de Frecuencias AFA V.1.1 (IMTA, 2010), calculándose el error estándar de cada conjunto de datos de eventos máximos anuales respecto de la muestra, aplicando las funciones de distribución de probabilidad normal, exponencial de 1 parámetro, exponencial de 2 parámetros, log-normal de 2 parámetros, log-normal de 3 parámetros, gamma de 2 parámetros, gamma de 3 parámetros, log-Pearson tipo III, distribución general de valores extremos, Gumbel y doble Gumbel.

5.9.1. Distribución normal

Esta distribución, también llamada Gaussiana, es la más utilizada y en algunos casos la más importante pues se pueden encontrar varias variables aleatorias que aparecen en relación con experimentos u observaciones prácticas que están distribuidas normalmente y otras que están distribuidas normalmente en forma aproximada.

En varios casos una variable no está distribuida normalmente, ni siquiera en forma aproximada, pero se puede convertir en una variable con distribución normal por medio de

una transformación sencilla (proceso de normalización). También hay ciertas distribuciones más complicadas que se pueden aproximar mediante la distribución normal.

La función de distribución de probabilidad se define como:

$$F(x) = \int_{-\infty}^x \frac{1}{\sigma\sqrt{2\pi}} e^{-\frac{1}{2}\left(\frac{x-\mu}{\sigma}\right)^2} dx \quad (5.6)$$

$$-\infty < x < \infty$$

Donde:

μ , es el parámetro de ubicación
 σ , es el parámetro de escala

5.9.2. Distribución exponencial de 1 parámetro

Esta distribución también se conoce como distribución exponencial negativa. El tiempo entre ocurrencias de fenómenos como la precipitación, pueden considerarse procesos de Poisson ya que los eventos ocurren instantáneamente e independientemente en un horizonte de tiempo, a lo largo de una línea. El tiempo entre dichos eventos lo describe la distribución exponencial cuyo parámetro β es la tasa media de ocurrencia de los eventos. La ventaja de la distribución exponencial radica en que es fácil estimar el parámetro a partir de la información observada. Su desventaja es que requiere que la ocurrencia de cada evento sea completamente independiente (Chow, 1988). La función de distribución de probabilidad está dada por (Aparicio et al., 2010):

$$F(x) = 1 - e^{-\beta x} \quad (5.7)$$

Donde:

β , es el parámetro de escala

Esta función es válida para $0 \leq x \leq \infty$, es decir la variable no puede tomar valores negativos.

5.9.3. Distribución exponencial de 2 parámetros

La gráfica de la función de distribución doble exponencial o exponencial de dos parámetros es simétrica y similar a dos distribuciones exponenciales, de allí su nombre (Aparicio et al., 2010). Esta función de distribución está dada por:

$$F(x) = 1 - e^{-\left(\frac{x-\alpha}{\beta}\right)}; x > 0 \quad (5.8)$$

Donde:

β , es el parámetro de escala
 α , es el parámetro de ubicación

Esta función es válida para el rango $0 \leq x \leq \infty$, es decir la variable no puede tomar valores negativos, ya que $\alpha > 0$.

5.9.4. Distribución log-normal de 2 parámetros

Corresponde a una variable aleatoria x cuyos logaritmos están distribuidos normalmente. Se ha encontrado, por ejemplo, que esta función describe la distribución de la conductividad hidráulica en un medio poroso (Freeze, 1975), la distribución del tamaño de las gotas de lluvia en una tormenta y otras variables hidrológicas.

La distribución lognormal tiene ventajas sobre la normal ya que está limitada a valores mayores a cero ($x > 0$) y que la transformación logarítmica reduce la asimetría positiva que comúnmente se presenta en los datos hidrológicos pues la reducción con los logaritmos es más notable en los valores grandes que en los pequeños. La función de distribución viene dada por la siguiente ecuación (Aparicio et al., 2010):

$$F(x) = \int_0^x \frac{1}{x\sigma_y\sqrt{2\pi}} e^{-1/2 \left[\frac{\ln(x) - \mu_y}{\sigma_y} \right]^2} dx \quad (5.9)$$

Donde:

μ_y , es el parámetro de ubicación
 σ_y , es el parámetro de escala

El coeficiente de sesgo es $\gamma > 0$

5.9.5. Distribución log-normal de 3 parámetros

Tal como la distribución lognormal de dos parámetros, la distribución lognormal de 3 parámetros representa la distribución normal de los logaritmos de una variable ($x - x_0$) donde x_0 es un límite inferior de la función (Kite, 1988). La función de distribución de probabilidad es (Aparicio et al., 2010):

$$F(x) = \int_{x_0}^x \frac{1}{(x - x_0)\sigma_y\sqrt{2\pi}} e^{-\frac{1}{2} \left[\frac{\ln(x-x_0) - \mu_y}{\sigma_y} \right]^2} dx \quad (5.10)$$

Donde:

x_0 , es el parámetro de ubicación
 μ_y , es el parámetro de escala
 σ_y , es el parámetro de forma

5.9.6. Distribución gamma de 2 parámetros

Toma su nombre de la función gamma ($\tau(\beta) = \int_0^\infty x^{\beta-1} e^{-x} dx$), y describe el tiempo de ocurrencia de un número β de eventos en un proceso de Poisson, la cual es la distribución

de una suma de β variables aleatorias independientes e idénticas, distribuidas exponencialmente.

Tiene cero como límite inferior, siendo esto una desventaja para la aplicación a variables que tienen un límite inferior menor a cero (Chow, 1988). Esta distribución, también llamada digamma, es de gran importancia en la teoría de colas y en los problemas de confiabilidad (Walpole & Myers, 1992).

Su función de distribución de probabilidad está dada por la siguiente ecuación (Aparicio et al., 2010):

$$F(x) = \int_0^x \frac{x^{\beta-1} e^{-x/a}}{\alpha^\beta \Gamma(\beta)} dx = \frac{1}{\alpha^\beta \Gamma(\beta)} \int_0^x x^{\beta-1} e^{-x/a} dx \quad (5.11)$$

Donde:

α , es el parámetro de escala, $\alpha > 0$
 β , es el parámetro de forma, $\beta > 0$
 $\Gamma(\beta)$, es la función Gamma completa

Sustituyendo $y = \frac{x}{\alpha}$, la función de distribución resulta:

$$F(y) = \frac{1}{\alpha \Gamma(\beta)} \int_0^x y^{\beta-1} e^{-y} dx \quad (5.12)$$

5.9.7. Distribución gamma de 3 parámetros

La función de distribución de probabilidad está dada por la siguiente ecuación (Aparicio et al., 2010):

$$F(x) = \int_{x_0}^x \frac{1}{\alpha \Gamma(\beta)} \left(\frac{x - x_0}{\alpha}\right)^{\beta-1} e^{-\left(\frac{x-x_0}{\alpha}\right)} dx \quad (5.13)$$

$$x_0 \leq x_\infty \text{ si } \alpha > 0 \text{ y } \gamma > 0$$

Donde:

x_0 , es el parámetro de ubicación
 α , es el parámetro de escala
 β , es el parámetro de forma

Sustituyendo la variable

$$y = \frac{x - x_0}{\alpha} \quad (5.14)$$

En la ecuación 5.13, se tiene

$$F(x) = \frac{1}{\alpha \Gamma(\beta)} \left(\frac{x - x_0}{\alpha} \right)^{\beta-1} e^{-\left(\frac{x-x_0}{\alpha}\right)} \quad (5.15)$$

5.9.8. Distribución log-Pearson tipo III

Si los logaritmos naturales de una variable $x(\ln x)$ presentan una distribución Pearson tipo III entonces la variable x presentará una distribución log Pearson tipo III. Estando una distribución de tres parámetros operando sobre los logaritmos de la variable, la log Pearson tipo III parecerá ser una distribución extremadamente versátil. Sin embargo, su aplicación en hidrología tiene importantes limitaciones.

Respecto a su aplicación, en 1967 el Federal Water Resources Council de Estados Unidos sugirió que las agencias de tipo gubernamental adoptaran la distribución log Pearson tipo III como la distribución de frecuencias estándar para inundaciones; a lo que Benson agregó que no existe un criterio estadístico riguroso en el cual basarse para la aplicación de la distribución Log Pearson tipo III y por lo tanto esta elección es hasta cierto punto subjetiva (Kite, 1988).

La función de distribución de probabilidad está dada por la siguiente ecuación:

$$F(x) = \frac{1}{\alpha \Gamma(\beta)x} \left(\frac{\ln x - y_0}{\alpha} \right)^{\beta-1} e^{-\left(\frac{\ln x - y_0}{\alpha}\right)} \quad (5.16)$$

$$0 < x < \infty ; \gamma > 0$$

Donde:

y_0 , es el parámetro de ubicación
 α , es el parámetro de escala
 β , es el parámetro de forma

5.9.9. Distribución general de valores extremos (DGVE)

Esta distribución tiene sus bases en la teoría de valores extremos, que proporciona una descripción del comportamiento aleatorio de los n -ésimos valores más grandes o más pequeños de una muestra. Esta función se debe en gran parte a Tippet quien en 1925 obtiene las probabilidades de los valores más grandes para diferentes tamaños de muestra de una distribución normal y en 1928 junto con Fisher publicó el artículo que es considerado el cimiento de la teoría asintótica de valores extremos. La función de distribución de probabilidad es (Aparicio et al., 2010):

$$F(x) = e^{-\left[1 - \left(\frac{x-\beta}{\alpha}\right)^k\right]^{1/k}} \quad (5.17)$$

Si $k = 0$, $-\infty < x < \infty$ entonces la distribución es tipo I (también llamada Gumbel, como se verá más adelante)

Si $k < 0$, $\beta + \frac{\alpha}{k} \leq x < \infty$ entonces la distribución es tipo II (Fréchet)

Si $k > 0$, $-\infty < x \leq \beta + \frac{\alpha}{k}$ entonces la distribución es tipo III (Weibull)

Donde:

β , es el parámetro de ubicación
 α , es el parámetro de escala, $\alpha > 0$
 k , es el parámetro de forma

5.9.10. Distribución Gumbel

La distribución de valores extremos tipo I o distribución Gumbel nace con Fisher y Tippet, en los años veinte con la teoría de valores extremos (Escalante y Reyes, 2002). Jenkinson (1955) demostró que esta distribución es un caso especial de la distribución general de valores extremos (Chow et al, 1994). La función de distribución de probabilidad está dada por la siguiente ecuación (Aparicio et al., 2010):

$$F(x) = e^{-e^{-\left[\frac{x-\beta}{\alpha}\right]}} \quad (5.18)$$
$$-\infty < x < \infty$$
$$-\infty < \beta < \infty$$
$$\alpha > 0$$

Donde:

β , es el parámetro de ubicación
 α , es el parámetro de escala

5.9.11. Distribución Gumbel doble

En algunos casos, por ejemplo en zonas costeras del Golfo de México y el Océano Pacífico se puede observar con claridad la existencia de dos grupos de datos con características diferentes, el primero originado por precipitaciones debido a los fenómenos dominantes en la región y el segundo, originado por precipitaciones de origen ciclónico, que comúnmente provocan las avenidas más grandes. Por ello, el ajuste de una función de distribución de probabilidad de una población (por ejemplo Gumbel) no resulta del todo satisfactorio.

Por esto es necesario hacer un análisis de frecuencias considerando que los gastos máximos anuales se originan por dos procesos diferentes que dan lugar a una función de distribución mezclada o de dos poblaciones (Campos, 1989).

Para realizar el análisis es posible aplicar la función de distribución doble Gumbel para dos poblaciones considerando que los grupos son mutuamente excluyentes, es decir, el valor de la variable se debe a un evento ciclónico o no. La función de distribución de probabilidad para una muestra que represente la presencia de dos poblaciones está definida como (Haan, 1977).

$$F(x) = P \exp \left\{ -\exp \left(-\frac{(x - \beta_1)}{\alpha_1} \right) \right\} + (1 - p) \exp \left\{ -\exp \left(-\frac{(x - \beta_2)}{\alpha_2} \right) \right\} \quad (5.19)$$

Donde:

- P , es la probabilidad de tener eventos no ciclónicos, adimensional
- x , es la variable aleatoria para la cual se estima la probabilidad de no excedencia
- α_1 , es el parámetro de escala de la población no ciclónica
- β_1 , es el parámetro de ubicación de la población no ciclónica
- α_2 , es el parámetro de escala de la población ciclónica
- β_2 , es el parámetro de ubicación de la población ciclónica

5.10. Error estándar de ajuste

Con el fin de llevar a cabo el análisis de ajuste para las diferentes funciones de probabilidad mencionadas anteriormente, se utiliza el programa "Análisis de Frecuencias AFA V.1.1" (IMTA, 2010).

Este programa utiliza para conocer la función que se ajusta de una manera aceptable, la ecuación del error estándar de ajuste, este método consiste en calcular para cada función de distribución de probabilidad su error con ayuda de la siguiente fórmula:

$$EE = \left(\frac{\sum_{i=1}^n (x_i - x_0)^2}{n - n_p} \right)^{\frac{1}{2}} \quad (5.20)$$

Donde:

- \bar{x}_i , es el i -ésimo dato estimado con la función de distribución de probabilidad en análisis.
- x_i , es el i -ésimo dato medido u observado

En la siguiente tabla se muestra el resumen de los ajustes que se realizaron para la estación 20079.

Distribución	Error
Normal	3.712
Exponencial de 1 parámetro	34.878
Exponencial de 2 parámetros	26.050
Log-normal de 2 parámetros	3.172
Log-normal de 3 parámetros	3.048
Gamma de 2 parámetros	2.655
Gamma de 3 parámetros	3.097
Log-Pearson Tipo III	3.340
Distribución general de valores extremos	2.877

Distribución	Error
Gumbel	3.294
Gumbel doble	28.996

Tabla 5.8. Evaluación del error estándar para la estación 20079.

De los datos anteriores se observa que para la estación 20079 resulta con un mejor ajuste la función Gamma de 2 parámetros.

En la siguiente tabla se tiene el resumen de los ajustes que se realizaron para la estación 20367.

Distribución	Error
Normal	6.709
Exponencial de 1 parámetro	24.169
Exponencial de 2 parámetros	13.184
Log-normal de 2 parámetros	4.278
Log-normal de 3 parámetros	5.486
Gamma de 2 parámetros	5.194
Gamma de 3 parámetros	5.583
Log-Pearson tipo III	4.307
Distribución general de valores extremos	9.274
Gumbel	4.567
Gumbel doble	24.982

Tabla 5.9. Evaluación del error estándar para la estación 20367.

En la tabla anterior se aprecia que la estación 20367 obtuvo un mejor ajuste para la función log-normal de 2 parámetros.

Una vez determinada la función de distribución que más se ajusta a cada serie de datos (una para cada estación), con el mismo programa AFA V.1.1" (IMTA, 2010), se calcula el valor de la precipitación para un amplio rango de valores del periodo de retorno. Los resultados se muestran en la tabla 5.10.

Periodo de retorno	Estación 20079	Estación 20367
	Gamma de 2 parámetros	Log-normal de 2 parámetros
<i>Tr</i> (años)	Precipitación (mm)	
2	56.26	48.19
5	73.91	69.73
10	84.46	84.61
25	96.77	103.97
50	105.32	118.78
100	113.42	133.88
200	121.20	149.38
500	131.09	170.59

Periodo de retorno	Estación 20079	Estación 20367
	Gamma de 2 parámetros	Log-Normal de 2 parámetros
<i>Tr</i> (años)	Precipitación (mm)	
1000	138.33	187.23
2000	145.42	204.44
5000	154.58	228.12
10000	161.37	246.75

Tabla 5.10. Lluvias con duración de 24 hr ajustadas a diferentes periodos de retorno.

Diferentes estudios afirman que los resultados de un análisis probabilístico llevado a cabo con lluvias máximas anuales tomando un único y fijo intervalo de observación, para cualquier duración comprendida entre 1 hora y 24 horas, al ser incrementados en un 13% conducen a magnitudes más apropiadas a las obtenidas, en el análisis basado en lluvias máximas verdaderas (Campos-Aranda, 1998), citando a (Weiss, 1964).

Periodo de retorno	Estación 20079	Estación 20367
<i>Tr</i> (años)	Precipitación (mm)	
2	63.57	54.45
5	83.52	78.79
10	95.44	95.61
25	109.35	117.49
50	119.01	134.22
100	128.16	151.28
200	136.96	168.80
500	148.13	192.77
1000	156.31	211.57
2000	164.32	231.02
5000	174.68	257.78
10000	182.35	278.83

Tabla 5.11. Lluvias de 24 hr de duración con el factor fijo de observación.

Las precipitaciones de análisis para cada una de las subcuencas se obtuvieron con las proporciones de los polígonos de Thiessen.

Subcuenca	Área total (km ²)	Estación	Área de influencia (km ²)	Porcentaje de influencia (%)
Río San Felipe	16.08	20079	10.03	62.38
		20367	6.05	37.62
Arroyo La Encantada	8.07	20079	8.07	100
Confluencia	2.39	20079	2.39	100
Río Blanco	2.63	20079	2.63	100
Colector	0.76	20079	0.76	100

Tabla 5.12. Área de influencia de los polígonos de Thiessen para cada subcuenca.

<i>Tr</i> (años)	<i>Hp</i> (mm)					
	Río San Felipe	Arroyo La Encantada	Confluencia	Río Blanco	Colector	Cuenca total
2	60.14	63.57	63.57	63.57	63.57	61.73
5	81.74	83.52	83.52	83.52	83.52	82.56
10	95.50	95.44	95.44	95.44	95.44	95.47
25	112.41	109.35	109.35	109.35	109.35	111.00
50	124.73	119.01	119.01	119.01	119.01	122.08
100	136.86	128.16	128.16	128.16	128.16	132.83
500	164.93	148.13	148.13	148.13	148.13	157.15
1000	177.10	156.31	156.31	156.31	156.31	167.48
5000	205.95	174.68	174.68	174.68	174.68	191.48
10000	218.65	182.35	182.35	182.35	182.35	201.85

Tabla 5.13. Precipitaciones de 24 hr de duración, para diferentes periodos de retorno.

5.11. Relación intensidad-duración-periodo de retorno

Las curvas de intensidad-duración-periodo de retorno (*I-d-Tr*) son una de las herramientas más utilizadas en hidrología para planear, diseñar y operar proyectos hidráulicos, así como para la protección de diversas obras de ingeniería, como por ejemplo la protección contra las inundaciones en las carreteras.

En 1983 Cheng-lung Chen (Chen, 1983) desarrolló un método para obtener una fórmula generalizada de intensidad-duración-periodo de retorno para cualquier sitio en los Estados Unidos; aunque también se utilizan en México, tomando en cuenta que el comportamiento de las lluvias es similar. Dicho método empírico, se describe a continuación.

5.11.1. Método de Chen

Se requieren tres valores de lluvia: 10 años 1 hr (R_1^{10}), 10 años 24h (R_{24}^{10}) y 100 años 1h (R_1^{100}) para describir la variación geográfica de la lluvia, en términos de la relación altura-duración para cualquier periodo de retorno *Tr*, esta relación se establece con la siguiente fórmula (Chen, 1983).

$$I_d^{Tr} = \frac{a_1 I_1^{10} \log \left\{ 10^{2-X} \left[\ln \left(\frac{T_a}{T_a - 1} \right) \right]^{-(X-1)} \right\}}{(d + b_1)^{c_1}} \quad (5.21)$$

Con la ecuación anterior se obtiene las relaciones *I-d-Tr* utilizando series máximas anuales, válida para $Tr > 1$ año, y para $5 \text{ min} \leq d \leq 24\text{h}$. Donde $X = R_1^{100} / R_1^{10}$, T_a es el periodo de retorno analizado, y los parámetros a_1 , b_1 y c_1 se obtienen de la ilustración 5.11.

Para la obtención de R_1^{10} se obtuvo de las isoyetas de la SCT (Secretaría de Comunicaciones y Transportes) (SCT, 1990), donde se busca la precipitación para un periodo de retorno de 10 años con una duración de 1 hora.

Debido a que los tiempos de concentración de todas las subcuencas son valores muy próximos a una hora, se obtendrán las relaciones de $i-d-Tr$ para los periodos de retorno de 2, 5, 10, 25, 50, 100, 500, 1000, 5000 y 10000 años con una duración de 1 hora, cuyos resultados solo son demostrativos y se muestran en el apartado 10.3 del capítulo 10, ya que para la presente investigación se modeló lluvia con una duración de 24 hr, esto para conocer mejor el comportamiento de la cuenca.

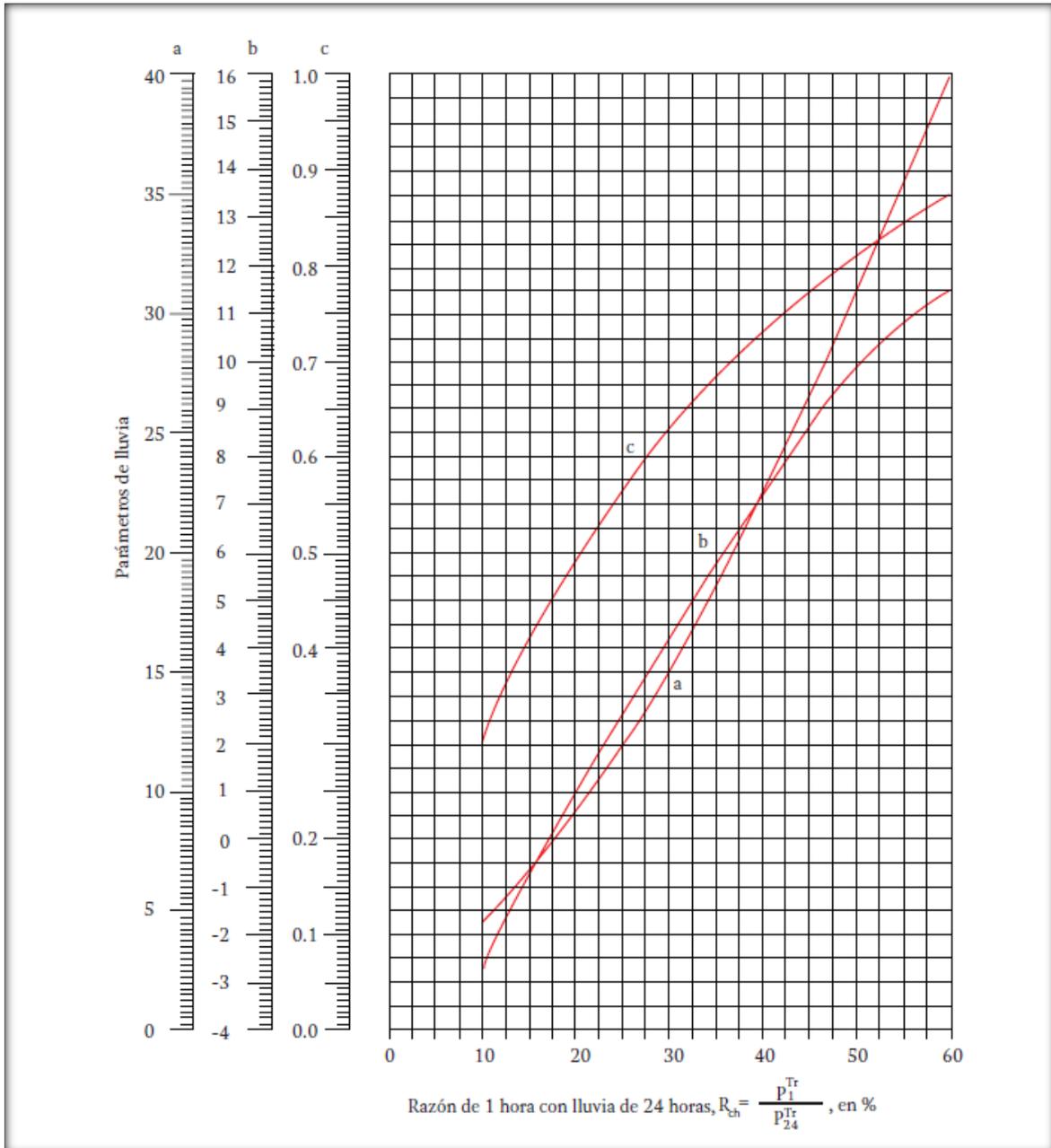


Ilustración 5.11. Relación entre los parámetros a , b y c de una tormenta estándar y la razón de la lluvia de una hora con la de 24 horas.

5.12. Estimación de las avenidas para diferentes periodos de retorno

El objetivo del presente apartado consiste en determinar las avenidas correspondientes a los gastos máximos para diferentes periodos de retorno, para ello se utilizarán tres diferentes procedimientos, que determinarán el valor de los escurrimientos a partir de la precipitación que los origina, a éstos se les conoce como métodos directos e indirectos, que consisten en modelos lluvia-escurrimiento, y a su vez, de acuerdo a la información que requieren para su aplicación se clasifican como: empíricos, sintéticos y estadísticos.

La siguiente tabla muestra un resumen de algunas de las características morfométricas propias de las subcuencas y la cuenca total, en que se ha dividido la zona de estudio, y que fueron calculadas anteriormente:

Subcuenca	Área (km ²)	Longitud (km)	Desnivel (m)	Pendiente de Taylor	N
Río San Felipe	16.08	10.292	1624.08	0.08186	73
La Encantada	8.07	5.545	571.41	0.05796	83
Confluencia	26.54	12.121	1654.97	0.01214	91
Río Blanco	2.63	3.339	154.71	0.03855	90
Colector	29.93	13.185	1663.07	0.01864	95
Cuenca total	29.93	13.185	1663.07	0.05060	79

Tabla 5.14. Parámetros área, longitud, desnivel, pendiente y N; de cada una de las subcuencas.

5.12.1. Cálculo del tiempo de concentración

El tiempo de concentración asociado a cualquier tramo en análisis, se define como el tiempo que tarda una partícula de agua en viajar desde el punto más alejado de la cuenca, hasta el sitio de interés. De acuerdo a esta definición, si se presenta una lluvia de intensidad constante, distribuida uniformemente en el área de aportación, al inicio del proceso, solamente aportarán escurrimientos las zonas más cercanas al cauce, pero poco a poco, el área de aportación se incrementará hasta que cuando la duración de la lluvia alcance el tiempo de concentración, contribuya toda el área, con un gasto igual al de diseño. Si la lluvia mantiene una duración mayor al tiempo de concentración, la descarga se mantendrá hasta que la lluvia cese.

Para definir el valor de la altura de lluvia de diseño, de acuerdo con el modelo de tormenta planteado, se requiere conocer cuál es la duración de la tormenta que se va a analizar, para ello, dado que el gasto de escurrimiento adquiere su máximo valor (gasto pico), cuando el tiempo de tránsito del escurrimiento es igual al tiempo de concentración, es común aceptar que la duración de la tormenta sea igual al T_c , pero para este trabajo se realizó la modelación con una duración de 24 hr.

En la práctica, es muy difícil calcular con precisión el tiempo que tarda el agua en escurrir por la superficie hasta llegar a los puntos de estudio, existen diversas expresiones que permiten estimar dicho tiempo, entre ellas destacan, por ejemplo, la de Rowe, Kirpich y la del SCS, y son descritas a continuación.

5.12.1.1. Método de Rowe

$$T_c = \left(\frac{0.87L^3}{D} \right)^{0.385} \quad (5.22)$$

Donde:

- L , es la longitud del cauce principal, en km
- D , es el desnivel del cauce, en m
- S , es la pendiente media del cauce

5.12.1.2. Método de Kirpich

$$T_c = 0.0003245 \left(\frac{L}{S^{\frac{1}{2}}} \right)^{0.77} \quad (5.23)$$

Donde:

- L , es la longitud del cauce principal, en m
- D , es el desnivel del cauce, en m
- S , es la pendiente media del cauce

5.12.1.3. Método del SCS

$$T_c = \frac{L^{1.15}}{3085D^{0.38}} \quad (5.24)$$

Donde:

- L , es la longitud del cauce principal, en km
- D , es el desnivel del cauce, en m
- S , es la pendiente media del cauce

Al aplicar los tres métodos anteriores se obtiene los siguientes resultados:

Subcuenca	T _c , en horas		
	Rowe	Kirpich	SCS
1.- Río San Felipe	0.82	1.27	0.80
2.- La Encantada	0.59	0.78	0.59
3.- Confluencia	0.98	1.49	0.96
4.- Río Blanco	0.56	0.66	0.54
5.- Colector	1.01	1.72	1.02
Cuenca total	1.08	1.72	1.02

Tabla 5.15. Tiempos de concentración para las subcuencas y la cuenca total.

5.12.2. Distribución temporal de la lluvia

La distribución temporal de la lluvia es un factor muy importante que influye en la respuesta hidrológica de la cuenca.

Por ello, y con el fin de establecer un patrón típico de la distribución de la lluvia en el sitio de interés, se analizó la información capturada por la estación meteorológica automática (EMA) Oaxaca de Juárez, la cual tiene coordenadas 17°06'23" latitud norte y 96°43'07" longitud oeste, de ella se obtuvieron registros de precipitación a cada 10 minutos del periodo 2012-2015. Entre las precipitaciones registradas por esta estación, destaca la sucedida en abril del 2013, muy cercana al valor correspondiente a una tormenta de diseño para un periodo de retorno de 25 años. Por ello se utilizó la distribución de dicha tormenta para tomarla como patrón típico de distribución en la modelación en HEC-HMS e Iber. En la figura 5.12 se da la variación de la intensidad de la lluvia para esta tormenta obtenida a partir de los datos de precipitación.

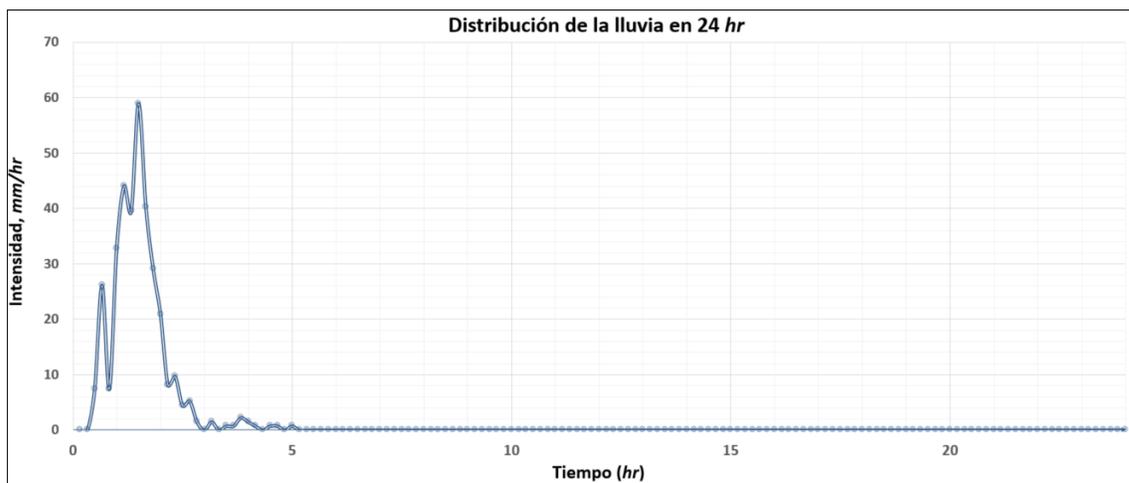


Ilustración 5.12. Intensidad de la tormenta registrada en la estación Oaxaca de Juárez el día 22 de abril del 2013.

En el caso de que no se tengan registros de precipitación a cada 10 minutos, para conocer la distribución temporal de la lluvia en la zona de estudio, se puede hacer uso de las curvas de tormentas estándar del SCS, mismas que se muestran en el apartado 10.4 del capítulo 10.

5.12.3. Cálculo de la lluvia en exceso

Como no se cuenta con mediciones de gasto a la salida de la cuenca, es decir, no está aforada, se obtendrá el valor de lluvia efectiva, neta o en exceso, a partir de las características de la cuenca y el valor de lluvia total, como se indica a continuación.

Se utilizará la fórmula del método llamado “de los números de escurrimiento”, propuesto por el SCS (*Soil Conservation Service*), ya que para aplicar este criterio no es necesario que la cuenca esté aforada, resultando ser de gran ayuda, pues es un método indirecto para

obtener el número de escurrimiento, auxiliado con el empleo de cartas edafológicas y de uso de suelo. Para el caso que nos ocupa, la información se obtuvo de cartas editadas por el INEGI a escala 1:250,000.

$$P_e = \frac{\left(Hp_d - \frac{508}{N} + 5.08\right)^2}{\left(Hp_d + \frac{2032}{N} - 20.32\right)} \quad (5.25)$$

Donde:

Hp_d , es la altura de precipitación de diseño, en cm
 P_e , es la lluvia efectiva, en cm
 N , es el número de escurrimiento

Tr (años)	He (mm)					
	Río San Felipe	La Encantada	Confluencia	Río Blanco	Colector	Cuenca total
2	12.64	26.87	40.97	38.95	49.93	20.09
5	25.26	42.72	59.47	57.16	69.37	34.92
10	34.48	52.76	70.76	68.32	81.08	44.94
25	46.73	64.85	84.08	81.52	94.80	57.60
50	56.15	73.43	93.40	90.77	104.35	66.95
100	65.75	81.67	102.27	99.58	113.40	76.21
500	88.95	89.69	121.74	118.93	133.21	97.72
1000	99.35	107.56	129.74	126.90	141.34	107.04
5000	124.61	124.76	147.77	144.85	159.60	129.03
10000	135.95	132.01	155.32	152.37	167.23	138.64

Tabla 5.16. Precipitación efectiva con duración de 24 hr para las subcuencas de estudio.

Con estos valores de precipitación efectiva para cada periodo de retorno y para cada de las subcuencas que conforman la cuenca total, se distribuye la precipitación de acuerdo al comportamiento de la tormenta indicada en la ilustración 5.12.

5.12.4. Relaciones lluvia-escurrimiento

Cuando por diversos factores no se puede conocer el volumen de agua que escurre por la cuenca debido a una precipitación, es necesario utilizar ecuaciones que permitan estimar el volumen mencionado. Se puede consultar más sobre este tema en el apartado 3.1.3.

Diversos investigadores han establecido relaciones lluvia-escurrimiento del tipo empírico o semiempírico que permiten cuantificar el volumen de agua que se tendrá en la cuenca debida a la presencia de la lluvia. Este tipo de ecuaciones surge de observar la respuesta de la cuenca ante la presencia del agua precipitada. La respuesta que se tenga dependerá del tipo y uso de suelo, intensidad de la lluvia, contenido de humedad en el suelo, capacidad de infiltración, red de drenaje.

Estos métodos empíricos o semiempíricos permiten obtener el gasto máximo o gasto pico producido por una tormenta sobre la cuenca. Las hipótesis sobre las cuales se basan son:

1. La intensidad de lluvia es uniforme sobre toda la cuenca
2. La duración de la tormenta coincide con el tiempo pico del escurrimiento
3. El área total de la cuenca contribuyen a la magnitud de éste
4. La capacidad de infiltración es constante en el tiempo
5. Los antecedente de humedad y almacenamiento en la cuenca son despreciables.

Estos métodos proporcionan el gasto máximo que escurre debido a la precipitación, por lo que, si la corriente en el cauce es perenne, los gastos máximos que se determinen con ellos, se tendrán que corregir adicionándole el escurrimiento base en dicha corriente.

5.12.4.1. Fórmula racional

Uno de los métodos más antiguos y que se usa continuamente en zonas urbanas es la fórmula racional. El método se basa en considerar que, sobre el área en estudio A , se tiene una lluvia uniforme de intensidad i , durante un cierto periodo de tiempo que normalmente se define como el tiempo de concentración. Si la intensidad se mantiene por un tiempo mayor al tiempo de concentración, entonces el gasto que escurre se establece teniéndose así un gasto constante en la salida.

El gasto se calculará como:

$$Q = 0.278 CiA \quad (5.26)$$

Donde:

- Q , Gasto, m³/s
 C , Coeficiente de escurrimiento, adimensional
 i , Intensidad media de la lluvia para una duración igual al tiempo de concentración de la cuenca, mm/hr
 A , Área drenada, km²

Para calcular el coeficiente de escurrimiento C , se utiliza la siguiente ecuación:

$$C = \frac{He}{Hp_d} \quad (5.27)$$

Donde la lluvia media de diseño Hp_d y la lluvia en exceso He , se mostraron en las tablas anteriores (Tablas 5.13 y 5.16). Por lo tanto, al aplicar la ecuación descrita, se obtuvieron los valores mostrados en la siguiente tabla:

Periodo de retorno <i>Tr</i> (años)	Coeficiente de escurrimiento "C"					
	Subc. Río San Felipe	Subc. La Encantada	Subc. Confluencia	Subc. Río Blanco	Subc. Colector	Cuenca total
2	0.21	0.42	0.64	0.61	0.79	0.33
5	0.31	0.51	0.71	0.68	0.83	0.42
10	0.36	0.55	0.74	0.72	0.85	0.47
25	0.42	0.59	0.77	0.75	0.87	0.52
50	0.45	0.62	0.78	0.76	0.88	0.55
100	0.48	0.64	0.80	0.78	0.88	0.57
500	0.54	0.67	0.82	0.80	0.90	0.62
1000	0.56	0.69	0.83	0.81	0.90	0.64
5000	0.61	0.71	0.85	0.83	0.91	0.67
10000	0.62	0.72	0.85	0.84	0.92	0.69

Tabla 5.17. Coeficiente de escurrimiento C, para la cuenca total y subcuencas.

Para calcular la intensidad, se utilizó la ecuación 5.21, utilizando la duración correspondiente a cada tiempo de concentración para cada una de las subcuencas, se obtuvo la altura de precipitación por estación climatológica para cada periodo de retorno y de acuerdo al porcentaje de influencia sobre cada subcuenca se obtuvo la siguiente tabla:

Periodo de retorno <i>Tr</i> (años)	<i>I</i> (mm/hr)					
	Subc. Río San Felipe	Subc. La Encantada	Subc. Confluencia	Subc. Río Blanco	Subc. Colector	Cuenca total
2	33.64	45.88	33.27	48.49	31.91	25.91
5	44.91	56.76	41.16	59.99	39.47	36.98
10	52.37	63.96	46.38	67.60	44.48	44.32
25	61.80	73.06	52.98	77.22	50.81	53.59
50	68.79	79.81	57.88	84.35	55.51	60.46
100	75.74	86.51	62.73	91.44	60.17	67.29
500	91.78	102.00	73.96	107.80	70.94	83.06
1000	98.68	108.66	78.79	114.84	75.57	89.84
5000	114.68	124.11	90.00	131.17	86.31	105.57
10000	121.58	130.76	94.82	138.20	90.94	112.35

Tabla 5.18. Intensidades *i* (mm/hr), para cada subcuenca y la cuenca total.

La tabla con los gastos obtenidos se muestra a continuación:

Periodo de retorno T_r (años)	$Q_{\text{máx}}$ (m ³ /s)					
	Subc. Río San Felipe	Subc. La Encantada	Subc. Confluencia	Subc. Río Blanco	Subc. Colector	Cuenca total
2	5.10	20.62	9.71	14.19	4.26	7.62
5	17.95	34.17	13.92	20.69	5.73	55.74
10	29.76	44.14	16.83	25.20	6.72	82.20
25	13.81	57.72	20.62	31.12	7.99	120.39
50	63.00	68.38	23.50	35.62	8.94	152.75
100	79.49	79.38	26.40	40.18	9.89	186.60
500	121.93	106.03	33.23	50.93	12.10	272.71
1000	141.70	117.96	36.21	55.64	13.05	311.43
5000	190.49	146.47	43.20	66.72	15.27	407.33
10000	212.62	159.07	46.24	71.53	16.23	450.42

Tabla 5.19. Gastos obtenidos con el método racional, para la cuenca total y subcuencas.

5.12.4.2. Método del hidrograma unitario triangular (HUT)

El método fue desarrollado para cuencas pequeñas, sin embargo, se ha aplicado para cuencas de hasta 3000 km². De acuerdo al método, las características del hidrograma unitario triangular se determinaron de la siguiente manera:

$$Q = \frac{0.555 H_e A}{t_b} \quad (5.28)$$

Donde:

Q , es el gasto correspondiente a la precipitación analizada, m³/s
 H_e , es la precipitación en exceso, mm
 A , es el área de la cuenca, km²
 t_b , es el tiempo base de la avenida, hr

$$t_b = 2.67 t_p \quad (5.29)$$

t_p , es el tiempo pico de la avenida, hr

A su vez, el tiempo pico se expresa como:

$$t_p = \frac{d_e}{2} + t_r \quad (5.30)$$

Donde d_e es la duración en exceso y t_r el tiempo de retraso, el cual se estima mediante el tiempo de concentración t_c , además, la duración en exceso con la que se tiene mayor gasto de pico, a falta de mejores datos se puede calcular aproximadamente como $d_e = t_c$.

$$t_r = 0.6 t_c \quad (5.31)$$

De acuerdo a lo anterior se obtiene:

Parámetro	Subc. Río San Felipe	Subc. La Encantada	Subc. Confluencia	Subc. Río Blanco	Subc. Colector	Cuenca Total
Área, km ²	16.08	8.07	2.39	2.63	0.76	29.93
T _c , en hr	0.80	0.59	0.96	0.54	1.02	1.02
T _p , en hr	0.88	0.65	1.06	0.59	1.12	1.12
t _b , en hr	2.35	1.73	2.82	1.59	3.00	3.00

Tabla 5.20. Área, T_c, T_p y t_b para el cálculo del gasto mediante el HUT.

Y los gastos calculados con el método del HUT, resultan:

Periodo de retorno Tr (años)	Q _{máx} (m ³ /s)					
	Subc. Río San Felipe	Subc. La Encantada	Subc. Confluencia	Subc. Río Blanco	Subc. Colector	Cuenca total
2	3.72	16.72	6.66	11.85	2.86	4.10
5	13.10	27.81	9.58	17.33	3.87	39.37
10	21.72	35.91	11.59	21.11	4.53	55.59
25	34.86	46.96	14.20	26.06	5.39	78.63
50	45.99	55.64	16.18	29.84	6.03	97.18
100	58.03	64.59	18.18	33.65	6.67	116.61
500	89.02	86.26	22.87	42.66	8.16	165.72
1000	103.45	95.97	24.93	46.61	8.80	186.88
5000	139.07	119.17	29.74	55.88	10.30	239.92
10000	155.21	129.42	31.38	59.91	10.95	263.56

Tabla 5.21. Gastos obtenidos con el método del HUT para la cuenca total.

5.12.4.3. Método de Ven Te Chow

Este método, al igual que los anteriores, permite conocer solamente el gasto máximo del hidrograma de escurrimiento directo para un periodo de retorno dado, este criterio se realiza mediante la siguiente ecuación:

$$Q_{max} = A X Y Z \quad (5.32)$$

Donde:

- A, es el área de la cuenca, km²
- X, es el factor de escurrimiento, cm/hr
- Y, es el factor climático, adimensional
- Z, es el factor de reducción del pico, adimensional

El factor de escurrimiento se obtiene como:

$$X = \left(\frac{He}{d} \right) \quad (5.33)$$

Donde:

He , es la altura de precipitación efectiva que se calcula con el procedimiento del número de curva descrito en el subcapítulo anterior, cm

d , es la duración, hr

Por lo tanto, al aplicar la ecuación anterior resulta:

Periodo de retorno T_r (años)	Factor de escurrimiento, X					
	Subc. Río San Felipe	Subc. La Encantada	Subc. La Confluencia	Subc. Río Blanco	Subc. Colector	Cuenca total
2	0.12	1.09	1.48	2.39	2.00	0.07
5	0.43	1.82	2.12	3.50	2.70	0.70
10	0.72	2.35	2.57	4.26	3.16	0.98
25	1.15	3.07	3.14	5.26	3.76	1.39
50	1.51	3.64	3.58	6.02	4.21	1.72
100	1.91	4.23	4.03	6.79	4.65	2.06
500	2.93	5.65	5.06	8.61	5.69	2.93
1000	3.41	6.28	5.52	9.40	6.14	3.31
5000	4.58	7.80	6.59	11.27	7.18	4.25
10000	5.11	8.47	7.05	12.09	7.64	4.67

Tabla 5.22. Valores del factor de escurrimiento "X", para la cuenca total y subcuencas.

Factor climático:

$$Y = 2.78 \frac{P_s}{P_b} \quad (5.34)$$

Donde:

P_s , es la precipitación en la estación base, cm

P_b , es la precipitación en estudio (dentro de la cuenca), cm

Para este caso no se tiene una estación base, de modo que P_s se toma igual al valor de P_b .

Para el cálculo de Z (factor de reducción del pico), se tiene que:

Si: $0.05 < d/t_r < 0.40$

$$Z = 0.73 (d/t_r)^{0.97} \quad (5.35)$$

Si: $0.40 < d/t_r < 2.0$

$$Z = 1.89 (d/t_r)^{0.23} - 1.23 \quad (5.36)$$

En ambos casos:

$$t_r = 0.00505 \left(\frac{L}{\sqrt{s}} \right)^{0.64} \quad (5.37)$$

Donde:

- t_r , es el tiempo de retraso, *hr*
- L , es la longitud del cauce principal, *m*
- s , es la pendiente del cauce principal %

También Z se puede obtener de forma gráfica, ilustración 5.13. Sin embargo, se recomienda el uso de las ecuaciones anteriores.

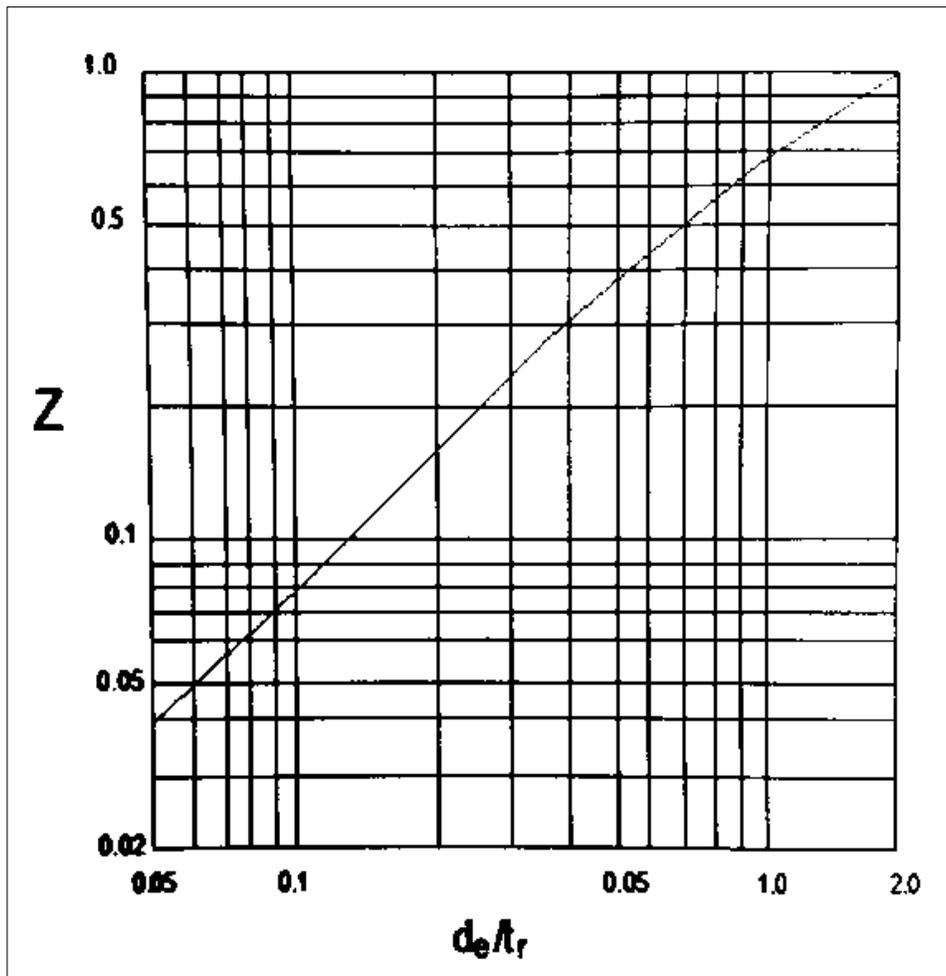


Ilustración 5.13. Tabla de relación $Z - d/tr$.

Parámetro	Subc. Río San Felipe	Subc. La Encantada	Subc. La Confluencia	Subc. Río Blanco	Subc. Colector	Cuenca total
<i>tr</i> , hr	0.953	0.716	1.951	0.59	1.794	1.303
<i>d/tr</i>	0.839	0.824	0.492	0.915	0.569	0.783
<i>Z</i>	0.59	0.58	0.38	0.62	0.43	0.56
Área, km ²	16.08	8.07	2.39	2.63	0.76	29.93
Longitud del cauce, m	10292	5545	12121	3339	13185	13185
Pendiente del cauce, %	8.19	5.80	1.21	3.86	1.86	5.06

Tabla 5.23. Valores de *tr*, *d/tr*, *Z* y el área. Cuenca total y subcuencas.

Como resultado del método aplicado, se obtuvo la tabla siguiente:

Periodo de retorno <i>Tr</i> (años)	<i>Q</i> _{máx} (m ³ /s)					
	Subc. Río San Felipe	Subc. La Encantada	Subc. La Confluencia	Subc. Río Blanco	Subc. Colector	Cuenca total
2	3.16	14.18	3.74	10.83	1.82	3.26
5	11.34	23.68	5.35	15.87	2.45	32.62
10	18.99	30.58	6.49	19.31	2.87	45.66
25	30.33	49.95	7.93	23.84	3.41	64.77
50	39.83	47.36	9.04	27.29	3.82	80.14
100	50.38	55.04	10.17	30.78	4.22	95.99
500	77.28	73.52	12.78	39.03	5.17	136.52
1000	89.94	81.72	13.94	42.61	5.58	154.23
5000	120.79	101.49	16.64	51.09	6.52	198.03
10000	134.77	110.21	17.80	54.80	6.94	217.60

Tabla 5.24. Gastos máximos obtenidos con el método de Chow para cada subcuenca.

6. MODELACIÓN EN HEC-HMS

6.1. Introducción

El sistema de modelación hidrológica HEC-HMS (*Hydrologic Engineering Center – Hydrologic Modeling System*) está diseñado para simular el proceso lluvia-escurrimiento en una cuenca con sistema dendrítico. Se aplica a una amplia gama de zonas geográficas para la solución de varios tipos de problemas, entre ellos: cuencas de aportación a grandes ríos e hidrología de inundaciones, y escurrimiento en pequeñas cuencas naturales o urbanas. Los hidrogramas producidos por el programa se utilizan directamente o en conjunto con otro software para realizar estudios de disponibilidad de agua, drenaje urbano, impacto en los escurrimientos ante el cambio de uso de suelo (urbanización), diseño de vertedores en embalses, reducción de daños por inundación, regulación de llanuras de inundación y diseño de presas “rompepicos” (Gómez, 2014).

6.2. Alcance

Existen varios métodos para la modelación del proceso lluvia-escurrimiento. Cada modelo matemático incluido en el programa es adecuado en diferentes entornos y bajo diferentes condiciones. Hacer la elección correcta de los métodos requiere el conocimiento de la cuenca, de la información disponible, los objetivos del estudio hidrológico y los criterios de ingeniería.

6.3. Historia

El programa de cálculo se basa en más de 30 años de experiencia en software de simulación hidrológica. Muchos algoritmos desde el HEC-1 (HEC, 1998), HEC-1F (HEC, 1989), PRECIP (HEC, 1989), and HEC-IFH (HEC, 1992) se modernizaron y combinaron con nuevos algoritmos para formar una amplia biblioteca de rutinas de simulación. Futuras versiones del programa continuaron modernizándose, creando nuevos algoritmos y técnicas para abordar nuevos problemas.

La versión inicial del programa fue llamada versión 1.0 e incluyó la mayoría de las capacidades de simulación de eventos del programa HEC-1. Esto introdujo varias mejoras notables, entre ellas: un número grande de ordenadas en el hidrograma y representación con cuadrícula del escurrimiento. Las herramientas para la estimación de parámetros eran mucho más flexibles que en los programas anteriores, se introdujo el desarrollo orientado a objetos en el lenguaje C++ y soporte multiplataforma, además se le creó al programa una interfaz gráfica para el usuario.

La versión 2.0 se centró en la simulación continua, se agregó un método para tomar en cuenta la humedad del suelo, se ampliaron las capacidades el elemento embalse, para incluir descripciones físicas para una salida, vertedor y también se le añadió una opción de rotura de presa.

En la versión 3.0 se introdujo nuevas características de cálculo y una interfaz gráfica de usuario completamente nueva y opciones de cálculo adicionales en los elementos de embalse y desviación. La cuarta versión o la 4.0, añade más métodos para representar los procesos físicos, en particular en el modelo meteorológico, erosión y transporte de sedimentos, además de la capacidad de simular calidad del agua.

6.4. Componentes de HEC-HMS

Para simular la respuesta hidrológica de una cuenca, HEC-HMS contiene seis componentes de los cuales cinco son los más utilizados:

- Modelo de cuenca
- Modelo meteorológico
- Especificaciones de control
- Datos de series de tiempo
- Datos aparejados

Una simulación calcula la transformación de lluvia a escurrimiento en el modelo de la cuenca, dada la entrada del modelo meteorológico. Las especificaciones de control definen el periodo de tiempo durante el cual se realizará la simulación y el intervalo de tiempo a utilizar. La componente de datos de series temporales, tales como, tablas y datos por celdas son requeridos como parámetros o condiciones de frontera.

6.4.1. Componente Modelo de cuenca (*Basin Model*)

El modelo de cuenca representa la cuenca física, donde el usuario desarrolla el modelo de la cuenca incluyendo y conectando elementos hidrológicos, para ello, cuenta con los siguientes elementos:

- Subcuenca (*Subbasin*)
- Cauce (*Reach*)
- Embalse (*Reservoir*)
- Fuente (*Source*)
- Unión (*Junction*)
- Derivación (*Diversion*)
- Sumidero (*Sink*)

A continuación se describen los elementos hidrológicos que utiliza el programa y que conforman una cuenca.

6.4.1.1. Subcuenca (*Subbasin*)

Se usa para representar la cuenca física. Dada la precipitación, la salida de agua de la subcuenca se calcula restando las pérdidas a la precipitación y transformando el exceso de

precipitación en gasto en el punto de salida de la subcuenca, sumando finalmente el gasto base.

Aquí se especifica la información obligatoria como lo es el área de la subcuenca, misma que fue obtenida con ArcGIS. También es aquí donde se especifican los métodos para el cálculo de pérdidas, transformación lluvia-escurrimiento, mismos que se describen a continuación:

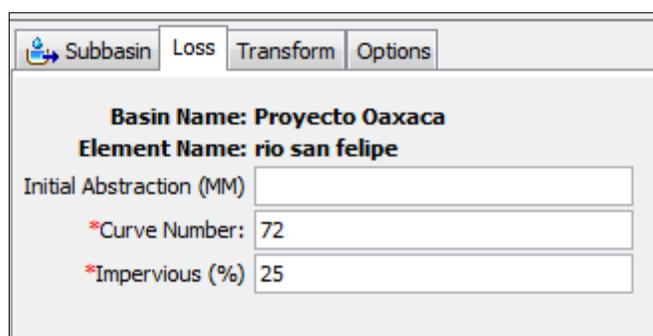
Los métodos para calcular la intercepción (canopy), retención superficial (surface) y flujo base (baseflow), no se consideraron para éste modelo.

6.4.1.1.1. Modelo de pérdidas (*Loss*)

El programa cuenta con los siguientes métodos:

- Déficit y pérdida constante
- Exponencial
- Green y Ampt
- Déficit y pérdida constante por celdas
- Green y Ampt por celdas
- Número de curva (CN) del SCS por celdas
- Consideración de la humedad del suelo por celdas
- Inicial y pérdidas constante
- Número de curva (CN) del SCS
- Smith Parlange
- Consideración de la humedad del suelo

Para el cálculo de pérdidas se utilizó el método del número de curva del Servicio de Conservación Suelos (SCS), que requiere los siguientes parámetros: abstracción inicial, número de curva y porcentaje de impermeabilidad. Estos datos se obtuvieron del procesamiento de los mapas de cobertura y uso de suelo en ArcGIS. La pestaña de edición del método de pérdidas se muestra en la Ilustración 6.1.



Subbasin	Loss	Transform	Options
Basin Name: Proyecto Oaxaca			
Element Name: rio san felipe			
Initial Abstraction (MM)	<input type="text"/>		
*Curve Number:	<input type="text" value="72"/>		
*Impervious (%)	<input type="text" value="25"/>		

Ilustración 6.1. Editor del método de pérdidas. Número de curva del SCS.

La abstracción inicial se define como la cantidad de precipitación que debe caer para que la superficie del suelo alcance la saturación. Sin embargo, no es lo mismo que una intercepción inicial o pérdida inicial, al cambiar el valor de la abstracción inicial cambia la

respuesta de infiltración. Si este valor se deja en blanco, se calcula automáticamente como 0.20 veces el potencial de retención, mismo que se calcula a partir del número de curva del Servicio de Conservación de Suelos (SCS).

6.4.1.1.2. Modelo de transformación (*Transform*)

A continuación se muestran las metodologías con las que cuenta el programa:

- Hidrograma Unitario (HU) de Clark
- Onda cinemática
- ModClark
- Hidrograma unitario (HU) del SCS
- Hidrograma unitario (HU) Snyder
- Hidrograma en S especificado por el usuario
- Hidrograma unitario (HU) especificado por el usuario

Para la transformación de la lluvia en escurrimiento se utilizó el método: Hidrograma unitario (HU) del SCS, como el que se muestra en la ilustración 3.1 del apartado 3.1.3.1.

El método del hidrograma unitario del SCS fue desarrollado originalmente, de los datos que se recogen en las pequeñas cuencas agrícolas. Los datos se generalizaron como hidrogramas adimensionales y un hidrograma con mejor aproximación fue desarrollado para aplicación general.

El hidrograma en general se escala por el tiempo de retraso (*lag time*) para producir el hidrograma unitario. Es interesante observar que el 37.5% del volumen de escurrimiento se produce antes del gasto máximo y el tiempo base del hidrograma es cinco veces el *lag time*. La pestaña de edición del método de transformación se muestra en la Ilustración 6.2.

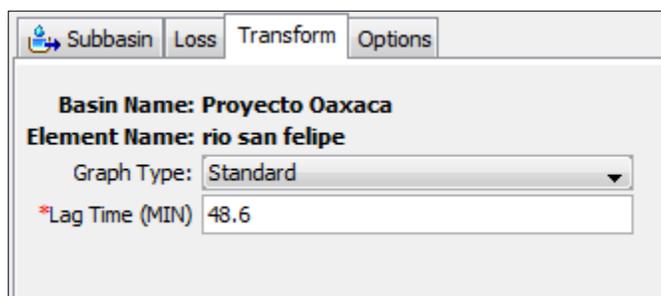


Ilustración 6.2. Editor del método de transformación. Hidrograma unitario del SCS.

Dos tipos de gráficas diferentes están disponibles para definir la forma del hidrograma unitario. La forma "Standard" es de aplicación general en todo Estados Unidos. La forma "Delmarva" ha demostrado ser aplicable en las llanuras costeras de Delaware, Maryland y Virginia en los Estados Unidos.

El "lag" o retraso estándar se define como la longitud de tiempo entre el centroide de la masa de precipitación y el gasto pico del hidrograma resultante. Estudios realizados por el

SCS encontraron que, en general, el tiempo de retardo (*lag time*) puede ser aproximado al 60% del tiempo de concentración.

6.4.1.2. Cauce (*Reach*)

Un cauce es un elemento que puede tener uno o más gastos de entrada (mismo(s) que proviene(n) de otros elementos en el modelo de cuenca) y solo uno de salida; en el caso de que haya más de un flujo de entrada, éste se unifica antes de calcularse el flujo de salida. El flujo de salida se calcula utilizando uno de los métodos disponibles para la simulación de flujo en canales a superficie libre, todos ellos implementan una metodología hidrológica de tránsito de avenidas en cauces y son los siguientes: onda cinemática, retardo, pulso modificado (embalse a nivel), Muskingum-Cunge. Opcionalmente se puede incluir un método para representar las interacciones con el subsuelo.

El menú de edición de un cauce se muestra en la ilustración 6.3.

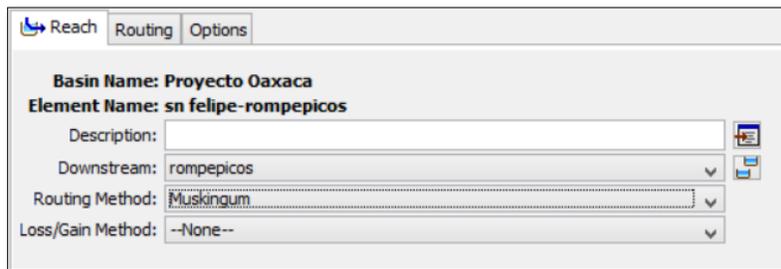


Ilustración 6.3. Menú editor del componente cauce del modelo de cuenca.

6.4.4.3. Embalse (*Reservoir*)

Se usa para modelar retención y atenuación de un hidrograma causado por un embalse o depósito de retención. La entrada puede provenir de uno varios elementos hidrológicos situados aguas arriba del depósito. La salida puede calcularse de dos maneras: el usuario define una función almacenamiento-salida, elevación-almacenamiento-salida o elevación-área-salida; o bien el usuario define una función elevación-almacenamiento, o elevación-área y una o más estructuras de salida.

El menú de edición de un embalse se muestra en la ilustración 6.4.

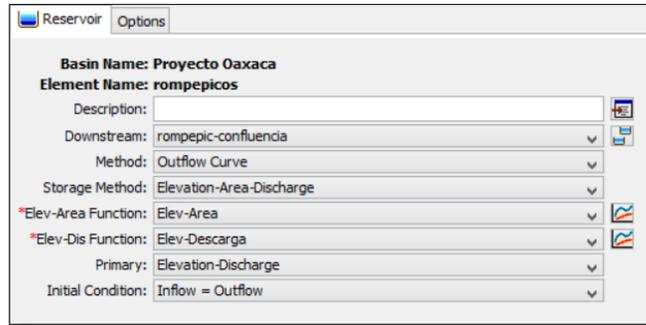


Ilustración 6.4. Menú editor del componente embalse del modelo de cuenca.

Los cálculos reales de simulación de almacenamiento se realizan por un método de tránsito de avenidas en vasos. Se dispone de cuatro métodos de tránsito de avenidas. Uno está diseñado para simplificar el embalse con una relación conocida de almacenamiento-descarga. El segundo método utiliza una descarga específica y calcula el almacenamiento que resultaría. El último método está diseñado para representar componentes individuales de las obras de descarga. También hay una opción de no especificar ningún método de tránsito. Esta opción no asume ningún tipo de almacenamiento en el depósito y todo flujo de entrada se pasa como flujo de salida para cada intervalo de tiempo de la simulación.

6.4.1.4. Fuente (*Source*)

Se usa para introducir agua dentro del modelo de la cuenca. Este elemento no tiene entrada y la salida está definida por el usuario.

6.4.1.5. Unión (*Junction*)

Se usa para sumar flujos de agua que provienen de elementos hidrológicos situados aguas arriba de la unión. La respuesta es simplemente la suma de los hidrogramas de todos los elementos conectados a la unión.

6.4.1.6. Derivación (*Diversion*)

Se usa para modelar un flujo de agua que abandona un tramo de cauce. La entrada proviene de uno o varios elementos de aguas arriba. La salida de este elemento consiste en un flujo derivado y otro no derivado (que sigue por el cauce). El flujo derivado se define por el usuario. Tanto los flujos derivados como no derivados se pueden conectar aguas abajo con otros elementos.

6.4.1.7. Sumidero (*Sink*)

Se usa para representar el punto de salida de la cuenca. La entrada puede provenir de uno o más elementos situados aguas arriba del sumidero. Este elemento no tiene salida.

Para la modelación de la cuenca, a continuación se define gráficamente, la distribución de algunos de los elementos hidrológicos mencionados anteriormente. En cada elemento se asignaron parámetros y atributos.

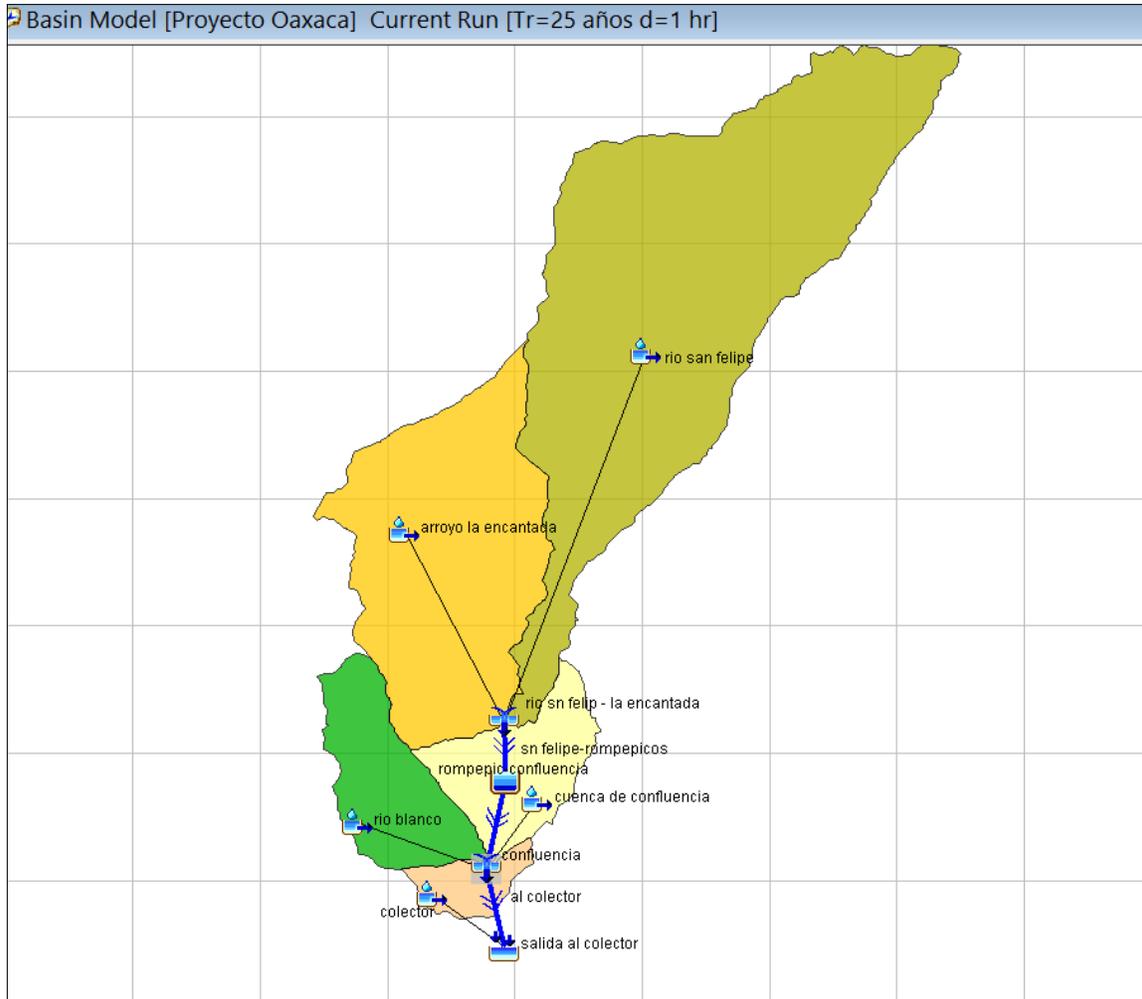


Ilustración 6.5. Modelo de cuenca representado gráficamente mediante *shapefiles* en HEC-HMS.

Los elementos hidrológicos usan modelos matemáticos para describir los procesos físicos que se producen en la cuenca. Dichos métodos de cálculo que se usan en las subcuencas se describen a continuación:

6.4.2. Componente modelo meteorológico (*Meteorologic Model*)

Este subcapítulo describe como se introduce la información de meteorología en el programa, usando un modelo meteorológico, el cual es uno de los componentes principales en un proyecto, ya que es el responsable de preparar las condiciones de contorno que actúan sobre la cuenca durante una simulación. Para ello, se debe crear al menos un modelo de cuenca antes de crear un modelo meteorológico, mientras que un modelo meteorológico está preparado para su uso con uno o más modelos de cuenca; si el modelo de cuenca contiene elementos subcuencas, el modelo meteorológico debe especificar como se genera la precipitación para cada una de ellas.

Es decir, el modelo meteorológico calcula la entrada de precipitación que requiere un elemento de subcuena donde éste no solamente puede usar precipitación, sino que también puede modelar precipitación sólida, incluyendo la evapotranspiración.

Dentro del menú de edición del modelo meteorológico se deben seleccionar los métodos de cálculo de radiación de onda corta, radiación de onda larga, precipitación, evapotranspiración y deshielo; para el presente proyecto solo se consideró precipitación, y el método seleccionado para ello, es la tormenta del SCS (SCS Storm).

6.4.2.1. Método de precipitación

La precipitación engloba lluvia y nieve. La determinación de una de estas se realiza en el método de deshielo; el método de precipitación sólo determina la cantidad de agua que cae sobre la superficie, ya sea en forma líquida o congelada. Hay siete métodos de precipitación diferentes, además de una opción sin precipitación. Si va a utilizar el modelo meteorológico con los modelos de cuencas que contienen subcuencas, debe elegir un método de precipitación. Una breve descripción de los métodos disponibles para calcular la precipitación media en la cuenca o celda a celda, a continuación en la 6.1.

Métodos de precipitación	Descripción
Tormenta asociada a frecuencia	Se usa para desarrollar un evento de precipitación donde los volúmenes correspondientes a distintas duraciones tienen una probabilidad de excedencia consistente.
*Pluviómetros con pesos	Este método aplica pesos definidos por el usuario a los pluviómetros que el usuario desee.
Precipitación por celdas	Este método permite usar productos con precipitación por celdas, por ejemplo, los datos de radar.
*Inverso de la distancia	Se usa para calcular la precipitación media en una subcuena aplicando una ponderación basada en la inversa de la distancia al cuadrado.
*Tormenta del SCS	Este método aplica una distribución temporal tipo SCS a un volumen total de lluvia en 24 horas.
*Hietograma específico	Este método aplica un hietograma definido por el usuario a un elemento de subcuena.
Tormenta de proyecto estándar	Este método aplica una distribución temporal a un volumen índice de precipitación. Este índice se extrae de un manual del cuerpo de ingenieros y es válido solo para Estados Unidos (actualmente está en desuso).

Tabla 6.1. Descripción de los métodos de precipitación incluidos en el modelo meteorológico.

*Métodos más utilizados

6.4.2.2. Tormenta del SCS (SCS Storm)

Este método de la tormenta del SCS implementa la tormenta de diseño desarrollada por el SCS (Soil Conservation Service), ahora NRCS (Natural Resources Conservation Service). La metodología original fue desarrollada para proporcionar orientación en el diseño de

embalses seguros para uso de riego agrícola. Sin embargo, dichas tormentas de diseño se han aplicado en varios casos más. El mismo hietograma se calcula para todas las subcuencas.

Cada tormenta tiene solo un tipo de distribución de tiempo que debe ser seleccionado de la lista de opciones disponibles. La simulación debe tener una duración de 24 horas o más. Todos los valores después de las primeras 24 horas serán cero. Para este trabajo la lluvia a modelar es de 24 horas de duración siguiendo una distribución tipo de la zona de estudio (indicada en la ilustración 5.12) misma que es capturada manualmente en el programa. La pestaña de edición del método de precipitación se muestra en la Ilustración 6.6.

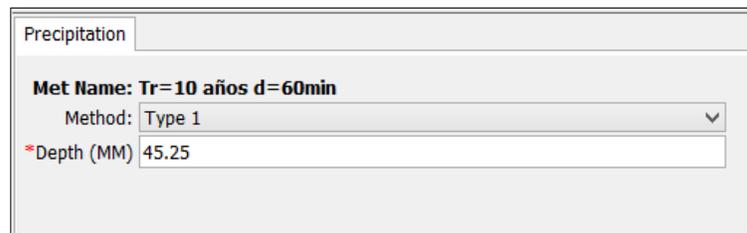


Ilustración 6.6. Editor del método de precipitación. Tormenta de diseño del SCS.

6.4.3. Componente especificaciones de control (*Control Specifications*)

Las especificaciones de control son uno de los componentes principales en un proyecto, a pesar de que no contienen muchos parámetros. Su propósito principal es controlar cuando inician y terminan las simulaciones, y que intervalo de tiempo se usa en éstas.

6.4.3.1. Periodo de tiempo (*Time Window*)

Cada especificación de control fija el periodo de tiempo durante el cual se realizará una simulación. Dicho periodo se especifica utilizando una fecha de inicio, hora inicio, fecha de término y tiempo de finalización, no hay límite en la longitud del periodo de tiempo elegido, o el número de pasos de simulación que puede contener, el programa contiene métodos de simulación adecuados tanto para el evento y simulación continua. La edición o captura de estos tiempos y fechas se llevan a cabo en ventana de especificaciones de control, la cual se muestra en la Ilustración 6.7.

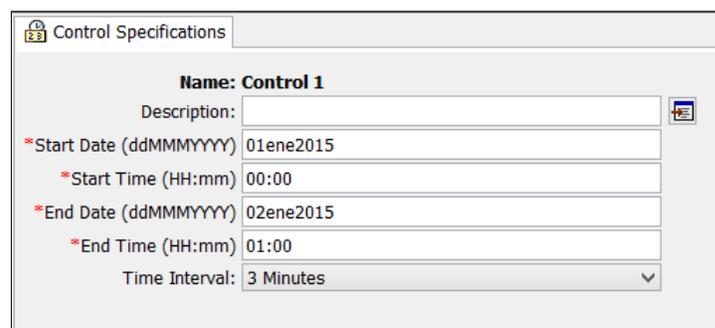


Ilustración 6.7. Ventana de edición de tiempos para las especificaciones de control.

6.4.4. Componente series de tiempo (*Times-Series Data*)

Las simulaciones hidrológicas requieren una gran cantidad de datos que se utilizan como condiciones iniciales, condiciones de frontera, o parámetros. Una gran parte de los datos son las mediciones de las condiciones atmosféricas, tales como la precipitación, la temperatura y la radiación solar. También son importantes las curvas de almacenamiento, curvas de gasto, y secciones transversales.

Las series de tiempo se almacenan en un proyecto como un pluviómetro y pueden ser compartidos por múltiples modelos de cuenca o meteorológicos.

Las series de tiempo, datos aparejados (paired data) son requeridos como parámetros o condiciones de contorno en los modelos de la cuenca y meteorológicos. En la tabla 6.2 se presenta una lista de los datos de entrada. Los datos de entrada pueden introducirse manualmente, o bien, pueden referenciarse a un registro en un archivo HEC-DSS (HEC-Data Storage System).

Series de tiempo	Funciones	Datos por celdas
Pluviómetros	Funciones almacenamiento-descarga (gasto)	Precipitación
Medidores de descarga	Funciones elevación-almacenamiento	Temperatura
Limnímetros	Funciones elevación-área	Radiación solar
Termómetros	Funciones elevación-descarga	Coefficiente de cultivo
Medidores de radiación solar	Funciones influencia-derivación	Capacidad de almacenamiento
Medidores de velocidad del viento	Funciones diámetro-porcentaje	Ritmo de percolación
Medidores de presión de aire	Secciones transversales	Coefficientes de almacenamiento
Medidores de humedad	Hidrogramas unitarios	Déficit de humedad
Medidor de altitud	Curvas de porcentaje	Área impermeable
Medidores de coeficientes de cultivo	Funciones ATI (Índice de temperatura antecedente)-Ritmo de deshielo	Número de curva (CN) del SCS
Medidores de equivalencia agua-nieve	Funciones ATI (Índice de temperatura antecedente)-Ritmo de enfriamiento	Elevación
Medidores de carga de sedimentos	Funciones de fusión de nieve	Contenido de frío
Medidores de concentración	Patrones de fusión	Contenido de frío ATI (Índice de temperatura antecedente)

Series de tiempo	Funciones	Datos por celdas
Medidores de porcentaje	Patrones de porcentaje	Ritmo de deshielo ATI (Índice de temperatura antecedente)
Medidores de evapotranspiración		Contenido de agua
		Equivalente de agua-nieve
		Potencial del agua
		Presión del aire
		Humedad
		Velocidad del viento
		Energía
		Albedo
		Espesor de la nieve

Tabla 6.2. Componentes de los datos de entrada.

Para el presente estudio se ingresaron los datos de precipitación mediante pluviómetros.

6.4.4.1. Pluviómetros (*Precipitation Gages*)

Las series de tiempo de los pluviómetros son interpoladas durante la simulación para el intervalo de tiempo seleccionado y no son almacenados; dicha interpolación se realiza linealmente. Los datos originales almacenados para dicho pluviómetro no se alteran.

Para el presente trabajo no se necesitó crear pluviómetros, ya que se ingresó el valor de la lámina de precipitación de diseño para su respectivo periodo de retorno, en la ventana de edición de la tormenta del SCS; el programa internamente hace la distribución de la lluvia siguiendo el patrón del tipo de tormenta seleccionado.

La ventana series de tiempo del pluviómetro se muestra en la Ilustración 6.8.

Ilustración 6.8. Ventana de edición de las series de tiempo para un pluviómetro.

6.4.5. Componente datos aparejados (*Paired Data*)

Los modelos hidrológicos a menudo requieren el uso de funciones para describir entradas que están en función de datos físicos de la zona de estudio. Estas funciones definen una variable dependiente en términos de una variable independiente. Ejemplos de funciones incluyen hidrogramas unitarios y curvas de sección-gasto. Estas funciones solo se ingresan una vez al programa y pueden ser usadas por múltiples modelos de cuenca o meteorológicos.

Por ejemplo, el elemento *Embalse* pide por default para su funcionamiento, dos funciones, elevación-área y elevación-descarga, sin embargo se puede cambiar el método de acuerdo con la información que se disponga. La Ilustración 6.9 nos muestra la ventana de edición de una de ellas.

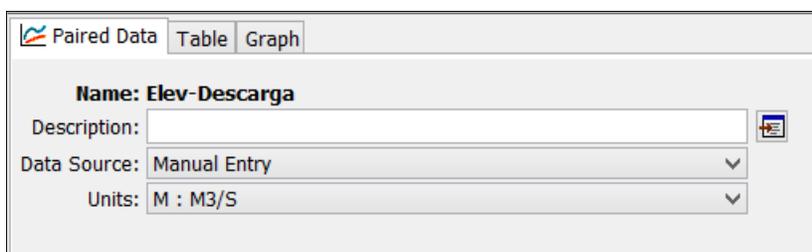


Ilustración 6.9. Ventana de edición de datos aparejados. Elevación-descarga en este caso.

Si los datos que estamos introduciendo, son capturados manualmente, en la primera pestaña podremos elegir las unidades en que están los datos involucrados en la función. En la segunda pestaña ingresaremos los datos a manera de tabla y en la tercera pestaña el programa nos muestra una gráfica de los datos introducidos.

Estas dos curvas, elevación-área y elevación-descarga las cuales son necesarias para que el programa realice la modelación, se le fueron dadas en base a las características físicas de la presa rompepicos ubicada en el Río San Felipe, en la ciudad de Oaxaca de Juárez, Oaxaca. Pudiéndose elegir también, vertedores u orificios según las condiciones que se tengan.

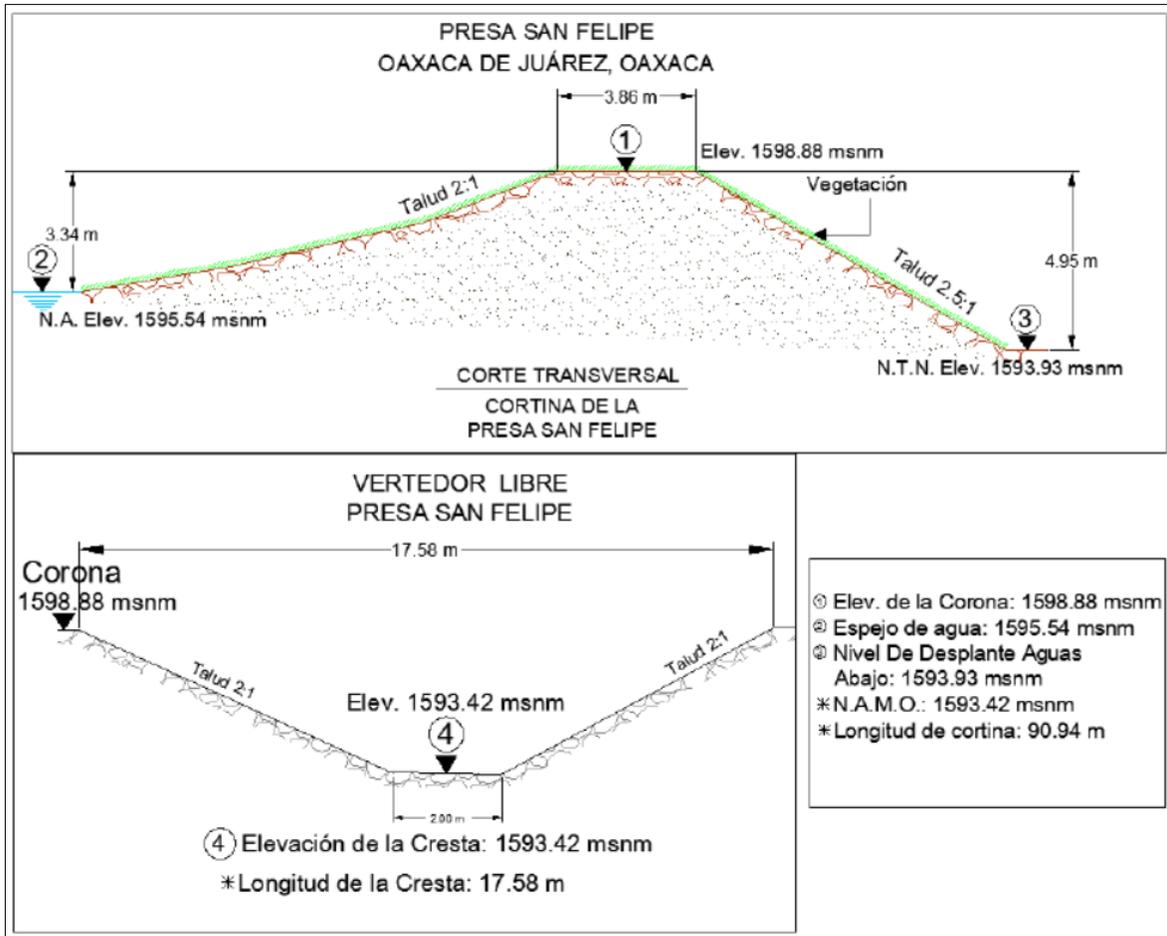


Ilustración 6.10. Presa rompepicos o de control de avenidas San Felipe del Agua, Oaxaca de Juárez.

Para la relación carga-gasto, se utilizó la fórmula de vertedores trapeziales que se muestra a continuación (ec. 6.1) (CONAGUA, 2013), con la que se construyó la tabla 6.3.

$$Q = 1.84(L - 0.1nh)h^{\frac{3}{2}} + \frac{8}{15} \tan \alpha C \sqrt{2gh^{\frac{5}{2}}} \quad (6.1)$$

Donde:

- L , es la longitud de la cresta del vertedor, m
- n , es el número de contracciones (en un lado o en los dos lados)
- h , es la carga del vertedor, m
- $\tan \alpha$, 1.79
- C , es el coeficiente de descarga igual a 1.80
- g , es la aceleración de la gravedad, m/s²

<i>H</i> (m)	<i>Q</i> (m ³ /s)
0.40	1.66
0.60	3.73
0.80	6.78
1.00	10.92
1.20	16.26
1.40	22.89
1.60	30.90
1.80	40.37
2.00	51.38
2.20	64.01
2.40	78.32
2.60	94.38

Tabla 6.3. Relación carga-gasto del vertedor trapecial de la presa rompepicos del Río San Felipe.

Para determinar la curva elevación-área, se tomó en cuenta que el embalse tiene un área estimada de 0.012 km² y una diferencia de alturas entre la corona (1598.88 msnmm) y el vertedor (1594.55 msnmm) de 4.33 m (CONAGUA, 2013), y considerando un comportamiento lineal; así como un bordo libre de 0.53 m, se llegó a la siguiente estimación:

<i>H</i> (m)	Área (1x10 ³ m ²)
0.00	0.00
1.00	3.16
2.00	6.32
2.20	6.95
2.40	7.58
2.60	8.21
2.80	8.84
3.00	9.47
3.20	10.11
3.40	10.74
3.60	11.37
3.80	12.00

Tabla 6.4. Relación elevación-área del embalse a introducir en HEC-HMS.

6.5. Simulación

La tarea principal a la hora de realizar una simulación, es la selección de un modelo de cuenca, un modelo meteorológico y las especificaciones de control. Sin embargo, puede

cambiar los componentes en cualquier momento, utilizando el editor de componentes para simulaciones, mostrado a continuación en la Ilustración 6.11.



Ilustración 6.11. Ventana de edición para simulaciones en HEC-HMS.

La imagen anterior corresponde a la corrida que se realizó para un valor de lluvia con un periodo de retorno (Tr) de 10 años y una duración de 1 hora.

De igual manera se realizaron simulaciones en HEC-HMS considerando una tormenta de 1 hora de duración y un periodo de retorno (Tr) de 5, 25, 50 y 500 años; mismas que se muestran en el apartado 10.5 del capítulo anexos.

6.6. Resultados

Una variedad de gráficas y tablas están disponibles después de realizar una simulación. En la tabla 6.5, se presentan los resultados de HEC-HMS considerando una tormenta con duración de 24 horas para los periodos de retorno de 5, 10, 25 y 50 y 500 años. Notándose que algunas celdas aparecen sin valor, esto es debido a que se excede la capacidad de la presa rompepicos, siendo interrumpido el cálculo hacia aguas abajo por el programa y arrojando un error.

Cuenca	$Tr = 5$ años	$Tr = 10$ años	$Tr = 25$ años	$Tr = 50$ años	$Tr = 500$ años
	Gasto (m^3/s)				
Río San Felipe	9.30	22.70	45.00	-	-
Arroyo La Encantada	17.50	30.30	48.80	-	-
La Confluencia	8.90	13.10	18.70	-	-
Río Blanco	10.80	16.40	23.80	-	-
Colector	3.60	5.00	6.90	-	-
Total	38.30	38.30	113.90	-	-

Tabla 6.5. Resultados de HEC-HMS de la modelación de una tormenta de 24 horas de duración para los periodos de retorno de 5, 10, 25, 50 y 500 años.

7. MODELO IBER

7.1. Presentación

Iber es un modelo numérico de simulación de flujo turbulento a superficie libre en régimen no permanente, y de procesos medioambientales en hidráulica fluvial. El rango de aplicación de Iber abarca la hidrodinámica fluvial, la simulación de rotura de presas, la evaluación de zonas inundables, el cálculo de transporte de sedimentos y el flujo de marea en estuarios.

El modelo Iber consta actualmente de tres módulos de cálculo principales: un módulo hidrodinámico, un módulo de turbulencia y un módulo de transporte de sedimentos. Todos los módulos trabajan sobre una malla estructurada o no estructurada de volúmenes finitos formada por elementos triangulares o cuadriláteros. En el módulo hidrodinámico, que constituye la base de Iber, se resuelven las ecuaciones de aguas poco profundas bidimensionales promediadas en profundidad (ecuaciones de Saint-Venant 2D). El módulo de turbulencia permite incluir las tensiones turbulentas en el cálculo hidrodinámico, pudiéndose utilizar para ello diferentes modelos de turbulencia para aguas poco profundas con diferente grado de complejidad. En la versión actual se incluyen un modelo parabólico, un modelo de longitud de mezcla y un modelo $k-\varepsilon$.

7.2. Módulo hidrodinámico

El módulo hidrodinámico resuelve las ecuaciones de aguas poco profundas promediadas en profundidad, también conocidas como 2D Shallow Water Equations (2D-SWE) o ecuaciones de Saint-Venant bidimensionales. Dichas ecuaciones asumen una distribución de presión hidrostática y una distribución relativamente uniforme de la velocidad en profundidad. La hipótesis de presión hidrostática se cumple razonablemente en el flujo en ríos, así como en las corrientes generadas por la marea en estuarios. Asimismo, la hipótesis de distribución uniforme de velocidad en profundidad se cumple habitualmente en ríos y estuarios, aunque pueden existir zonas en las que dicha hipótesis no se cumpla debido a flujos locales tridimensionales o a cuñas salinas. En estos casos es necesario estudiar la extensión de dichas zonas y su posible repercusión en los resultados del modelo. En la actualidad, los modelos numéricos basados en las ecuaciones de aguas poco profundas bidimensionales son los más utilizados en estudios de dinámica fluvial y litoral, evaluación de zonas inundables, y cálculo de transporte de sedimentos y contaminantes.

Se modelan asimismo los frentes seco-mojado, tanto estacionarios como no estacionarios, que puedan aparecer en el dominio. Dichos frentes son fundamentales en la modelización de zonas inundables en ríos, así como en estuarios. De esta forma se introduce la posibilidad de evaluar la extensión de zonas inundables en ríos, así como el movimiento del frente de marea en estuarios y zonas costeras.

7.3. Módulo de turbulencia

Un gran número de estudios en ingeniería hidráulica implica el análisis de flujos a superficie libre, muchos de los cuales pueden considerarse flujos poco profundos, refiriéndonos con el término poco profundo a una relación entre dimensiones vertical y horizontal pequeña. Prácticamente la totalidad de flujos a superficie libre son turbulentos. En cualquier río pueden observarse pequeños remolinos que aparecen y desaparecen con un movimiento aparentemente caótico, mostrando la complejidad del movimiento turbulento. Estos remolinos turbulentos son los principales responsables de los procesos de mezcla, por lo que juegan un importante papel en la difusión de sustancias solubles, de sólidos en suspensión, etc.

A pesar de que prácticamente todos los flujos en ingeniería hidráulica son turbulentos, en determinados casos la turbulencia no es lo suficientemente alta como para tener una influencia notoria en el campo de velocidad media. Este suele ser el caso de flujo en ríos, estuarios y en general en zonas costeras con geometría lo suficientemente suave como para que no se produzcan zonas de recirculación en planta. Sin embargo, incluso en este tipo de situaciones es importante realizar una correcta modelización de la turbulencia, ya que esta juega un papel fundamental en los procesos de transporte y mezcla de contaminantes y sedimentos.

7.4. Modelación numérica bidimensional del flujo

Los programas existentes para solucionar numéricamente procesos de inundación requieren como punto de partida, se le suministre una topografía base de la zona a modelar. Dentro de los modelos disponibles actualmente se optó por usar el modelo Iber que es un programa de uso libre y que reúne las características necesarias para definir las zonas afectadas por el desbordamiento del cauce.

Se pretende modelar tres escenarios: el primero es básicamente la topografía original sin considerar edificaciones ni infraestructura, el escenario 2 es considerando zonas propuestas a ser inundadas con la finalidad de reducir el hidrograma de la avenida, disminuyendo así su efecto, alojando gran parte de esta, y posteriormente incorporarla al cauce, ya una vez disminuido su magnitud; y el tercer escenario contempla la inhabilitación de la presa “rompepicos” que actualmente se encuentra funcionando. En los tres escenarios no se consideran las edificaciones.

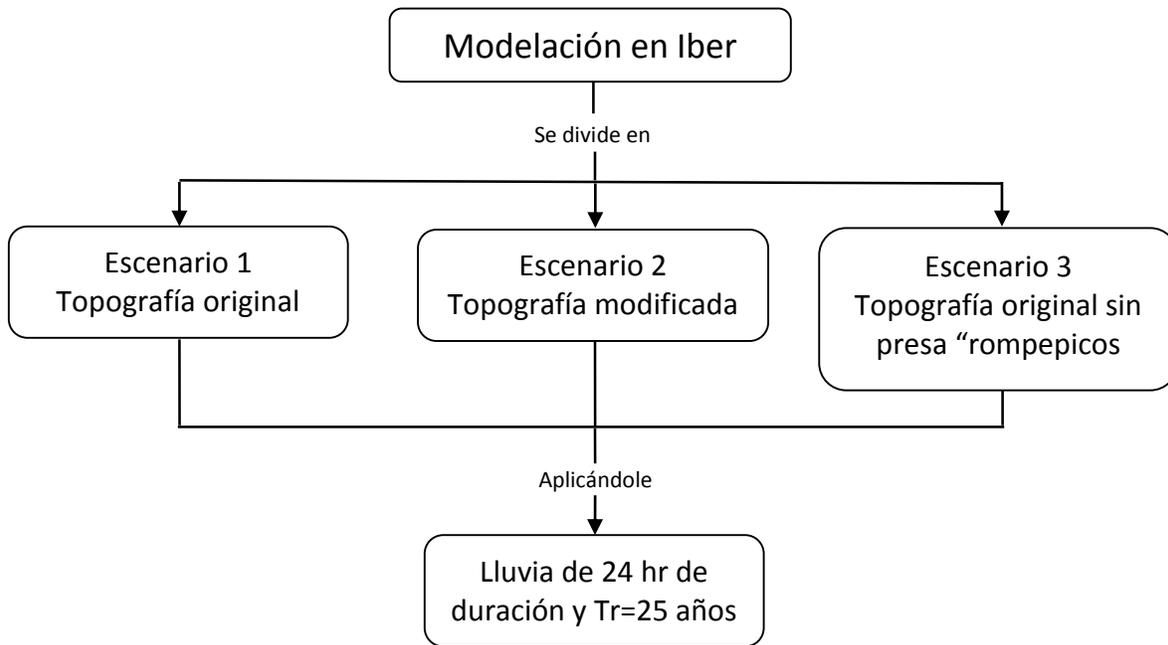


Ilustración 7.1. Esquema de la forma en que se construirán los escenarios a modelar.

7.4.1. Preproceso

Iber reconoce la geometría de la zona a estudiar, por medio de archivos ASCII (*American Standard Code for Information Interchange*), los cuales son archivos con extensión *.txt*. Estos archivos se obtienen a partir de los archivos raster *fill*, mismos que se exportan como ASCII desde ArcGIS. A continuación en la ilustración 7.2 se muestra como reconoce la geometría de la subcuenca San Felipe.

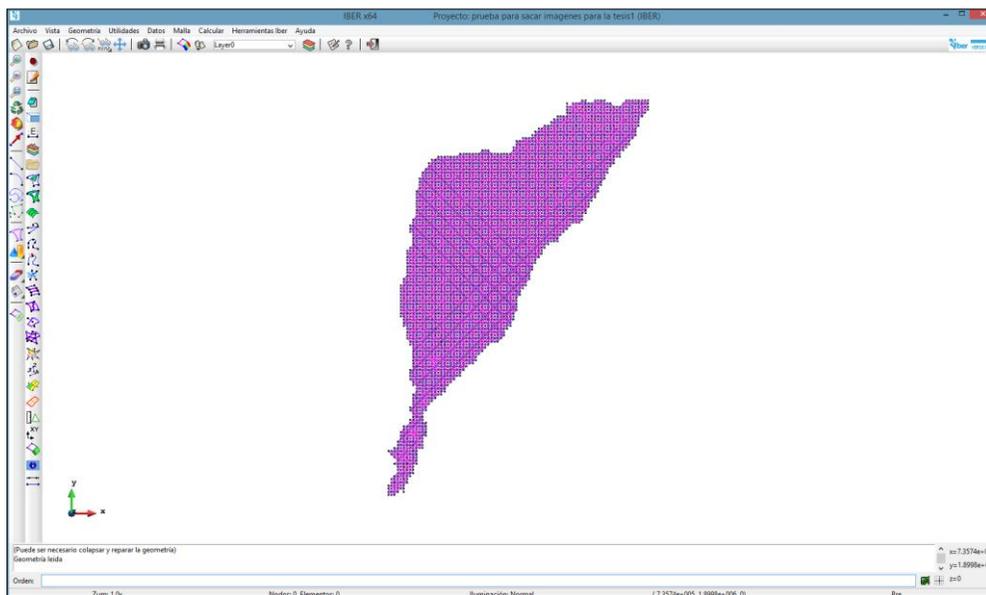


Ilustración 7.2. Geometría creada a partir de un RTIN.

7.4.1.1. Condiciones de frontera

Esta sección se limita a asignar solo condiciones de salida, mismas que para éste caso, fueron régimen supercrítico o crítico, no es necesario asignar parámetros adicionales.

Como datos de entrada se ingresó un hietograma de intensidad de lluvia con duración de 24 horas para un periodo de retorno de 25 años. Aunque también se tiene la opción de introducir los datos de entrada en forma de escurrimiento, por ejemplo, asignando un gasto total, un gasto específico (gasto por unidad de ancho), o elevación de la superficie del agua, a una porción de los contornos de la malla, según se requiera. En cada uno de estos últimos casos se exigirán los parámetros necesarios en función de si el régimen es subcrítico, crítico o supercrítico.

7.4.1.2. Condición inicial

Se deben asignar a todo el dominio. Se puede escoger entre asignar un valor de tirante, o una elevación de la superficie del agua. Se supuso una condición seca inicial, es decir, tirante con valor nulo.

7.4.1.3. Rugosidad

En Iber la rugosidad se asigna a través de un coeficiente de rugosidad de Manning.

Se tiene la opción de asignarla automáticamente con datos georreferenciados por medio de un archivo ASCII, creado en ArcGIS, como se puede apreciar en la ilustración 7.3.

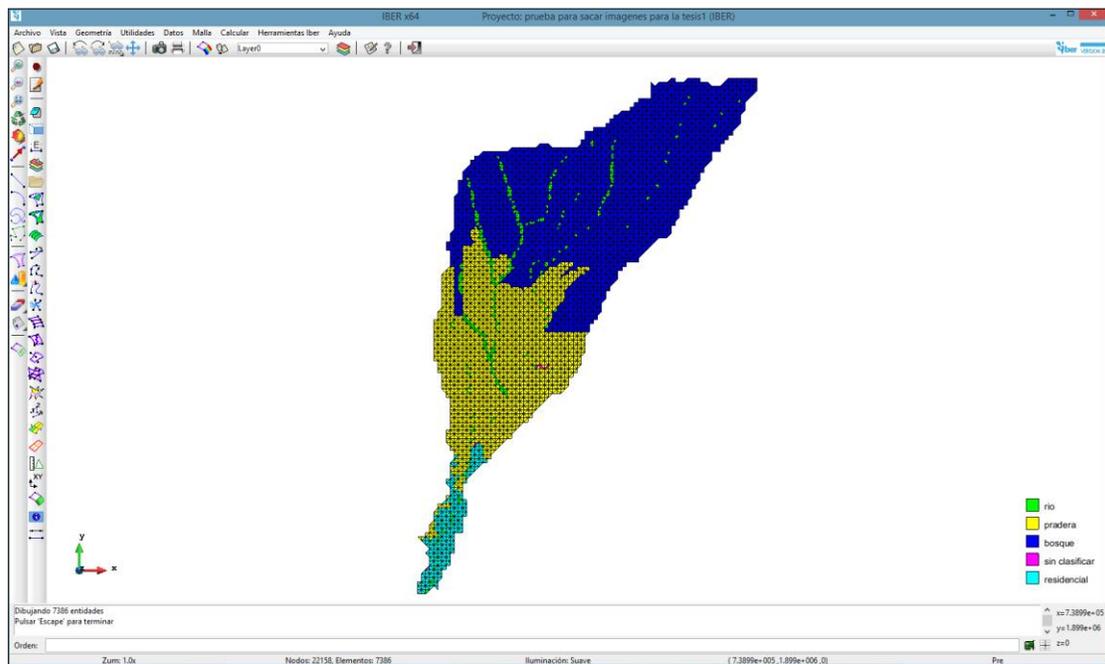


Ilustración 7.3. Asignación automática del coeficiente de Manning.

7.4.1.4. Pérdidas

Esta versión de Iber (v. 2.3.1) permite considerar tres modelos distintos de pérdidas por infiltración: el modelo de Horton, el modelo lineal, y el modelo de Green-Ampt. Para el presente trabajo no se consideró ninguno, ya que los datos de lluvia corresponden a lluvia efectiva, la cual se calculó considerando el método de los números de escurrimiento o número de curva del SCS.

7.4.1.5. Malla

La malla de cálculo es un elemento fundamental para conseguir buenos resultados. Iber dispone de multitud de maneras de obtener una malla de cálculo adecuada, y en función de las características del problema un tipo de malla será mejor que otro.

Para ambos escenarios se utilizó una malla estructurada con una división por línea para ambos casos, excepto en las zonas de inundación, allí en algunos casos es necesario asignar dos divisiones por línea y su modificación se hace a partir de un MDT.

7.4.1.6. Lluvia

La lluvia se asigna en forma de hietograma de intensidades. Cada instante de tiempo del hietograma indica el inicio de un bloque de precipitación, de intensidad constante que se mantiene hasta el próximo instante de tiempo.

Para este caso que se está modelando con datos de lluvias con duración de 24 horas, el valor de la intensidad, para cada caso corresponde al valor de lámina de lluvia.

<i>Tr</i> (años)	<i>i</i> (mm/h)				
	Río San Felipe	Arroyo La Encantada	Confluencia	Río Blanco	Colector
25	46.73	64.85	84.08	81.52	94.80

Tabla 7.1. Intensidad de lluvia a ingresar en procesos hidrológicos.

La distribución de esta intensidad corresponde al patrón típico de lluvia obtenida anteriormente, misma que se indica en la ilustración 5.12.

7.4.2. Postproceso

Una vez finalizado el cálculo se puede acceder al post-proceso para visualizar y analizar los resultados.

7.4.2.1. Visualización de resultados

Escenario 1. Topografía original

- Subcuenca Río San Felipe

Para el caso de la subcuenca Río San Felipe, los resultados del escenario 1, aplicándole la altura de lluvia efectiva $H_e = 46.73$ mm con la distribución temporal de la lluvia de una

tormenta tipo, de la zona de estudio. Los datos presentados son: Nivel máximo del agua (ilustración 7.4), así como el hidrograma de salida de la cuenca asociada (ilustración 7.5).

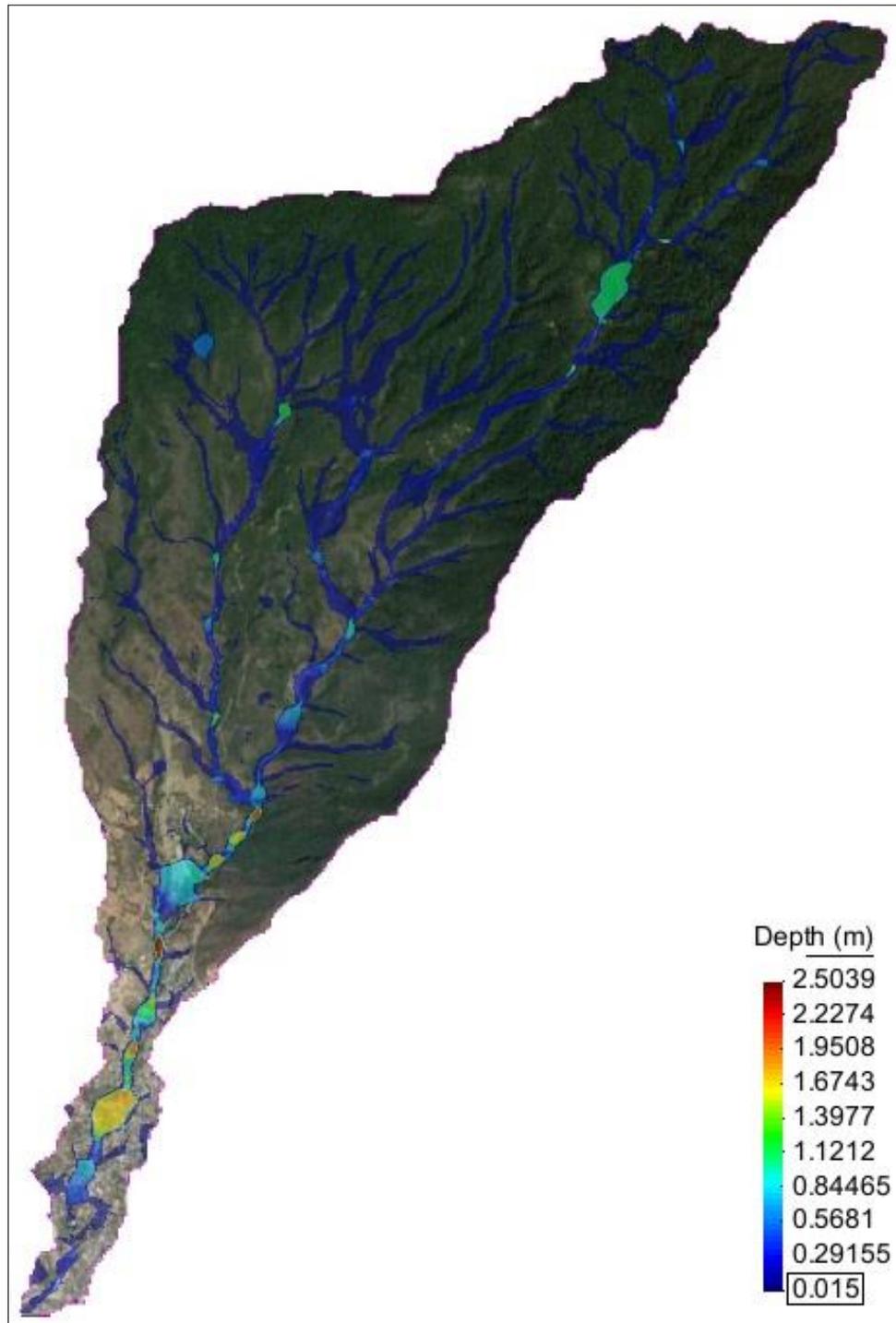


Ilustración 7.4. Nivel máximo del agua, debido a una tormenta con $d=24$ hr y $Tr=25$ años. Subcuenca Río San Felipe con topografía sin modificar.

Hidrograma de la salida:

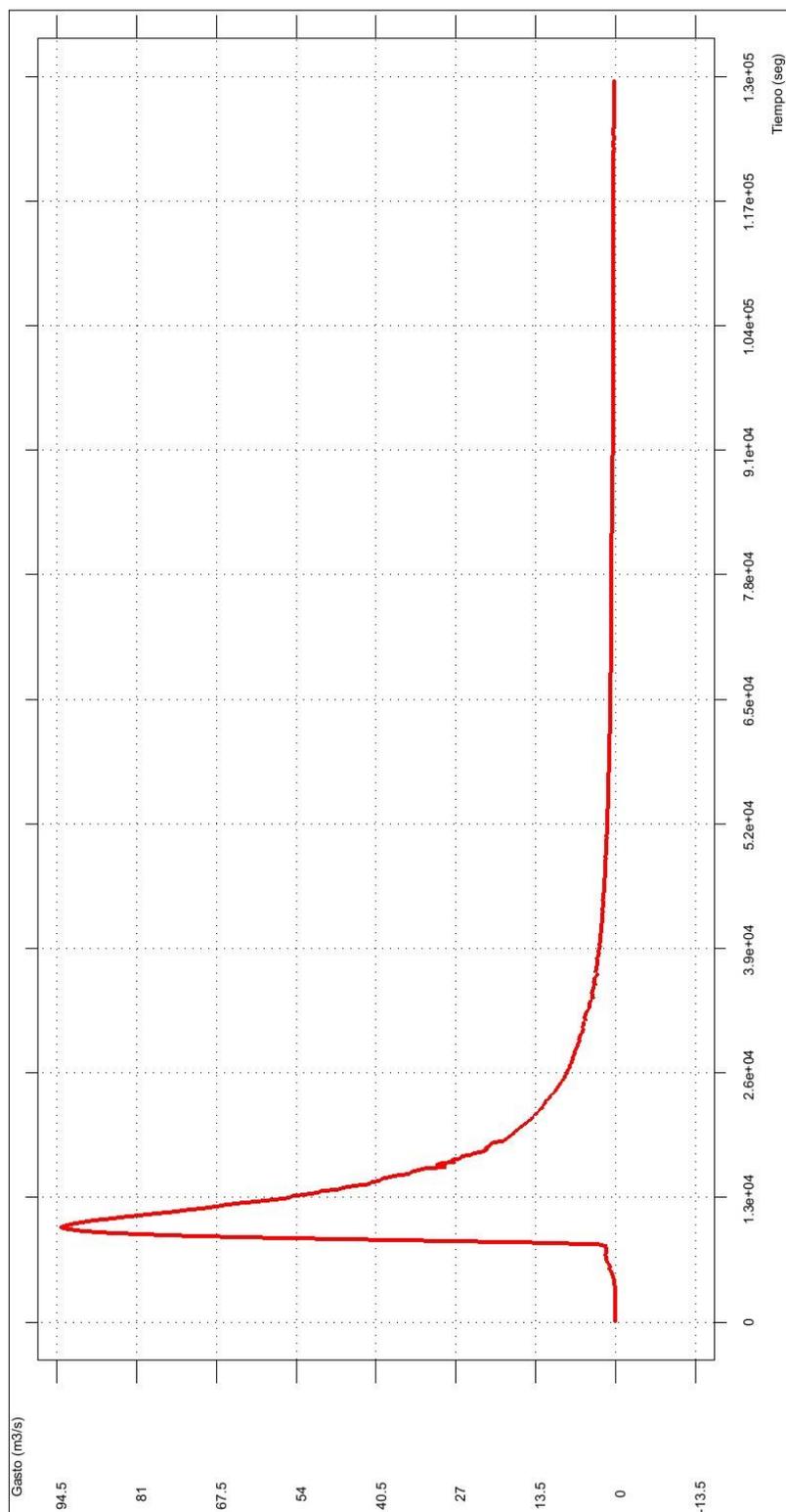


Ilustración 7.5. Hidrograma de salida correspondiente a una tormenta con $d=24\text{hr}$ y $Tr=25$ años. Subcuenca Río San Felipe con topografía sin modificar.

- **Subcuenca arroyo La Encantada**

Para esta subcuenca la altura de lluvia efectiva $H_e = 64.85$ mm, misma que se modela con la distribución temporal de la lluvia de una tormenta tipo, de la zona de estudio, en lo que corresponde al escenario 1. De igual manera los datos presentados son: Nivel máximo del agua (ilustración 7.6), así como el hidrograma de salida de la cuenca (ilustración 7.7).

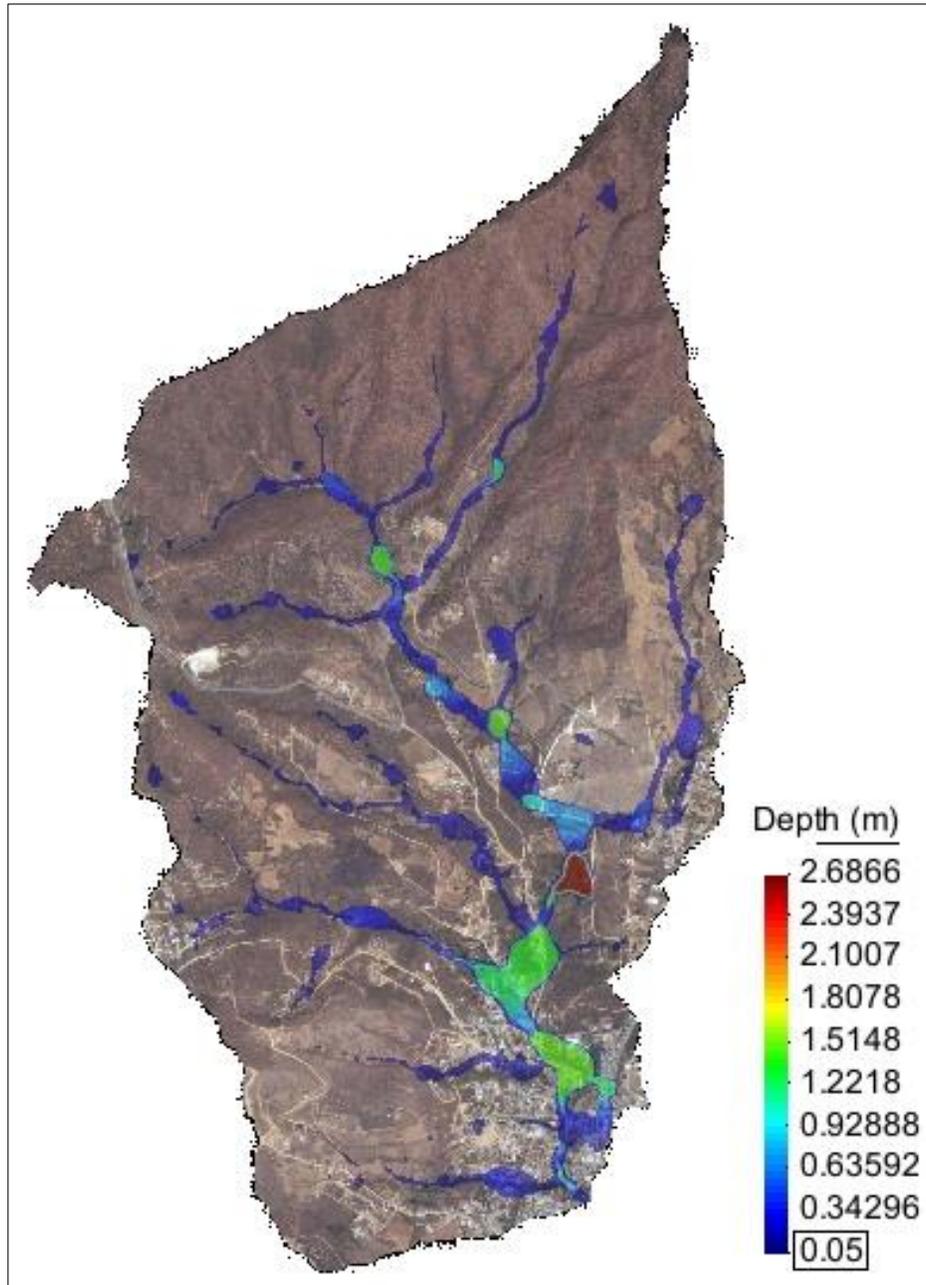


Ilustración 7.6. Nivel máximo del agua, debido a una tormenta con $d=24$ hr y $T_r=25$ años. Subcuenca arroyo La Encantada con topografía sin modificar.

Hidrograma de salida:

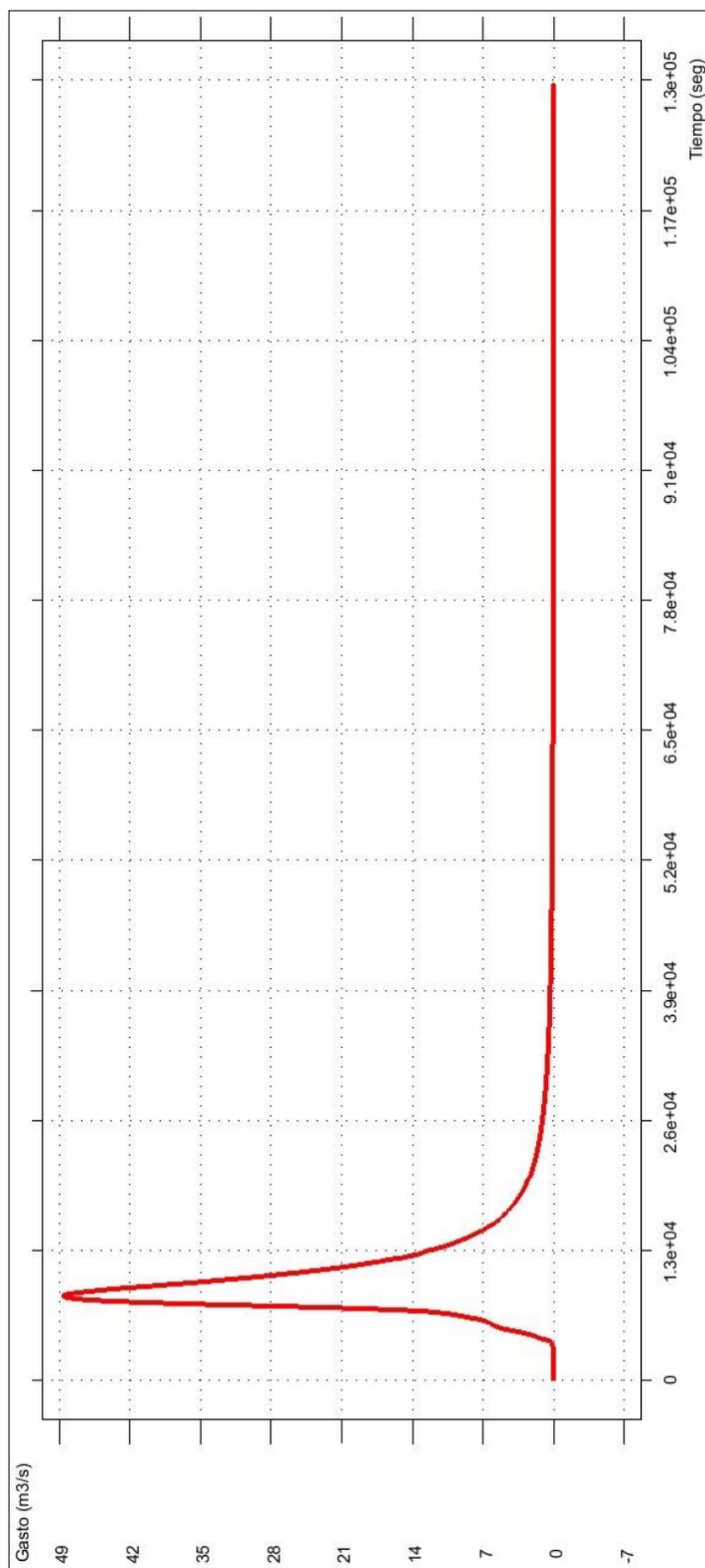


Ilustración 7.7. Hidrograma de salida correspondiente a una tormenta con $d=24\text{hr}$ y $Tr=25$ años. Subcuenca arroyo La Encantada con topografía sin modificar.

- **Subcuenca del Río Blanco**

Se tiene una la altura de lluvia efectiva $He = 81.52$ mm, la cual se modela con la distribución temporal de la lluvia de una tormenta tipo, ocurrida en la zona de estudio. Para esta modelación, considerando el escenario 1 se obtuvieron los tirantes máximos del agua tras esta tormenta (ilustración 7.8) y el hidrograma a la salida de la cuenca (ilustración 7.9).

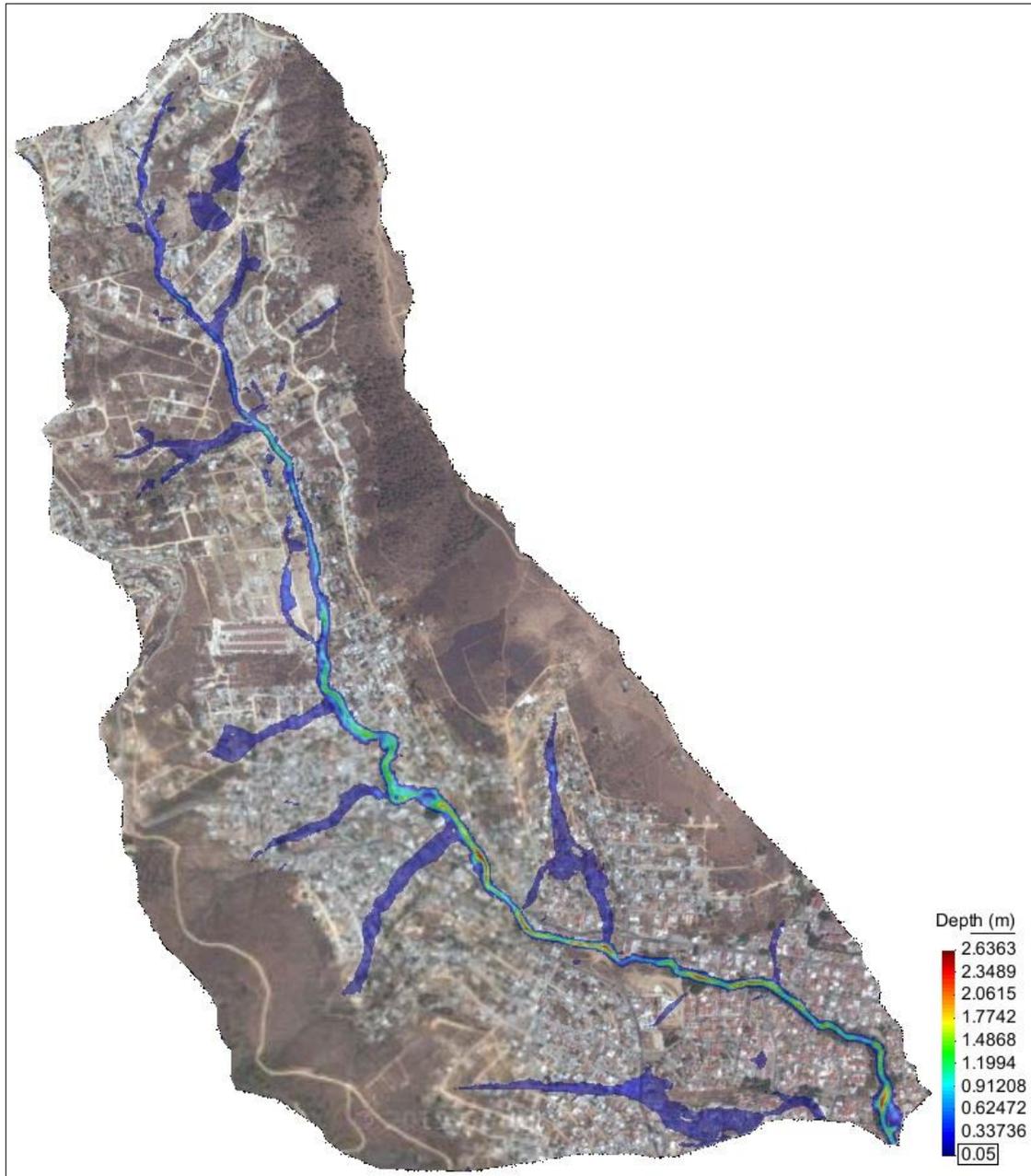


Ilustración 7.8. Nivel máximo del agua, debido a una tormenta con $d=24$ hr y $Tr=25$ años. Subcuenca Río Blanco con topografía sin modificar.

Hidrograma de salida:

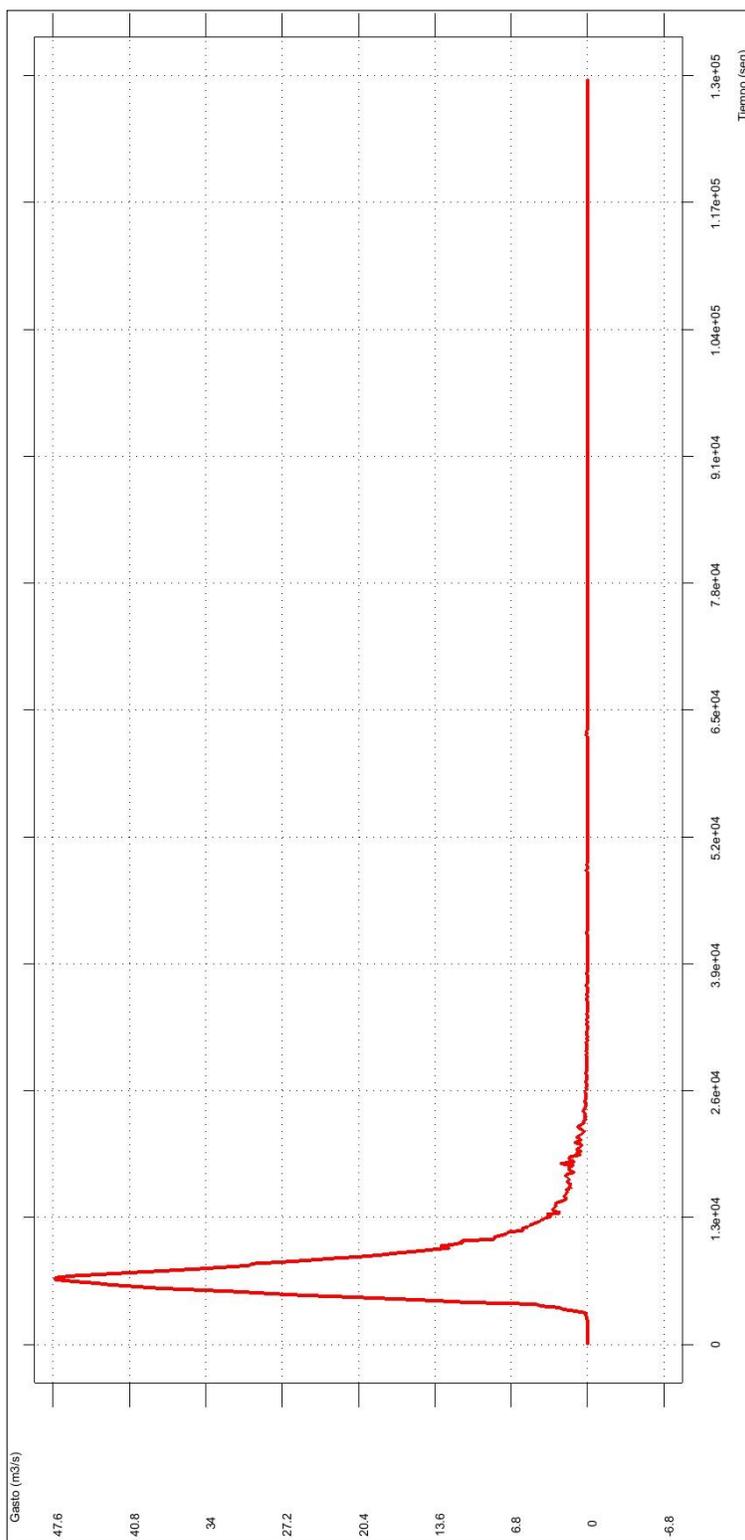


Ilustración 7.9. Hidrograma de salida correspondiente a una tormenta con $d=24\text{hr}$ y $Tr=25$ años. Subcuenca Río Blanco con topografía sin modificar.

- **Subcuenca de la Confluencia**

Para esta subcuenca el valor de la altura de lluvia efectiva $He = 84.08$ mm, aplicándola con la distribución temporal de la lluvia de una tormenta tipo, ocurrida en la zona de estudio, más el hidrograma de entrada correspondiente al escurrimiento proveniente de las subcuencas Río San Felipe y arroyo La Encantada, arrojan los siguientes resultados de niveles máximos del agua (ilustración 7.10) y el hidrograma de salida (ilustración 7.11).

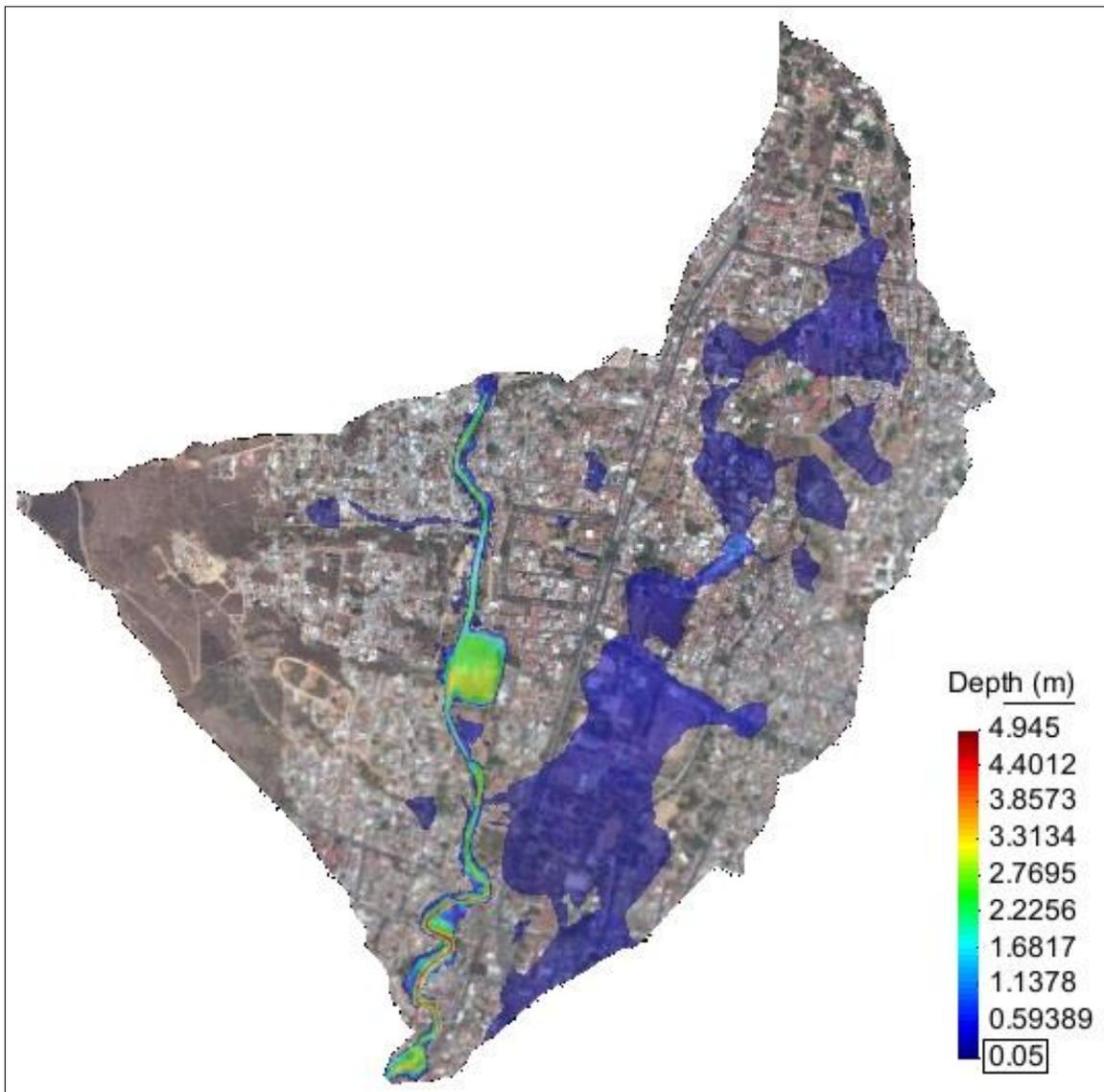


Ilustración 7.10. Nivel máximo del agua, debido a una tormenta con $d=24$ hr y $Tr=25$ años. Subcuenca de la Confluencia con topografía sin modificar.

Hidrograma de salida:

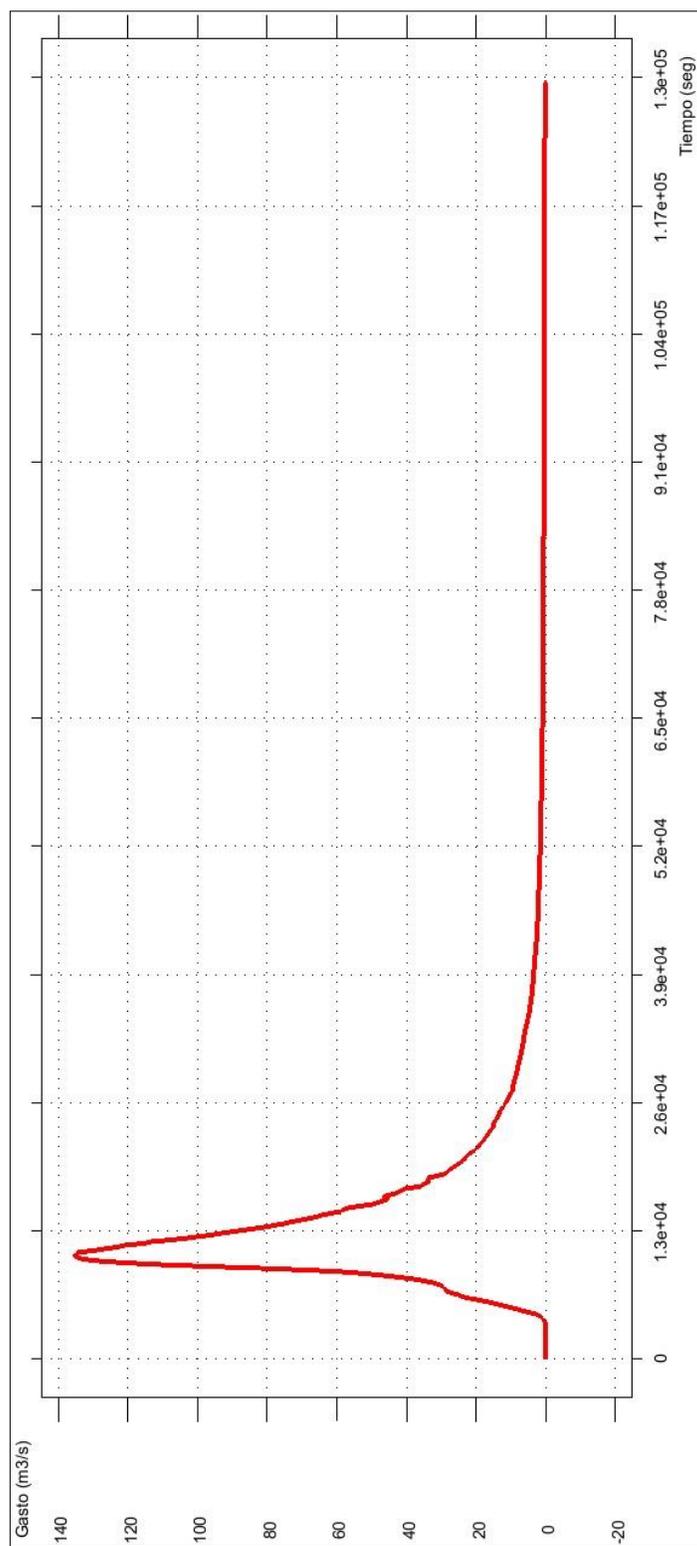


Ilustración 7.11. Hidrograma de salida correspondiente a una tormenta con $d=24\text{hr}$ y $Tr=25$ años. Subcuenca de la Confluencia con topografía sin modificar.

- **Subcuenca Colector**

Para la subcuenca Colector se tiene una lluvia efectiva $He = 94.80$ mm, misma que se distribuye de acuerdo a una tormenta ocurrida en la zona de estudio, y considerando también el hidrograma de entrada, correspondiente al escurrimiento resultante de la modelación de la subcuenca de la Confluencia, se obtuvieron los siguientes resultados de niveles máximos del agua (ilustración 7.12) y el hidrograma de salida (ilustración 7.13).

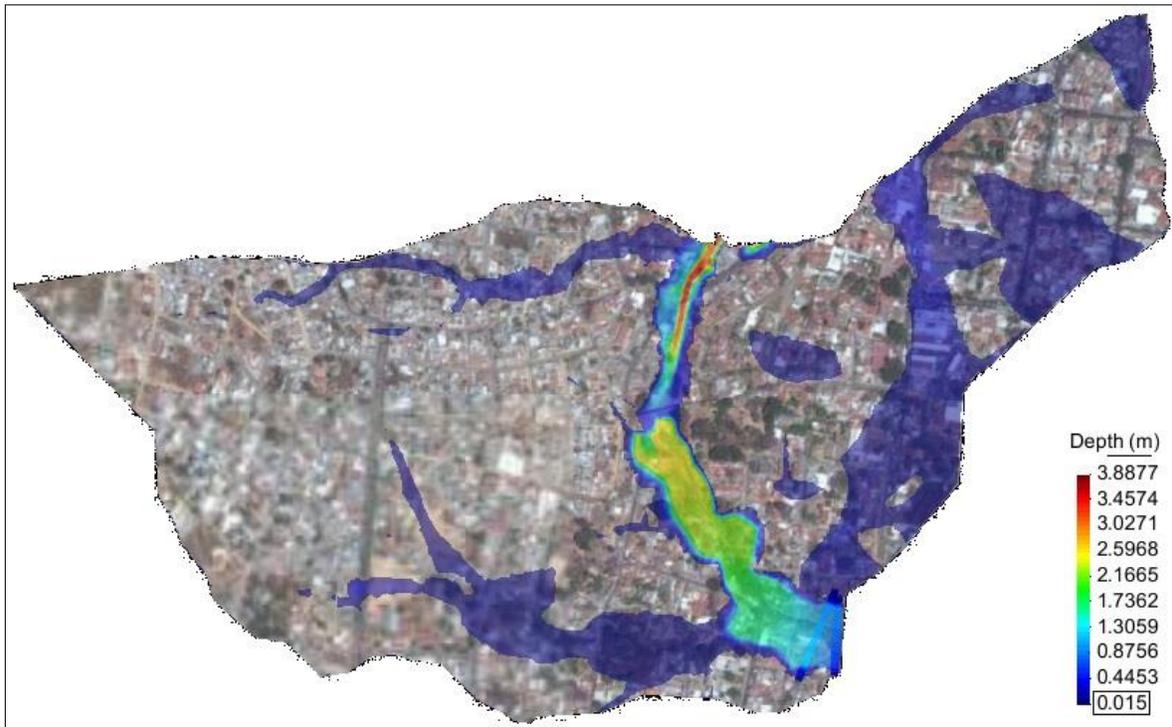


Ilustración 7.12. Nivel máximo del agua, debido a una tormenta con $d=24$ hr y $Tr=25$ años. Subcuenca Colector con topografía sin modificar.

Hidrograma de salida:

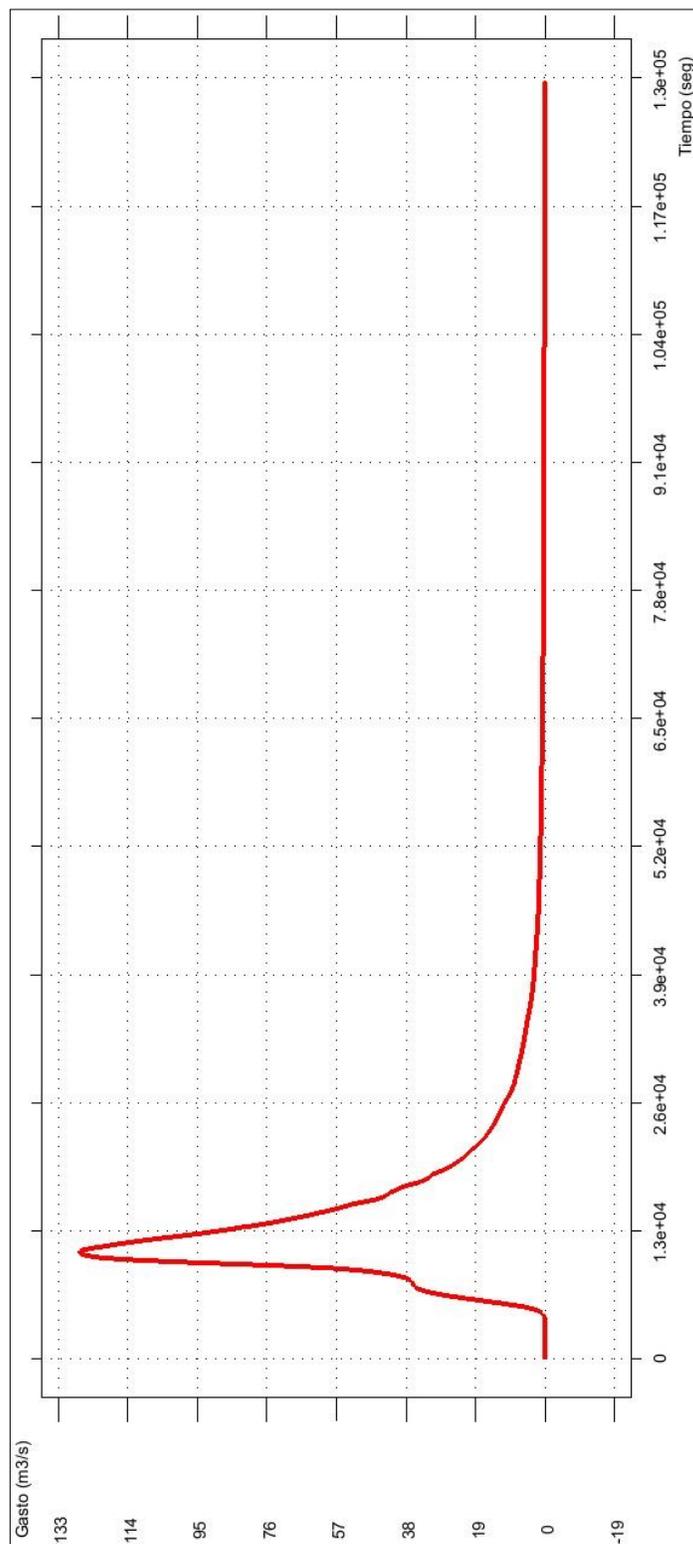


Ilustración 7.13. Hidrograma de salida correspondiente a una tormenta con $d=24$ hr y $Tr=25$ años. Subcuenca Colector con topografía sin modificar.

Escenario 2. Topografía modificada

Se propone el establecimiento de cuatro zonas de inundación, distribuidas de la siguiente manera: 2 de ellas en la subcuenca Río San Felipe, una en la subcuenca del arroyo La Encantada y una más en la subcuenca del Río Blanco.

En lo sucesivo se nombrará a cada una de las zonas de inundación propuestas con una clave (ej. ZI-SF2), obtenida de la siguiente manera: las iniciales de Zona de Inundación, seguido de la subcuenca a la que pertenece, para este ejemplo es **San Felipe** y el número **2** por ser la zona 2 de la subcuenca Río San Felipe, misma que es la única que tiene dos zonas de inundación.

Subcuenca	Zona de inundación propuesta	Área (m ²)	Capacidad (m ³)
Río San Felipe	ZI-SF1	7,677.80	74,730.43
	ZI-SF2	8,027.90	76,633.20
Arroyo La Encantada	ZI-E1	13,863.85	134,699.04
Río Blanco	ZI-B1	1,556.77	6,892.85

Tabla 7.2. Zonas de inundación propuestas para cada subcuenca, con su respectiva capacidad.

-Subcuenca Río San Felipe

Se presentan las dos zonas propuestas:

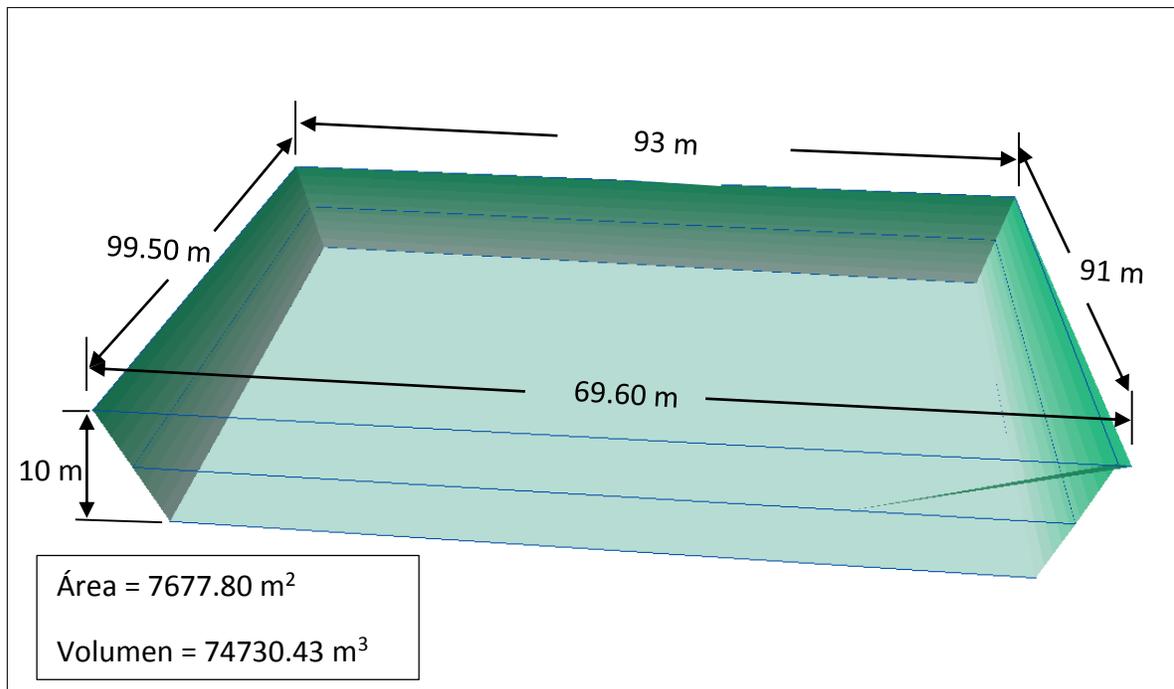


Ilustración 7.14. Dimensiones de la zona de inundación (ZI-SF1), propuesta para la subcuenca Río San Felipe.

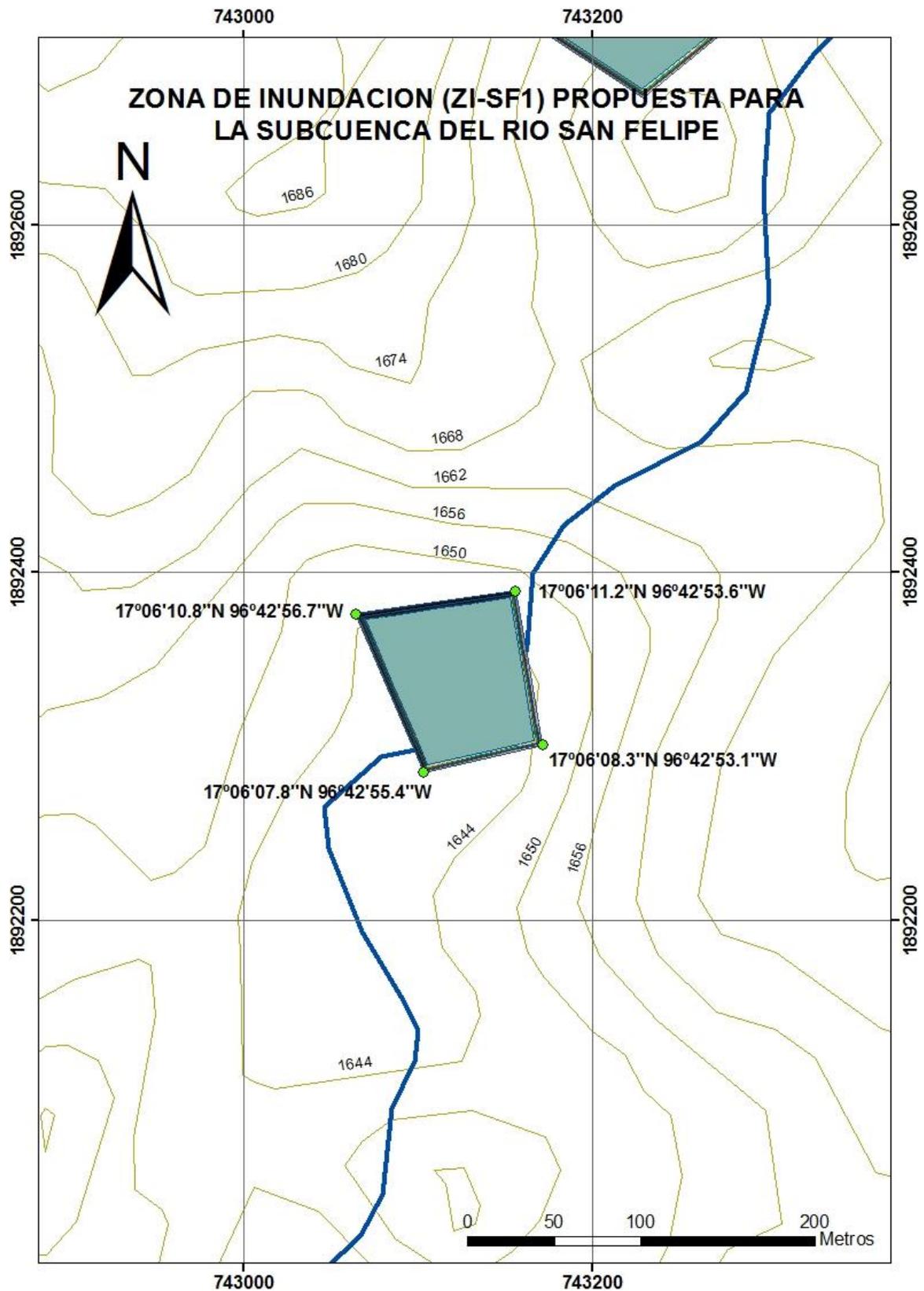


Ilustración 7.15. Localización de la zona de inundación (ZI-SF1), propuesta para la subcuenca Río San Felipe.

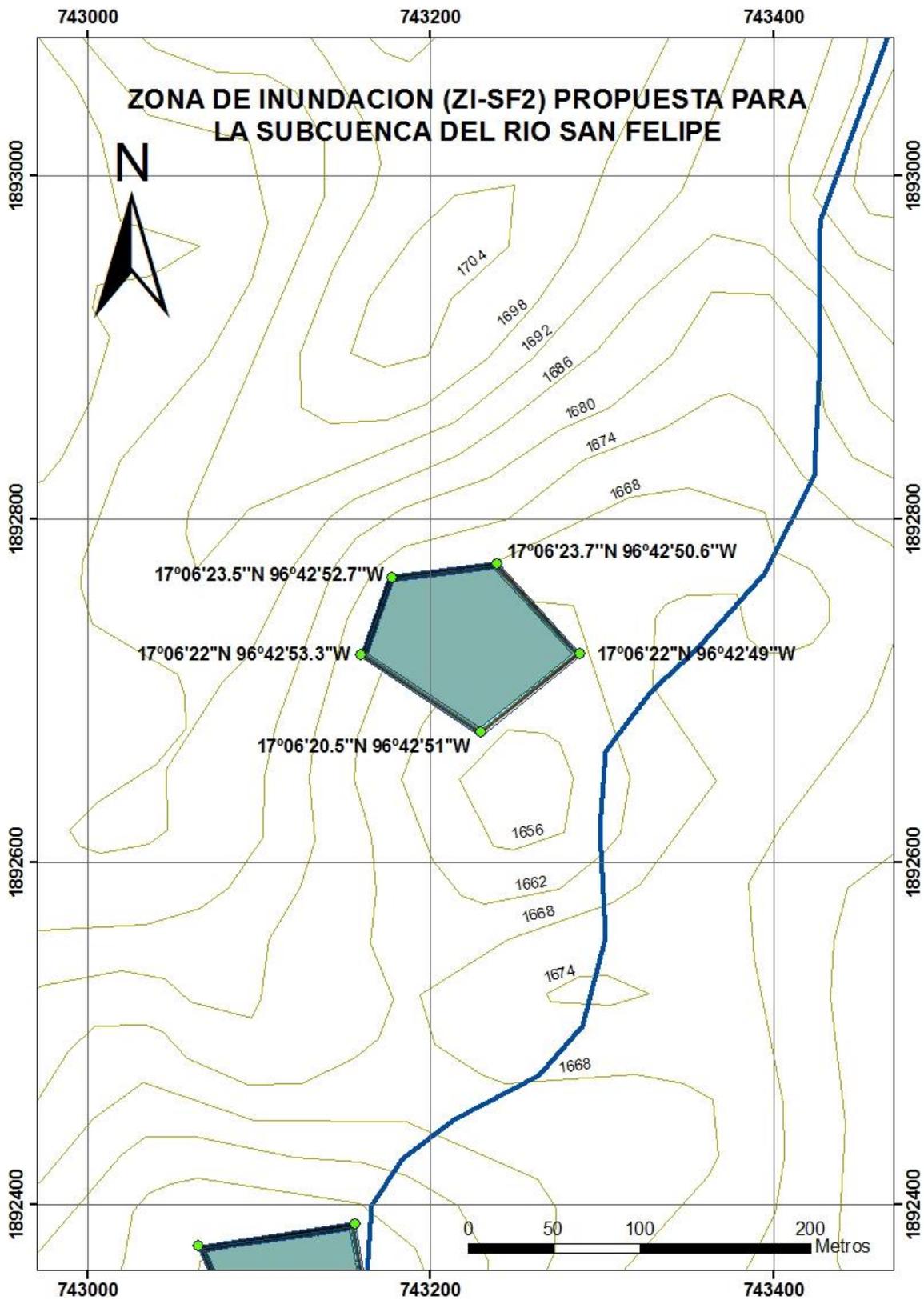


Ilustración 7.16. Localización de la zona de inundación (ZI-SF2), propuesta para la subcuenca Río San Felipe.

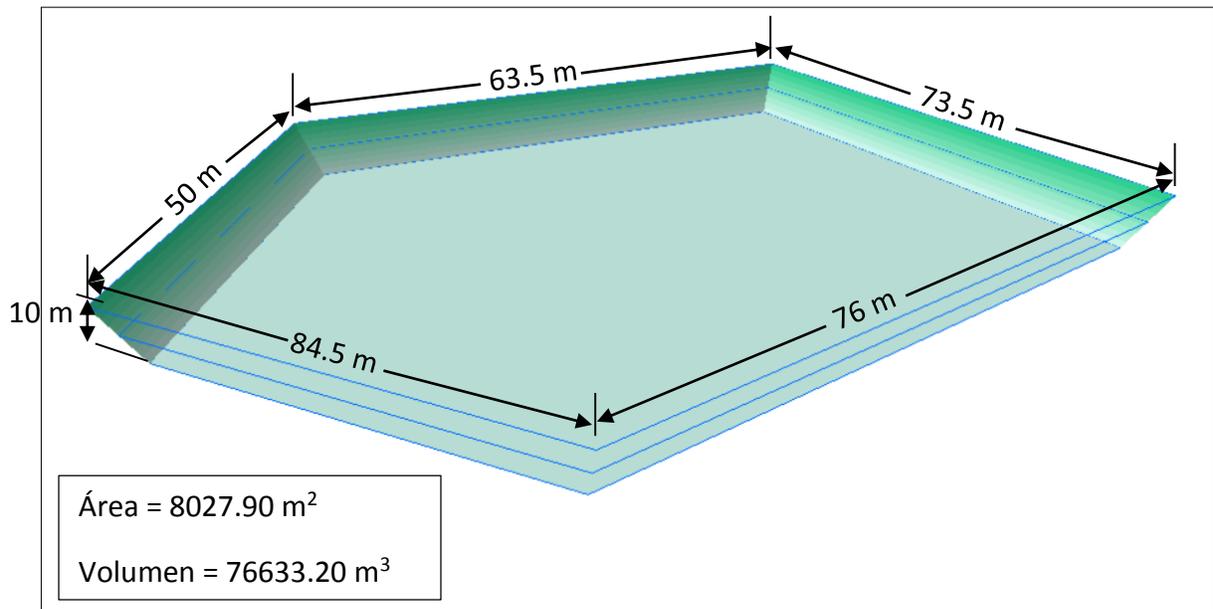


Ilustración 7.17. Dimensiones de la zona de inundación (ZI-SF2), propuesta para la subcuenca Río San Felipe.

Realizando la modelación con la misma altura de lluvia efectiva $He = 46.73$ mm bajo la misma distribución y duración de 24 hr, pero ahora considerando la topografía modificada por esta zona de inundación. Se obtienen los niveles máximos del agua (ilustración 7.16) y el hidrograma de salida (ilustración 7.17).

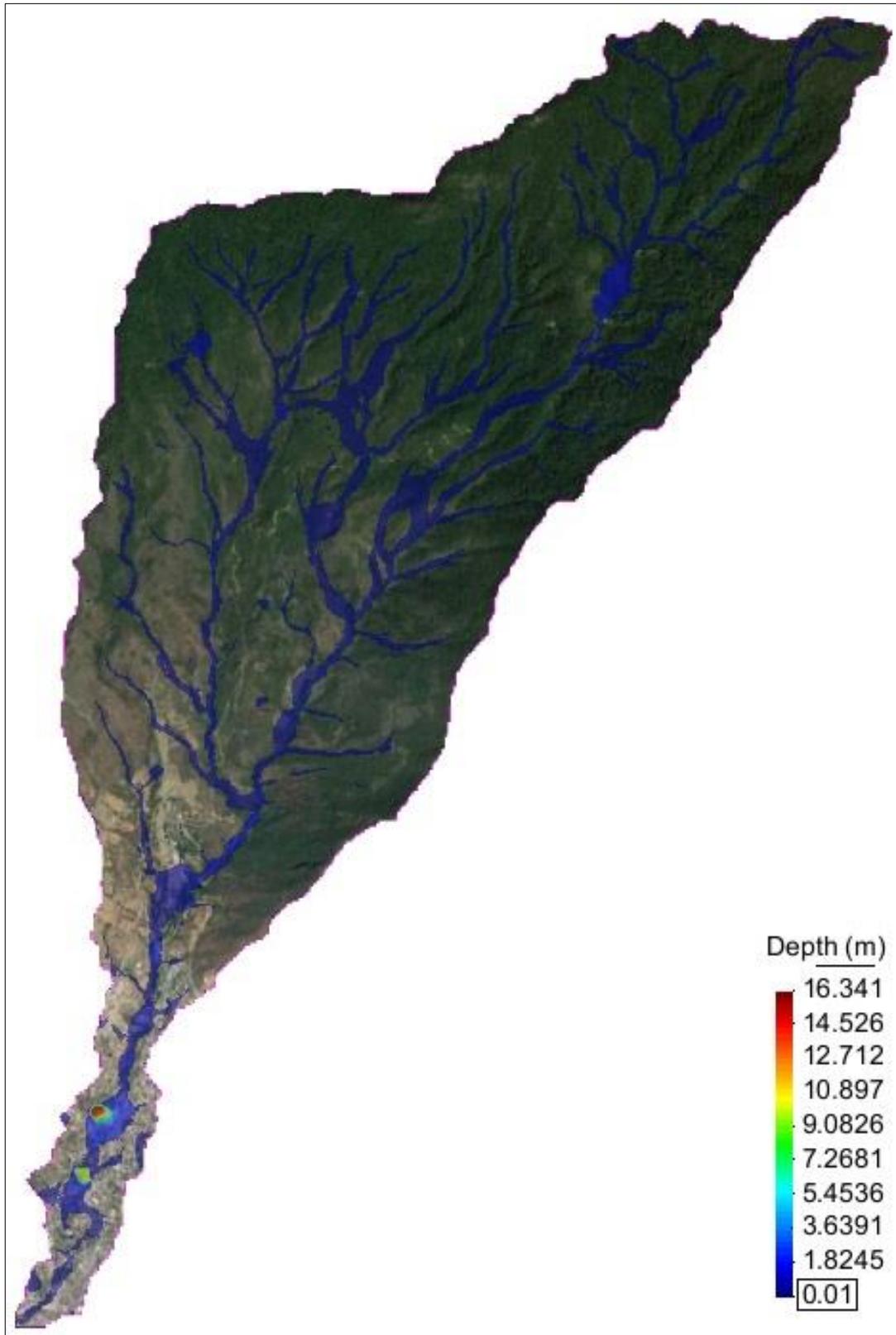


Ilustración 7.16. Nivel máximo del agua, debido a una tormenta con $d=24\text{hr}$ y $Tr=25$ años.
Subcuenca Río San Felipe con topografía modificada.

El hidrograma de salida:

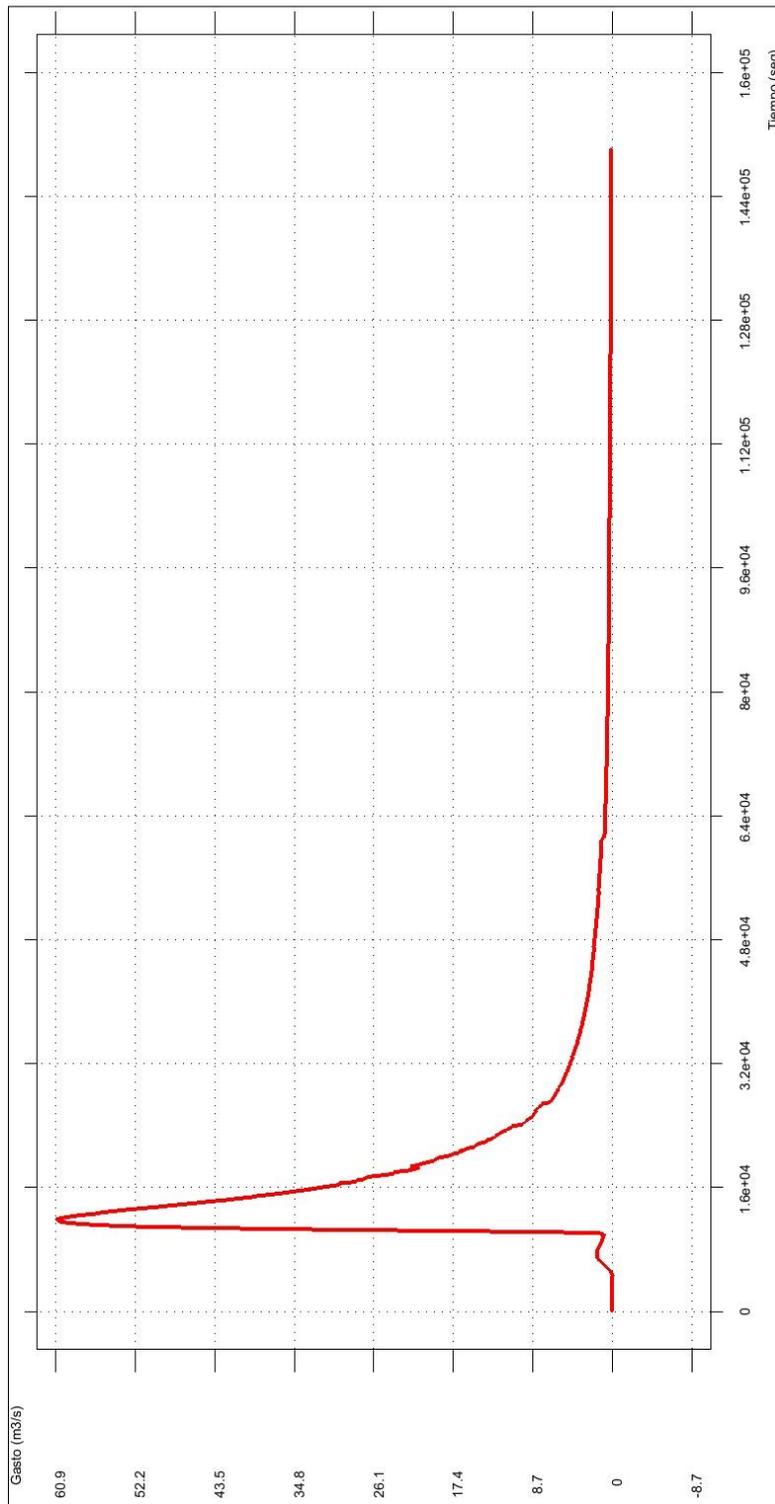


Ilustración 7.17. Hidrograma de salida correspondiente a una tormenta con $d=24$ hr y $Tr=25$ años. Subcuenca Río San Felipe con topografía modificada.

- **Subcuenca La Encantada**

Para esta subcuenca se propuso la siguiente zona de inundación:

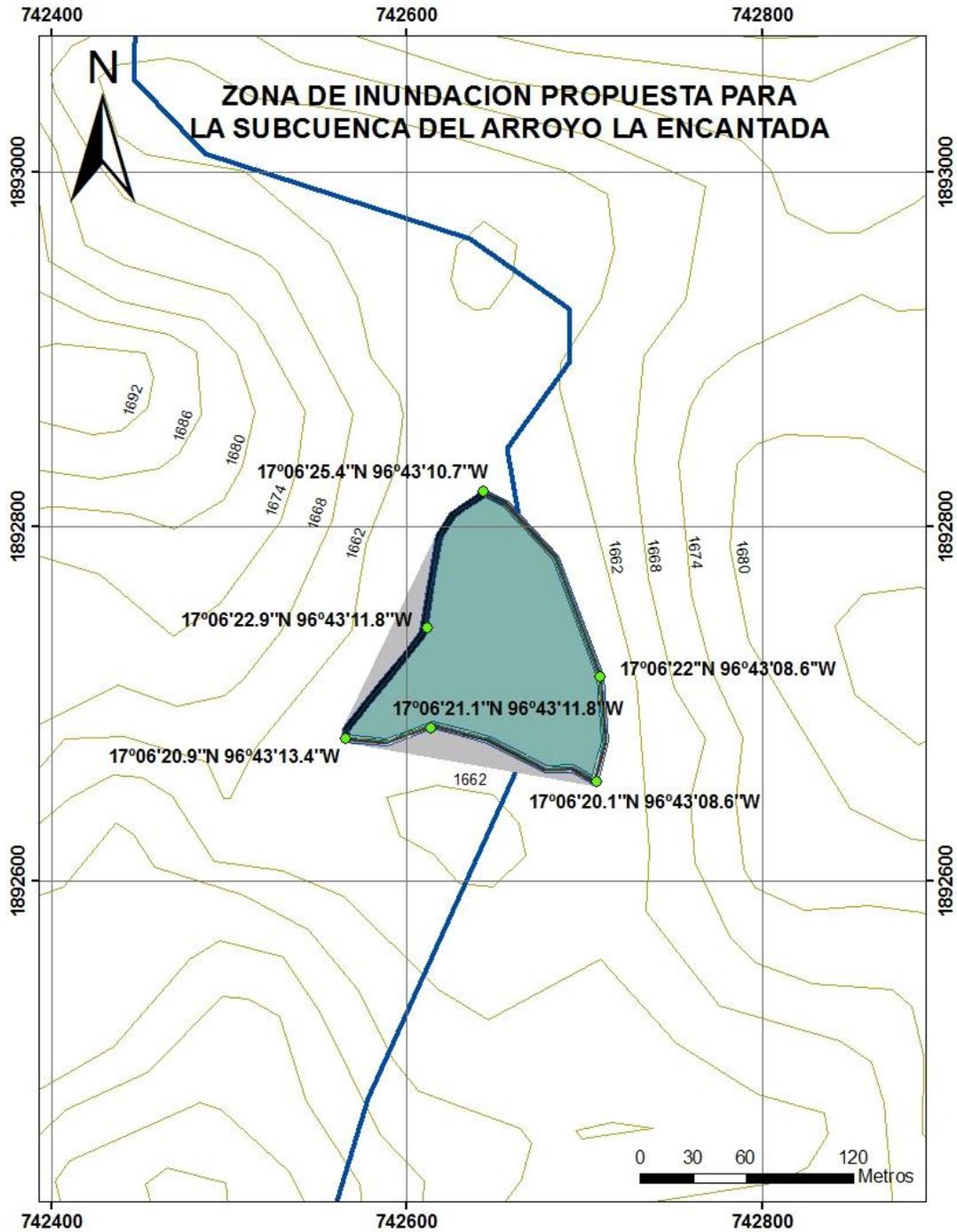


Ilustración 7.18. Localización de la zona de inundación propuesta para la subcuenca del arroyo La Encantada.

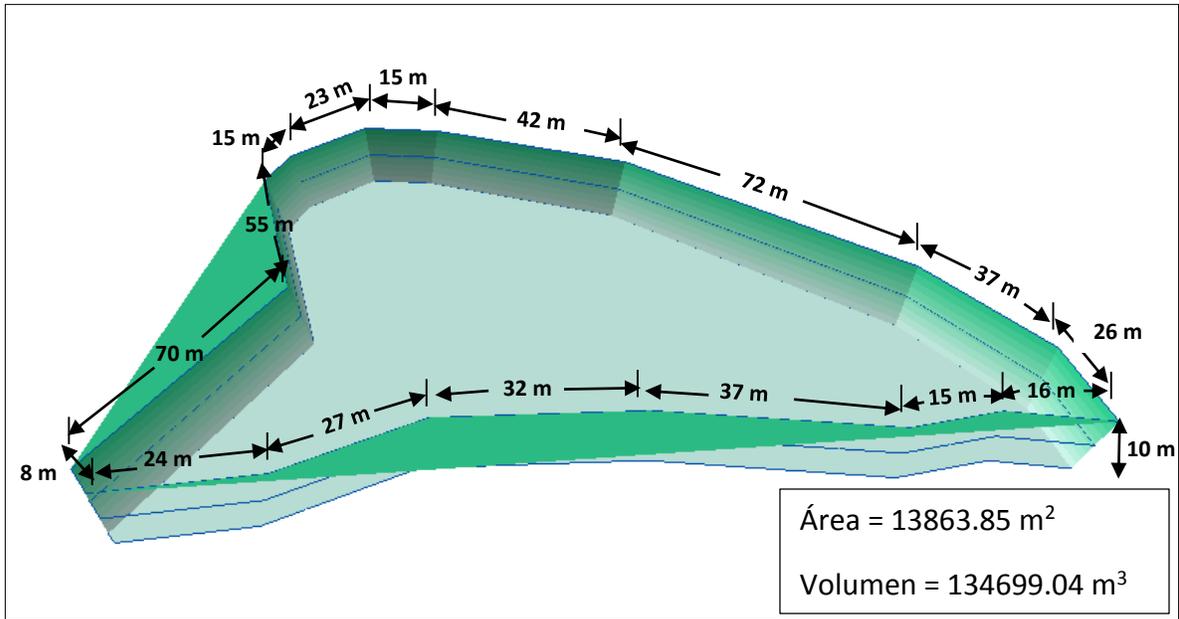


Ilustración 7.19. Dimensiones de la zona de inundación propuesta para la subcuenca del arroyo La Encantada.

Realizando la modelación con la misma altura de lluvia efectiva $H_e = 64.85$ mm bajo la misma distribución y duración de 24 hr, pero ahora considerando la topografía modificada por la zona de inundación antes mostrada. Se obtuvieron los niveles máximos del agua (ilustración 7.20) y el hidrograma de salida (ilustración 7.21).

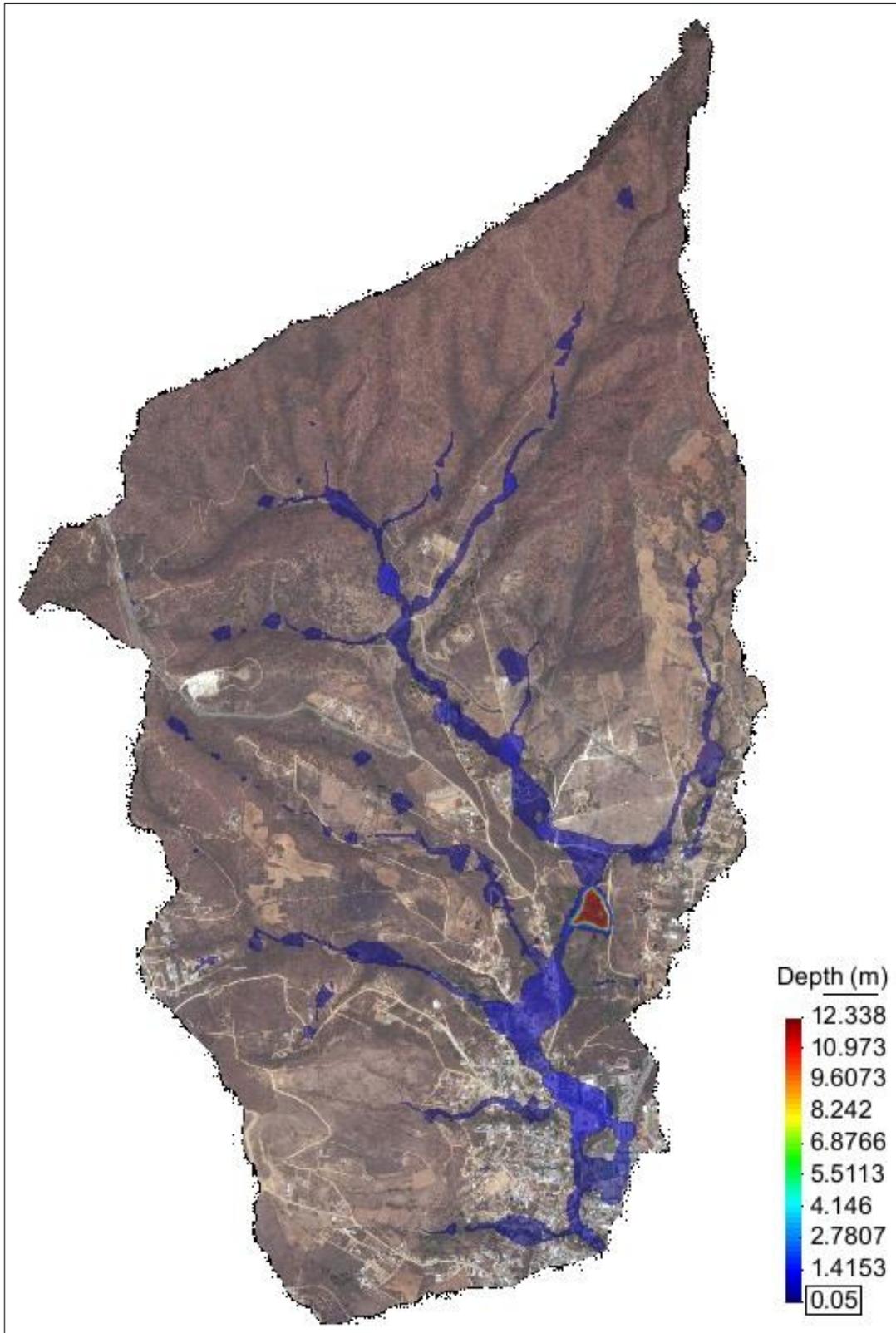


Ilustración 7.20. Nivel máximo del agua, debido a una tormenta con $d=24\text{hr}$ y $Tr=25$ años. Subcuenca arroyo La Encantada con topografía modificada.

Hidrograma de salida:

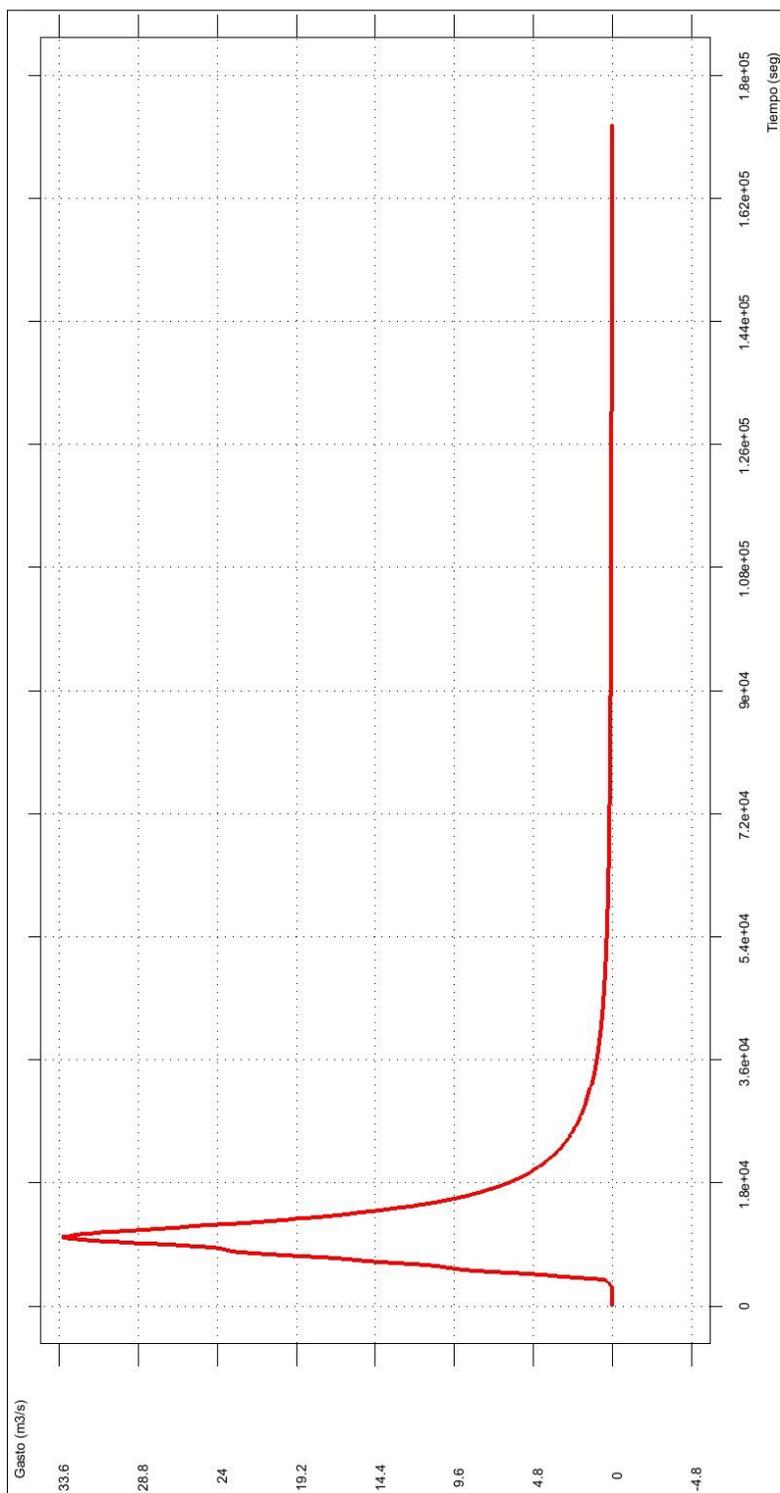


Ilustración 7.21. Hidrograma de salida correspondiente a una tormenta con $d=24$ hr y $Tr=25$ años. Subcuenca La Encantada con topografía modificada.

- **Subcuenca Río Blanco**

En esta subcuenca se propuso la tercera y última zona de inundación, misma que se muestra en la siguiente ilustración:

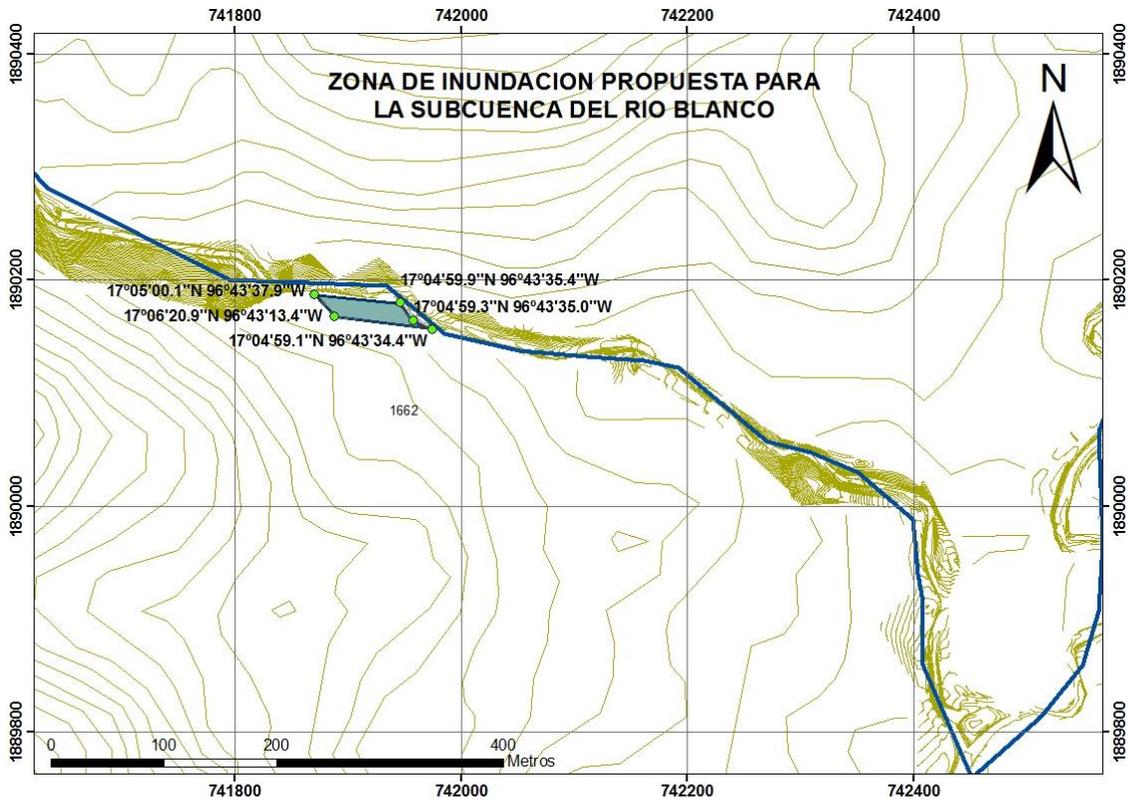


Ilustración 7.22. Localización de la zona de inundación propuesta para la subcuenca del Río Blanco.

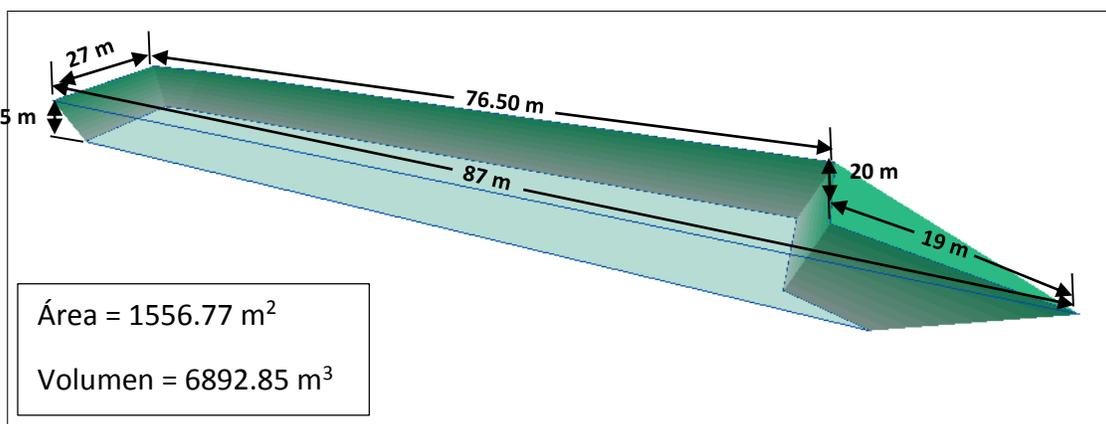


Ilustración 7.23. Dimensiones de la zona de inundación propuesta para la subcuenca del Río Blanco.

Realizando la modelación con la misma altura de lluvia efectiva $He = 81.52$ mm bajo la misma distribución y duración de 24 hr, pero ahora considerando la topografía modificada por la zona de inundación antes mostrada. Se obtuvieron los niveles máximos del agua (ilustración 7.24) y el hidrograma de salida (ilustración 7.25).

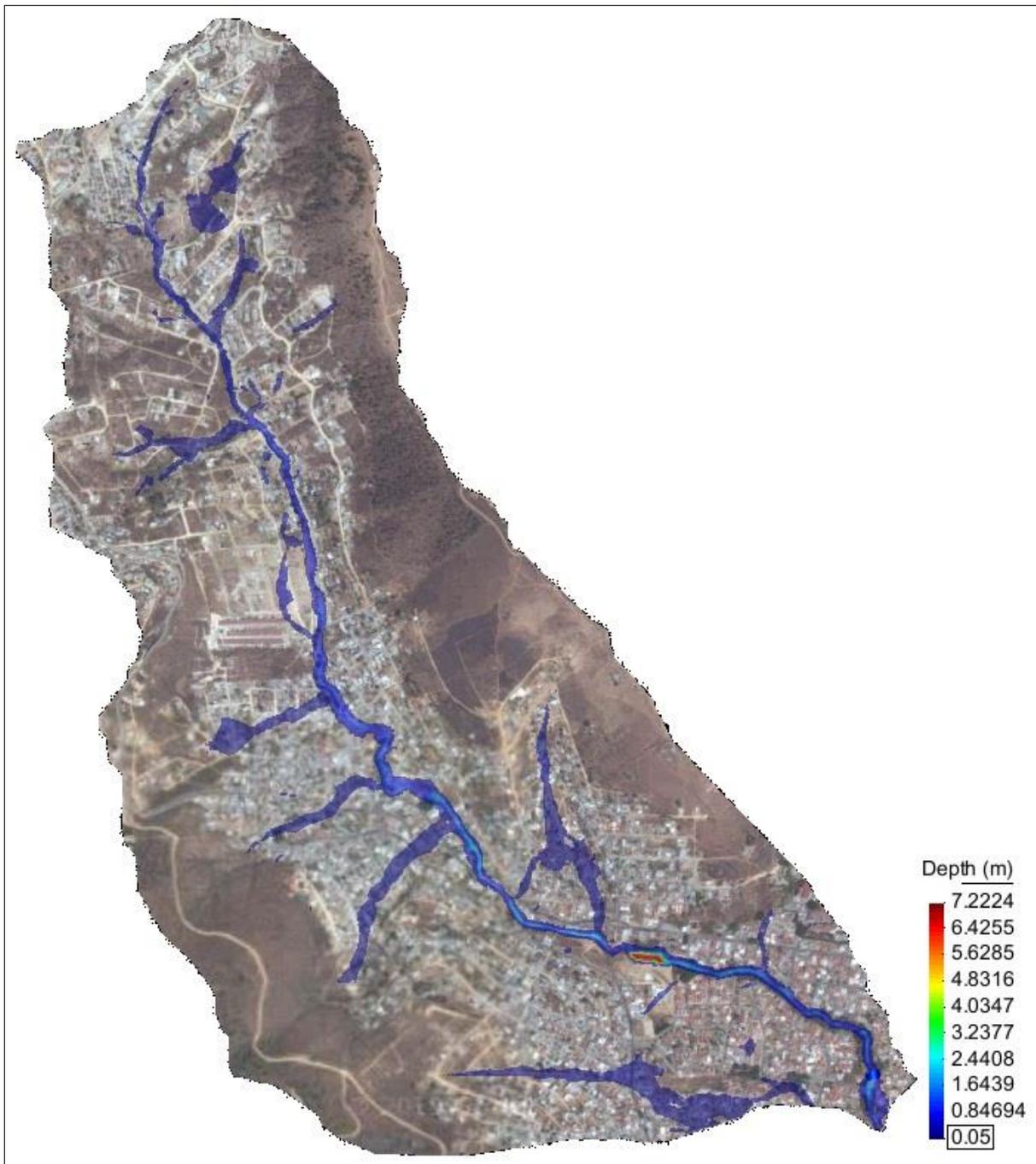


Ilustración 7.24. Nivel máximo del agua, debido a una tormenta con $d=24$ hr y $Tr=25$ años. Subcuenca Río Blanco con topografía modificada.

Hidrograma de salida:

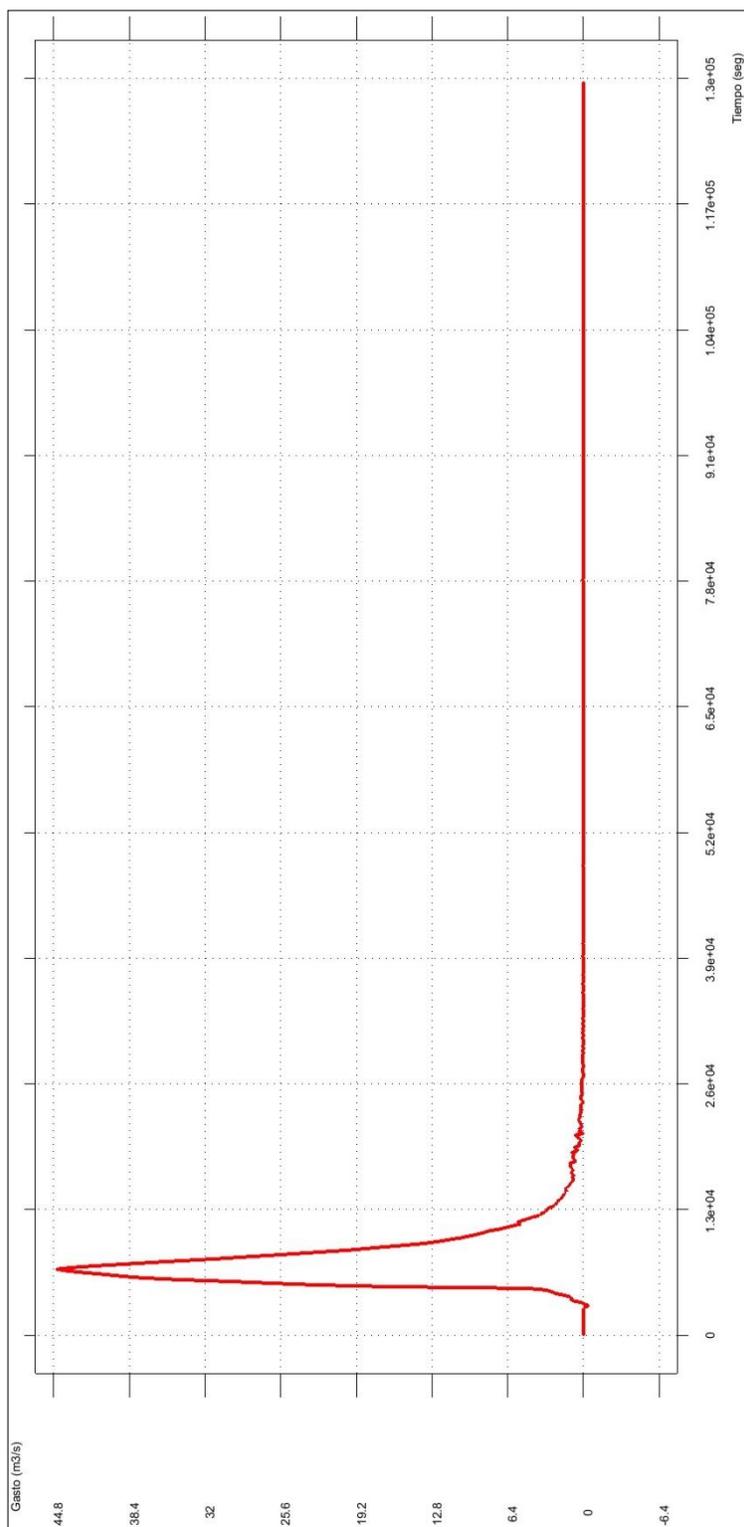


Ilustración 7.25. Hidrograma de salida correspondiente a una tormenta con $d=24$ hr y $T_r=25$ años. Subcuenca Río Blanco con topografía modificada.

- **Subcuenca de la Confluencia**

El valor de la altura de lluvia efectiva para esta subcuenca es $He = 84.08$ mm, aplicándola con la distribución temporal de la lluvia de una tormenta tipo, ocurrida en la zona de estudio, más el hidrograma de entrada correspondiente al escurrimiento proveniente de las subcuencas Río San Felipe y arroyo La Encantada, se obtienen nuevos resultados de niveles máximos del agua (ilustración 7.26) y un nuevo hidrograma de salida (ilustración 7.27).

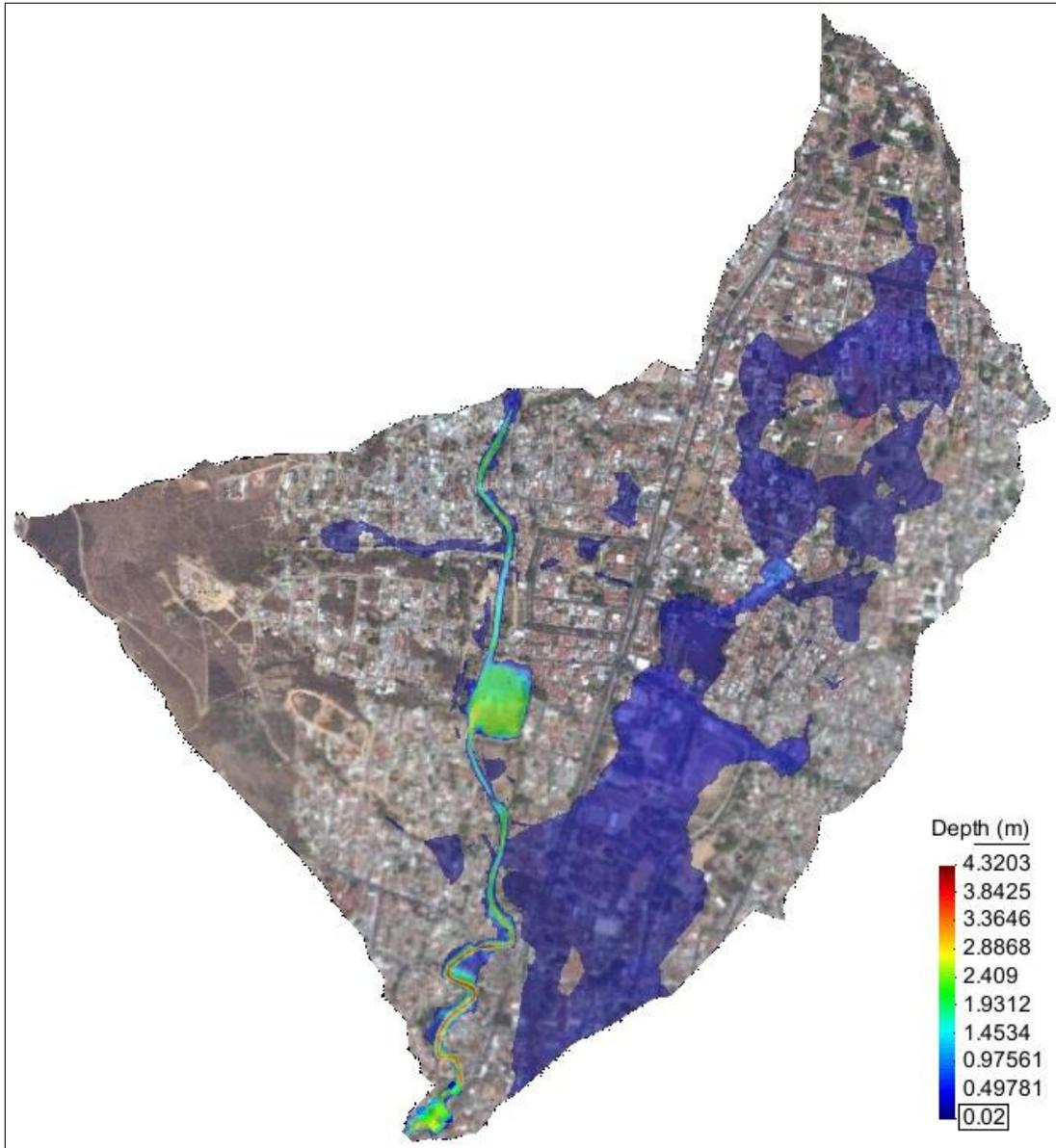


Ilustración 7.26. Nivel máximo del agua, debido a una tormenta con $d=24$ hr y $Tr=25$ años. Subcuenca de la Confluencia con topografía modificada.

Hidrograma de salida:

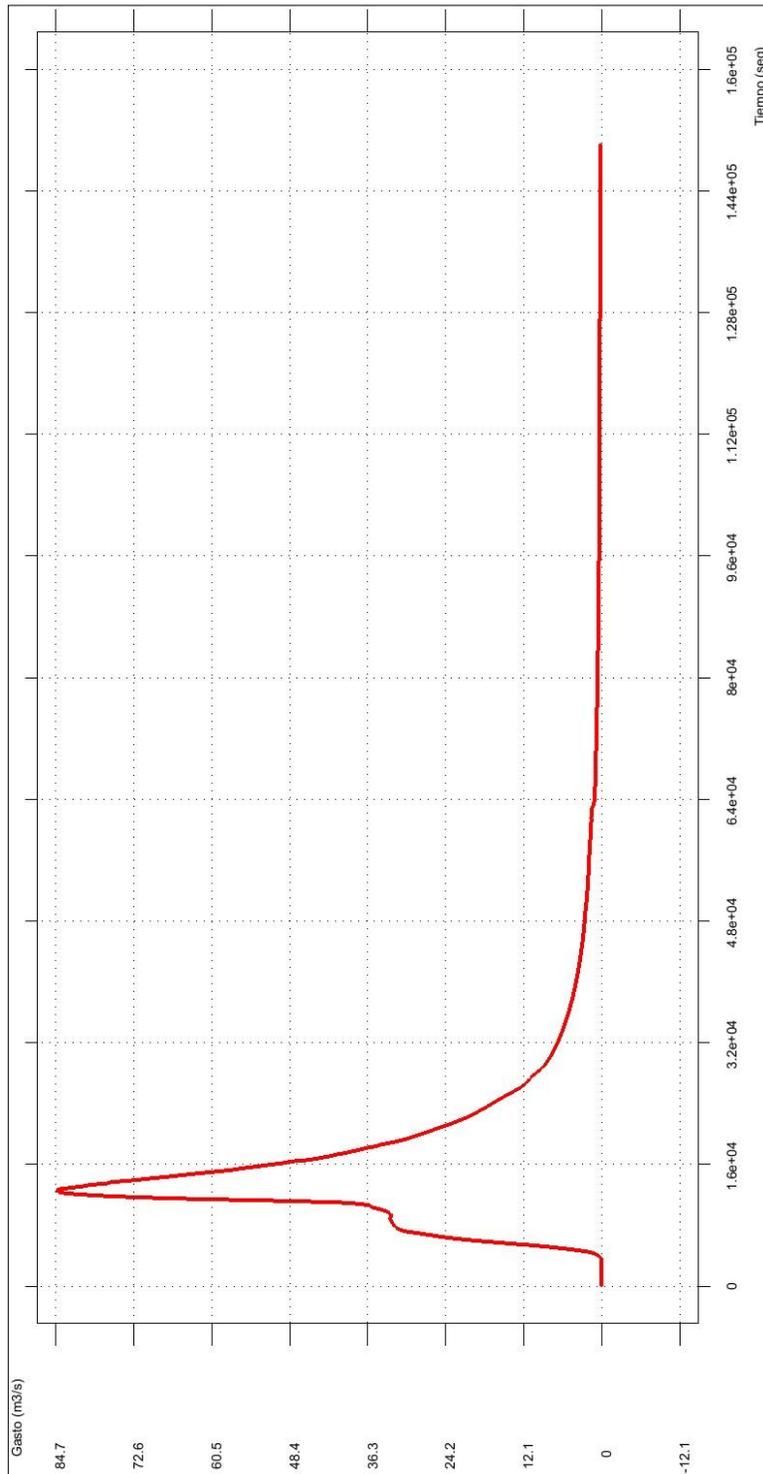


Ilustración 7.27. Hidrograma de salida correspondiente a una tormenta con $d=24\text{hr}$ y $T_r=25$ años. Subcuenca de la Confluencia con topografía modificada.

- **Subcuenca Colector**

La altura de lluvia efectiva para esta subcuenca $He = 94.80$ mm se distribuye de acuerdo a una tormenta tipo, ocurrida en la zona de estudio y añadiendo el hidrograma de entrada correspondiente al escurrimiento proveniente de las subcuenca de la Confluencia, se obtuvieron nuevos resultados de niveles máximos del agua (ilustración 7.28) y un nuevo hidrograma de salida (ilustración 7.29).



**Ilustración 7.28. Nivel máximo del agua, debido a una tormenta con $d=24$ hr y $Tr=25$ años.
Subcuenca Colector con topografía modificada**

Hidrograma de salida:

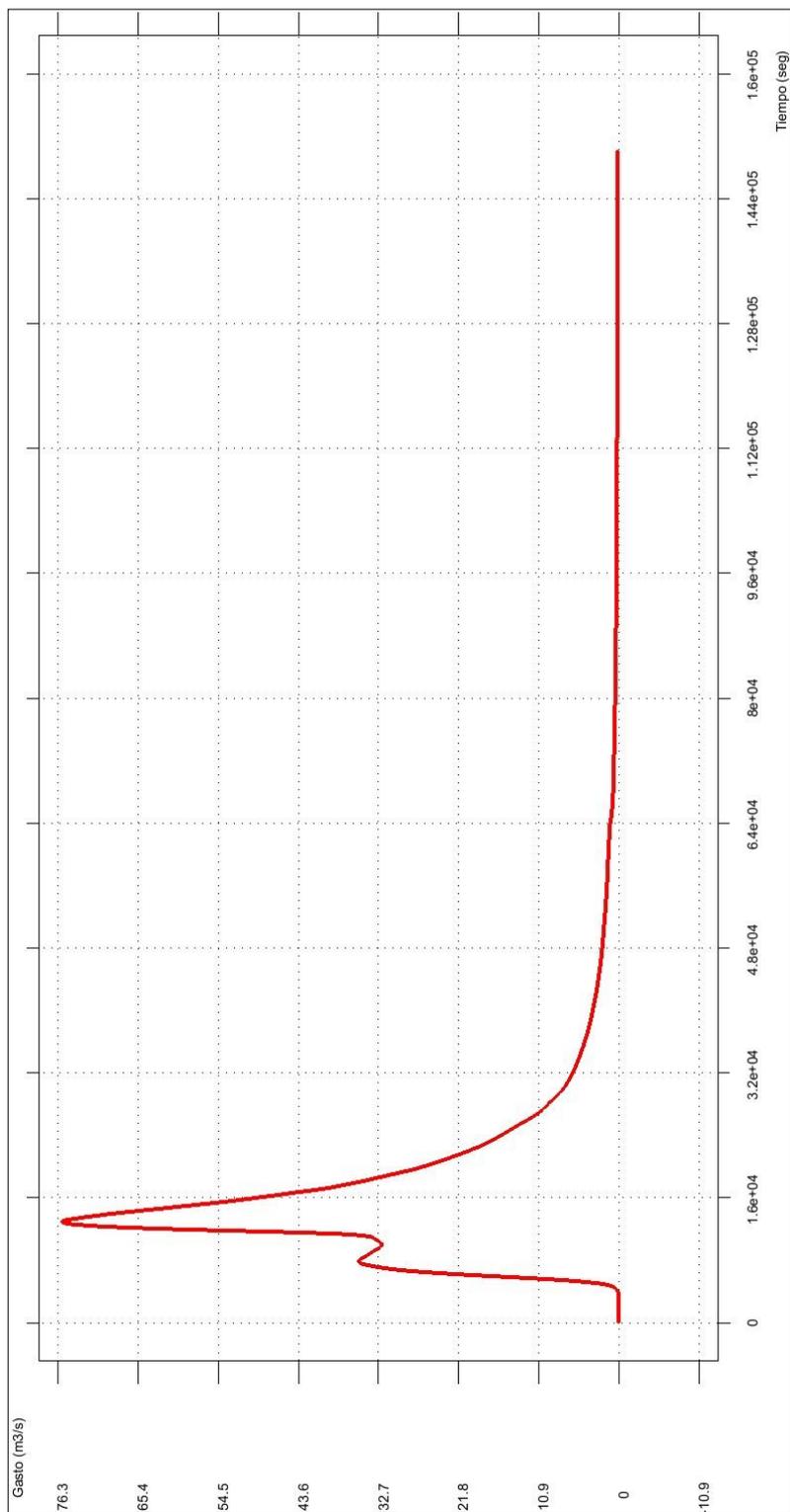


Ilustración 7.29. Hidrograma de salida correspondiente a una tormenta con $d=24$ hr y $Tr=25$ años. Subcuenca Colector con topografía modificada.

Escenario 3. Topografía original sin la presa “rompepicos”.

En este tercer escenario considera la topografía original, es decir, no se toman en cuenta las zonas de inundación propuestas, además se inhabilita la función de la presa “rompepicos”. Con este escenario se analiza lo que sucede si la ciudad de Oaxaca pierde el uso de la presa “rompepicos” debido a un litigio que actualmente se lleva entre el Municipio de Oaxaca de Juárez y un particular por la posesión y futuro uso del terreno. Es decir, este escenario será el más crítico en cuanto al control de avenidas ya que no se considera ninguna zona de inundación.

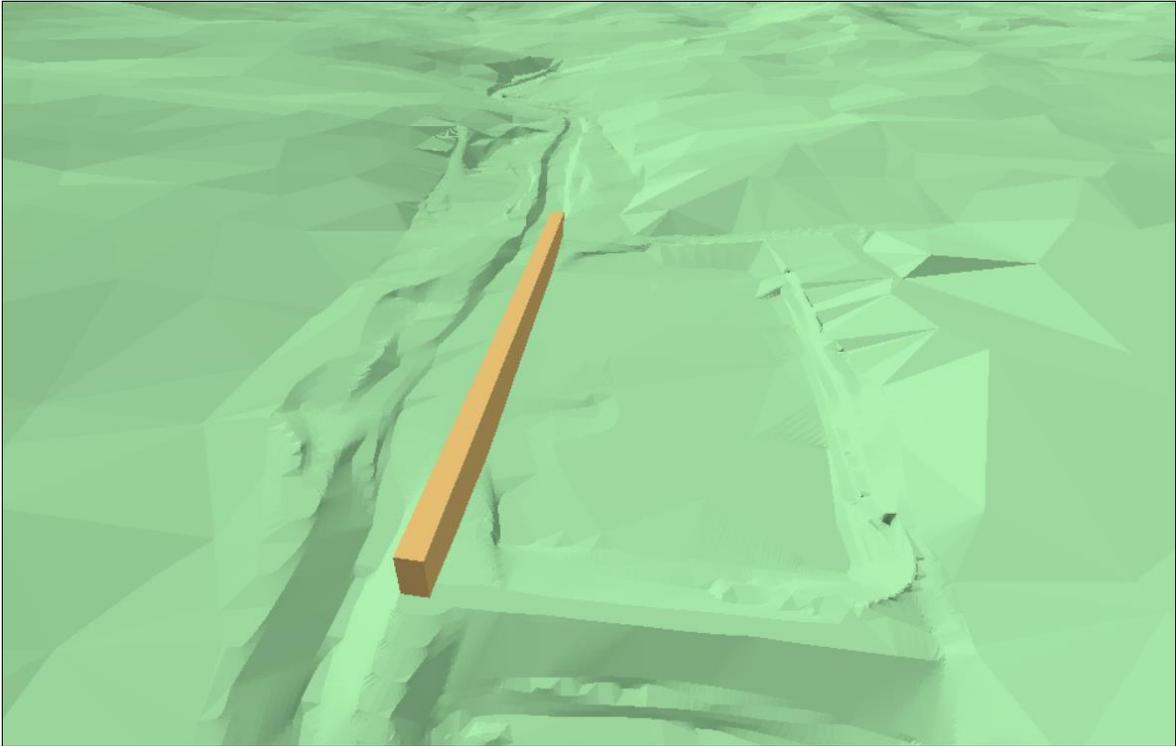


Ilustración 7.30. Construcción de un muro de protección en la zona de la presa “rompepicos” impidiendo su uso.

Con estas consideraciones, se realiza la modelación por subcuencas. Para ello se observa que las subcuencas: Río San Felipe, arroyo de la Encantada y Río Blanco presentan las mismas condiciones que el escenario 1; solo se presentan cambios en la subcuenca de la Confluencia y Colector debido a la influencia de la inhabilitación de la presa rompepicos.

A continuación se muestran los resultados de la modelación en Iber, los niveles máximos alcanzados y el hidrograma de salida para las subcuencas de la Confluencia y Colector.

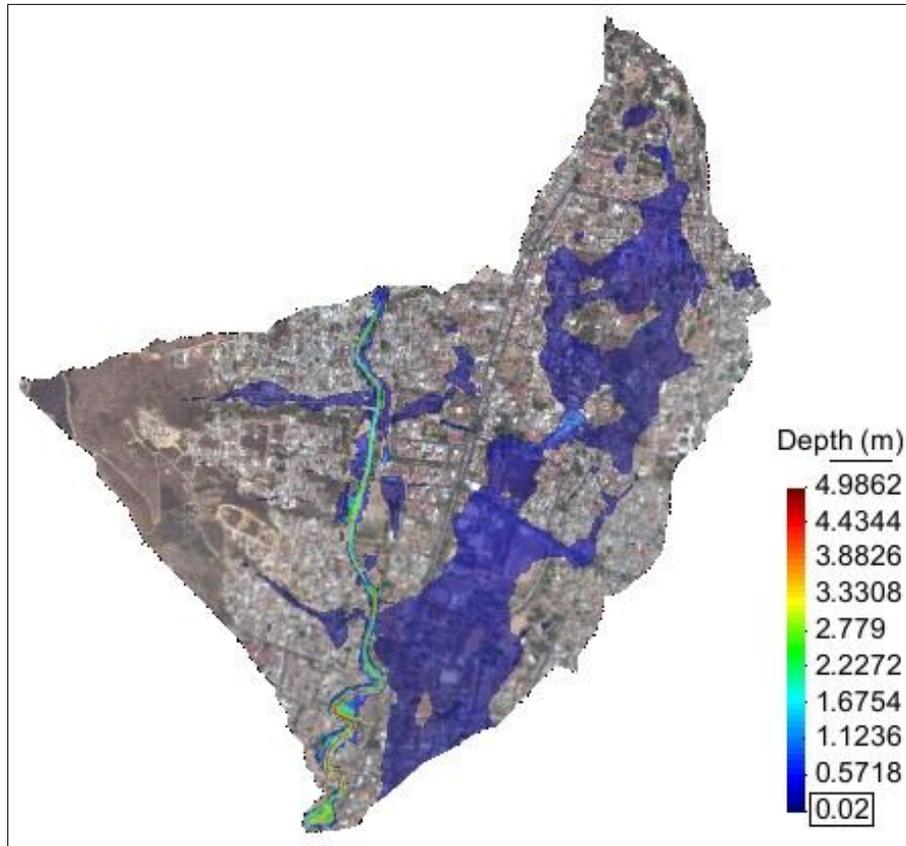


Ilustración 7.31. Nivel máximo del agua, debido a una tormenta con $d=24\text{hr}$ y $Tr=25$ años. Subcuenca Colector con topografía original e inhabilitando la presa “rompepicos”.

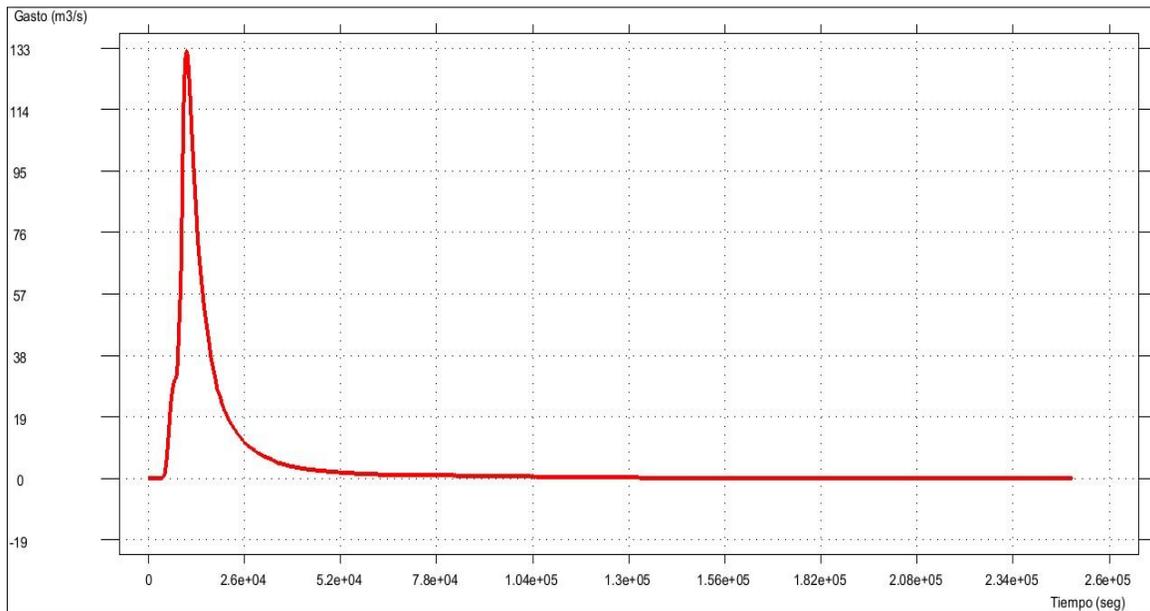


Ilustración 7.32. Hidrograma de salida correspondiente a una tormenta con $d=24\text{hr}$ y $Tr=25$ años. Subcuenca Colector con topografía original e inhabilitando la presa “rompepicos”.

8. ANALISIS DE RESULTADOS

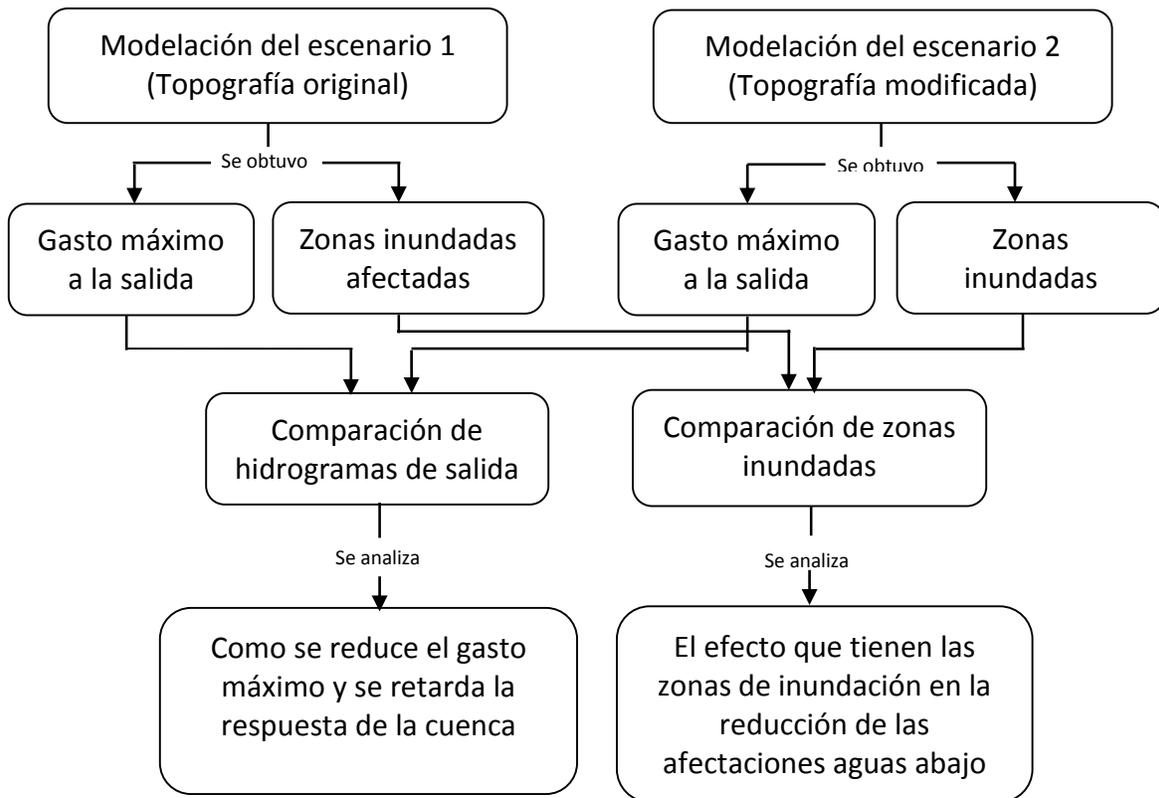


Ilustración 8.1. Esquema de la comparación de resultados

Se muestran los resultados de las simulaciones en el modelo bidimensional Iber con los gastos de diseño para un periodo de retorno de 25 años, considerando una topografía sin urbanización, donde se observan que se presentan problemas de inundación principalmente en la zona de la confluencia y aguas abajo de ésta, así como aguas abajo de la presa rompepicos.

NOTA: Cabe aclarar que debido a la demanda informática que tienen estas modelaciones numéricas, se optó por realizar el análisis de resultados subcuenca por subcuenca.

Asimismo se muestra una comparación entre los diversos métodos utilizados para el cálculo del gasto máximo o gasto de diseño, para cada una de las subcuencas bajo el efecto de una tormenta de 1 hr y 24 hr de duración correspondiente a un periodo de retorno de 25 años.

Subcuenca	Método racional	Método del HUT	Método de Chow
	Qmax (m3/s)		
Río San Felipe	13.81	34.86	30.33
Arroyo La Encantada	57.72	46.96	49.95
Río Blanco	31.12	26.06	23.84
La Confluencia	20.62	14.20	7.93
Colector	7.99	5.39	3.41
Total	120.39	78.63	64.77

Tabla 8.1. Gastos calculados por los métodos Racional, HUT, Chow para una tormenta de 1 hr de duración y un periodo de retorno de 25 años.

Subcuenca	HEC-HMS	Iber (escenario 1)	Iber (escenario 2)	Iber (escenario 3)
	Qmax (m3/s)			
Río San Felipe	45.00	93.00	60.50	93.00
Arroyo La Encantada	48.80	48.50	33.00	48.50
Río Blanco	23.80	47.00	43.50	47.00
La Confluencia	112.80	135.50	84.00	132.00
Colector	113.90	127.50	75.00	138.00
Total	113.90	127.50	75.00	138.00

Tabla 8.2. Gastos calculados por los modelos HEC-HMS e Iber para una tormenta de 24 hr de duración y un periodo de retorno de 25 años.

A continuación se presenta una superposición de los hidrogramas resultantes de ambos escenarios para cada una de las subcuencas, con la finalidad de visualizar las diferencias de gasto y tiempo.

Cabe mencionar que el escenario 3 se muestra solo en las subcuencas de la Confluencia y Colector ya que en las subcuencas Río San Felipe, arroyo La Encantada, y Río Blanco, su hidrograma es exactamente igual al del escenario 1, por lo que si se mostrará junto a los hidrogramas de los escenarios 1 y 2, quedaría sobrepuesto al del hidrograma del escenario 1.

Para la subcuenca del Río San Felipe, se tiene:

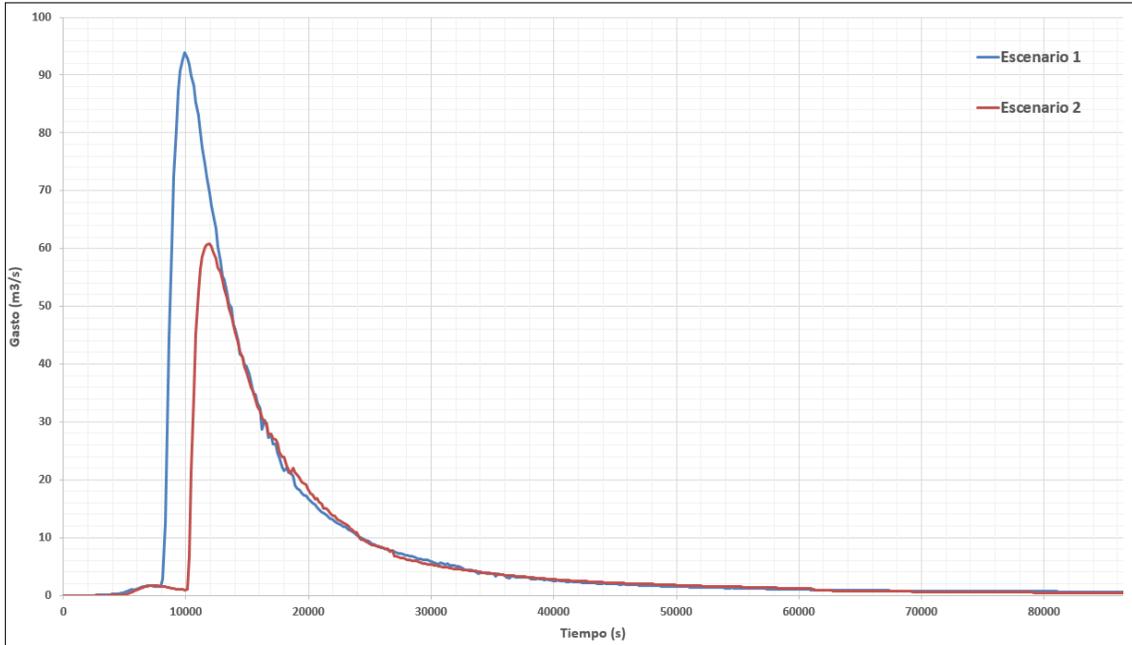


Ilustración 8.2. Comparación de hidrogramas de los escenarios 1 y 2, subcuenca Río San Felipe.

Para la subcuenca del arroyo La Encantada:

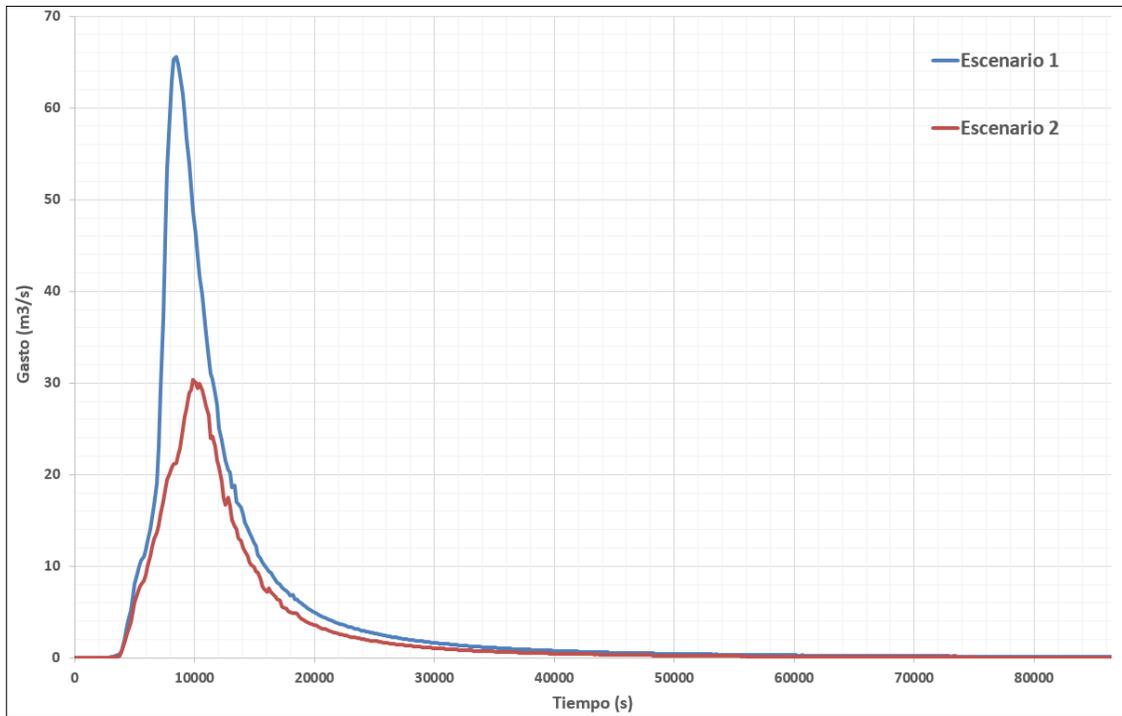


Ilustración 8.3. Comparación de hidrogramas de los escenarios 1 y 2, subcuenca La Encantada.

Subcuenca del Río Blanco:

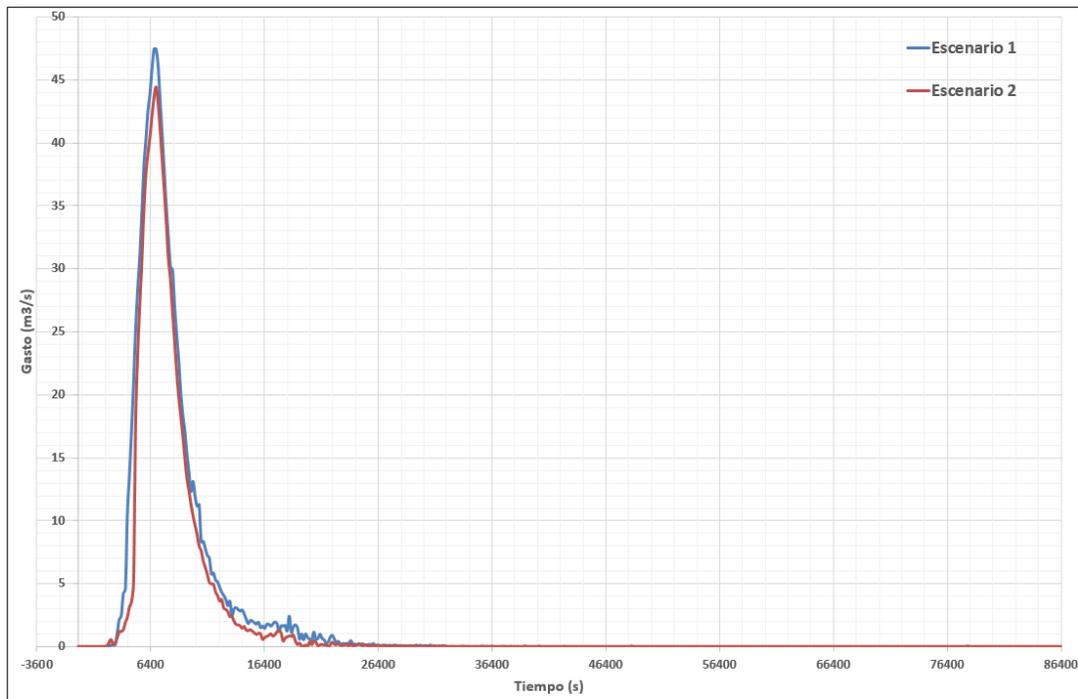


Ilustración 8.4. Comparación de hidrogramas de los escenarios 1 y 2, subcuenca Río Blanco.

Subcuenca de la Confluencia:

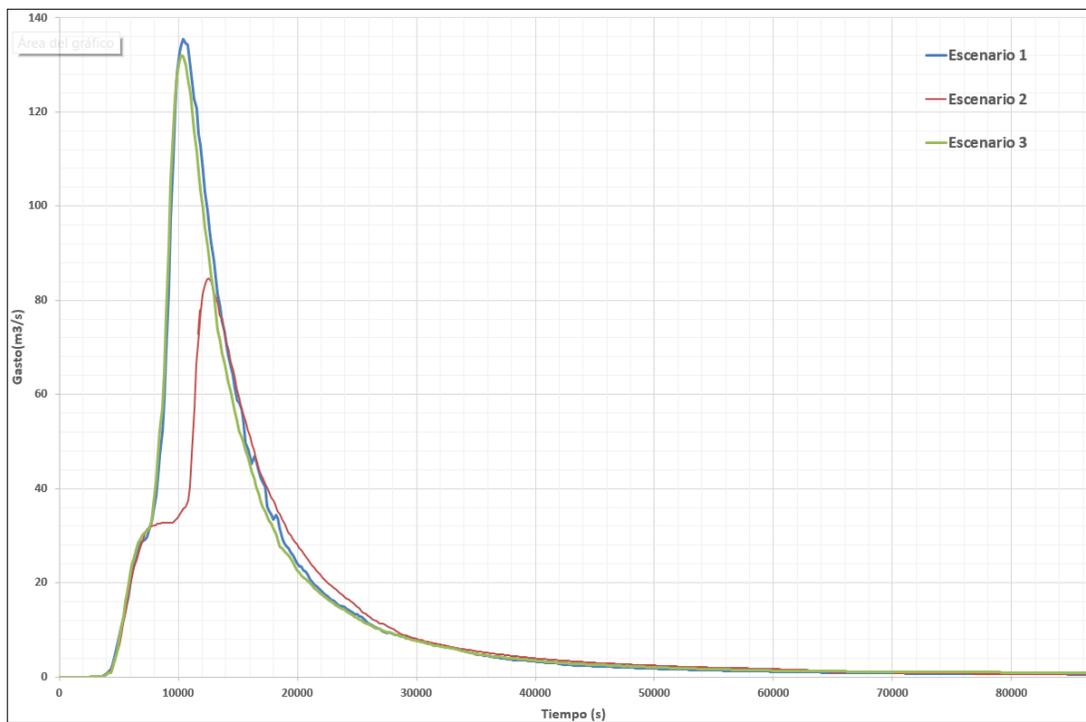


Ilustración 8.5. Comparación de hidrogramas de los escenarios 1 y 2, subcuenca La Confluencia.

Y finalmente la subcuenca Colector:

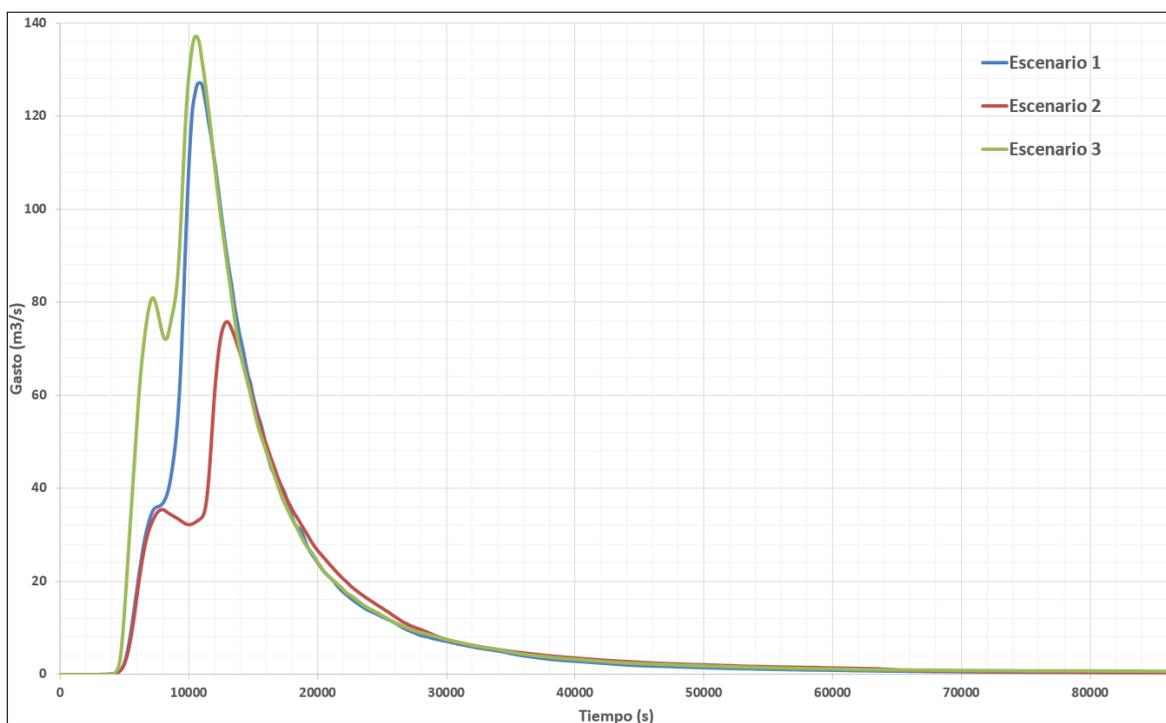


Ilustración 8.6. Comparación de hidrogramas de los escenarios 1 y 2, subcuenca Colector.

Se presentan los resultados en la siguiente tabla:

Subcuenca	Reducción del gasto pico (m3/s)	Atraso del gasto pico (min)
Río San Felipe	32.50	36
Arroyo La Encantada	15.50	24
Río Blanco	3.50	3
La Confluencia	51.50	33
Colector	52.50	36
Total	52.50	36

Tabla 8.3. Reducción y atraso del gasto pico.

Subcuenca	Escenario 1	Escenario 2	Escenario 3
	Volumen escurrido (m³)		
Río San Felipe	777,734.52	577,670.22	777,734.52
Arroyo La Encantada	416,473.57	252,937.67	416,473.57
Río Blanco	213,224.47	176,783.79	213,224.47
La Confluencia	1'181.116.50	978,511.52	1'166,688.70
Colector	1'115,939.04	900,999.56	1'324,288.27
Total	3'704,488.10	2'886,902.76	3'898,409.53

Tabla 8.4. Variación del volumen escurrido por escenario y en cada una de las subcuencas.

Respecto a los volúmenes escurridos mostrados en la tabla 8.4, las diferencias entre el escenario 1 y 2, corresponde al agua que queda almacenada en las zonas de inundación más el agua que queda retenida en las pequeñas depresiones de la cuenca, donde esta última no se conoce su magnitud debido a que su determinación es muy laboriosa. Mientras que las diferencias de volumen de agua entre los escenarios 1 y 3 corresponden a que en este último no queda retenida el agua en la presa “rompepicos” debido al muro de protección que inhabilita dicha zona, y la cual se incorpora en forma directa y es transitada por el cauce hasta la salida.

9. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

En el presente trabajo, se desarrolló una metodología para el establecimiento de zonas destinadas a ser inundadas con el fin de reducir los daños por inundación, llegando a proponer cuatro de estas zonas.

Las primeras dos de ellas se localizan en la cuenca del Río San Felipe, otra en la subcuenca del arroyo La Encantada y la cuarta zona en la subcuenca del Río Blanco. De acuerdo a los resultados, éstas logran reducir el gasto máximo, así como retardarlo, mejorando la respuesta de la cuenca.

Los resultados de este trabajo serán de utilidad para la planeación y mejorar las acciones contra inundaciones en las zonas aledañas a los cauces de estos ríos, así como herramienta de gran ayuda para el dimensionamiento y localización de áreas adicionales destinadas a inundación o muros de contención como alternativas de solución.

Como se puede apreciar en los resultados de las modelaciones de los tres escenarios, el establecimiento de las cuatro zonas de inundación reduciría en gran medida el gasto máximo a la salida de la cuenca, además de atrasarlo por poco más de media hora, dando tiempo a las autoridades y a los habitantes para tomar las medidas precautorias adecuadas en caso de una contingencia.

El escenario 3 es el más desfavorable ya que de no implementarse las zonas de inundación, aunado a la pérdida del predio de la presa “rompepicos”, la situación se tornaría más grave, al tener un aumento en el gasto máximo y una respuesta más rápida del hidrograma.

Finalmente se recomienda el uso de modelos 2D como herramienta básica para hacer este tipo de análisis, ya que toman en cuenta la topografía real y permiten modificaciones incorporando estructuras de protección. Respecto a los escenarios de lluvia estos modelos también permiten el análisis de patrones de lluvia tanto en el espacio como en el tiempo. Es por ello que con estas características y mediante un proceso de calibración estas herramientas pueden apoyar, como modelos de predicción, a sistemas de alerta temprana.

10. ANEXOS

10.1. Cálculos de la pendiente media de Taylor-Schwarz para cada una de las subcuencas

Cálculo de la pendiente media de Taylor-Schwarz. Subcuenca Río San Felipe.

Cadenamiento (m)	Elevación (msnm)	Diferencia Cadenamiento (m)	Diferencia Elevación (msnm)	$(E_i/L_i)^{1/2}$	$L/(E_i/L_i)^{1/2}$
0.00	3193				
22.50	3180	22.50	13.00	0.76	29.61
74.16	3160	51.66	20.00	0.62	83.02
106.81	3140	32.64	20.00	0.78	41.71
134.12	3120	27.31	20.00	0.86	31.92
201.05	3100	66.93	20.00	0.55	122.43
212.71	3080	11.67	20.00	1.31	8.91
234.25	3060	21.53	20.00	0.96	22.34
268.66	3040	34.41	20.00	0.76	45.14
289.95	3020	21.29	20.00	0.97	21.97
327.35	3000	37.40	20.00	0.73	51.13
367.59	2980	40.25	20.00	0.70	57.09
422.13	2960	54.54	20.00	0.61	90.06
483.35	2940	61.22	20.00	0.57	107.11
582.02	2920	98.67	20.00	0.45	219.17
668.89	2900	86.87	20.00	0.48	181.03
751.41	2880	82.52	20.00	0.49	167.62
876.19	2860	124.78	20.00	0.40	311.69
1013.61	2840	137.42	20.00	0.38	360.20
1127.35	2820	113.74	20.00	0.42	271.24
1228.80	2800	101.46	20.00	0.44	228.51
1387.82	2780	159.01	20.00	0.35	448.36
1503.68	2760	115.86	20.00	0.42	278.86
1607.53	2740	103.85	20.00	0.44	236.65
1817.01	2720	209.49	20.00	0.31	677.98
1986.55	2700	169.54	20.00	0.34	493.61
2345.86	2680	359.31	20.00	0.24	1522.94
2476.09	2660	130.23	20.00	0.39	332.33
2584.81	2640	108.72	20.00	0.43	253.48
2647.08	2620	62.27	20.00	0.57	109.87
2709.07	2600	61.99	20.00	0.57	109.14
2839.03	2580	129.96	20.00	0.39	331.28

Cadenamiento (m)	Elevación (msnm)	Diferencia cadenamiento (m)	Diferencia elevación (msnm)	$(E_i/L_i)^{(1/2)}$	$L/(E_i/L_i)^{(1/2)}$
2896.63	2560	57.60	20.00	0.59	97.74
3001.40	2540	104.77	20.00	0.44	239.81
3085.29	2520	83.89	20.00	0.49	171.81
3150.21	2500	64.92	20.00	0.56	116.95
3245.73	2480	95.53	20.00	0.46	208.78
3312.79	2460	67.05	20.00	0.55	122.77
3342.90	2440	30.11	20.00	0.81	36.95
3409.01	2420	66.11	20.00	0.55	120.21
3471.31	2400	62.30	20.00	0.57	109.97
3498.78	2380	27.47	20.00	0.85	32.19
3532.63	2360	33.85	20.00	0.77	44.03
3578.67	2340	46.04	20.00	0.66	69.86
3645.54	2320	66.86	20.00	0.55	122.25
3721.21	2300	75.67	20.00	0.51	147.20
3791.43	2280	70.22	20.00	0.53	131.57
3852.52	2260	61.09	20.00	0.57	106.77
3885.42	2240	32.90	20.00	0.78	42.20
3914.27	2220	28.85	20.00	0.83	34.65
3947.93	2200	33.66	20.00	0.77	43.67
3977.44	2180	29.51	20.00	0.82	35.84
4025.90	2160	48.46	20.00	0.64	75.43
4063.43	2140	37.53	20.00	0.73	51.42
4115.42	2120	51.99	20.00	0.62	83.83
4170.83	2100	55.41	20.00	0.60	92.23
4212.63	2080	41.80	20.00	0.69	60.43
4240.69	2060	28.05	20.00	0.84	33.23
4289.75	2040	49.06	20.00	0.64	76.84
4337.06	2020	47.31	20.00	0.65	72.76
4406.13	2000	69.07	20.00	0.54	128.35
4484.87	1980	78.74	20.00	0.50	156.25
4580.26	1960	95.39	20.00	0.46	208.32
4754.69	1940	174.43	20.00	0.34	515.13
4955.80	1920	201.11	20.00	0.32	637.72
5218.05	1900	262.25	20.00	0.28	949.62
5319.53	1880	101.48	20.00	0.44	228.60
5412.97	1860	93.44	20.00	0.46	201.96
5548.64	1840	135.67	20.00	0.38	353.37
5736.46	1820	187.82	20.00	0.33	575.56

Cadenamiento	Elevación	Diferencia cadenamiento	Diferencia elevación	$(E_i/L_i)^{(1/2)}$	$L/(E_i/L_i)^{(1/2)}$
(m)	(msnm)	(m)	(msnm)		
5865.25	1800	128.79	20.00	0.39	326.81
6032.77	1780	167.52	20.00	0.35	484.82
6353.06	1760	320.29	20.00	0.25	1281.75
6698.61	1740	345.55	20.00	0.24	1436.33
7094.50	1720	395.90	20.00	0.22	1761.40
7485.10	1700	390.60	20.00	0.23	1726.17
7875.85	1680	390.75	20.00	0.23	1727.14
8339.20	1660	463.35	20.00	0.21	2230.21
8940.90	1640	601.70	20.00	0.18	3300.34
9585.86	1620	644.96	20.00	0.18	3662.58
10292.38	1601	706.52	19.50	0.17	4252.75
		10292.38	1592.50	42.46	35972.97
PENDIENTE(TAYLOR-SCHWARZ) =		0.08186			
PENDIENTE DIRECTA =		0.1547			

Tabla 10.1. Cálculo de la pendiente media del cauce principal, fórmula de Taylor-Schwarz, subcuena Río San Felipe.

Cálculo de la pendiente media de Taylor-Schwarz. Subcuena La Encantada.

Cadenamiento	Elevación	Diferencia cadenamiento	Diferencia elevación	$(E_i/L_i)^{(1/2)}$	$L/(E_i/L_i)^{(1/2)}$
(m)	(msnm)	(m)	(msnm)		
0.00	2178				
44.24	2160	44.24	18.00	0.63784	69.36
120.37	2140	76.13	20.00	0.51256	148.53
232.67	2120	112.30	20.00	0.42202	266.09
276.97	2100	44.31	20.00	0.67187	65.94
342.63	2080	65.66	20.00	0.55192	118.96
404.91	2060	62.28	20.00	0.56668	109.90
455.13	2040	50.22	20.00	0.63104	79.59
537.77	2020	82.63	20.00	0.49197	167.97
631.55	2000	93.78	20.00	0.46180	203.08
692.80	1980	61.25	20.00	0.57144	107.18
795.21	1960	102.41	20.00	0.44192	231.74
873.45	1940	78.24	20.00	0.50560	154.75
968.05	1920	94.61	20.00	0.45978	205.76
1076.65	1900	108.60	20.00	0.42914	253.06
1135.62	1880	58.97	20.00	0.58238	101.26
1281.37	1860	145.75	20.00	0.37044	393.44

Cadenamiento (m)	Elevación (msnm)	Diferencia cadenamiento (m)	Diferencia elevación (msnm)	$(E_i/L_i)^{(1/2)}$	$L/(E_i/L_i)^{(1/2)}$
1437.74	1840	156.37	20.00	0.35763	437.25
1552.55	1820	114.81	20.00	0.41737	275.08
1630.70	1800	78.14	20.00	0.50591	154.46
1779.52	1780	148.82	20.00	0.36659	405.97
1894.65	1760	115.14	20.00	0.41678	276.25
2160.67	1740	266.02	20.00	0.27420	970.18
2481.21	1720	320.54	20.00	0.24979	1283.23
2759.23	1700	278.02	20.00	0.26821	1036.55
3114.18	1680	354.95	20.00	0.23737	1495.34
3481.25	1660	367.07	20.00	0.23342	1572.57
4251.98	1640	770.73	20.00	0.16109	4784.50
4681.61	1620	429.64	20.00	0.21576	1991.30
5545.07	1600	863.45	20.00	0.15219	5673.40
		5545.08	578.00	12.16	23032.69
PENDIENTE(TAYLOR-SCHWARZ)=		0.05796			
PENDIENTE DIRECTA =		0.1042			

Tabla 10.2. Cálculo de la pendiente media del cauce principal, fórmula de Taylor-Schwarz, subcuena La Encantada.

Cálculo de la pendiente media de Taylor-Schwarz, Subcuena La Confluencia.

CADENAMIENTO (m)	ELEVACION (msnm)	DIFERENCIA CADENAMIENTO (m)	DIFERENCIA ELEVACION (msnm)	$(E_i/L_i)^{(1/2)}$	$L/(E_i/L_i)^{(1/2)}$
11709.51	1580				
12121.31	1575	411.80	5.00	0.11	3737.19
		411.80	5.00	0.11	3737.19
PENDIENTE(TAYLOR-SCHWARZ) =		0.01214			
PENDIENTE DIRECTA =		0.0121			

Tabla 10.3. Cálculo de la pendiente media del cauce principal, fórmula de Taylor-Schwarz, subcuena de la Confluencia.

Cálculo de la pendiente media de Taylor-Schwarz, subcuena Río Blanco.

Cadenamiento (m)	Elevación (msnm)	Diferencia Cadenamiento (m)	Diferencia Elevación (msnm)	$(E_i/L_i)^{(1/2)}$	$L/(E_i/L_i)^{(1/2)}$
0.00	1719				
130.42	1700	130.42	19.00	0.38169	341.68
284.44	1680	154.03	20.00	0.36034	427.44
683.58	1660	399.14	20.00	0.22385	1783.08
1230.12	1640	546.54	20.00	0.19130	2857.05
1845.45	1620	615.32	20.00	0.18029	3413.03
2503.55	1600	658.11	20.00	0.17433	3775.10
3066.52	1580	562.97	20.00	0.18848	2986.85
3338.50	1570	271.98	10.00	0.19175	1418.44
		3338.51	149.00	1.89	17002.67
PENDIENTE(TAYLOR-SCHWARZ) =		0.03855			
PENDIENTE DIRECTA =		0.0446			

Tabla 10.4. Cálculo de la pendiente media del cauce principal, fórmula de Taylor-Schwarz, subcuena Río Blanco.

Cálculo de la pendiente media de Taylor-Schwarz, subcuena Colector.

Cadenamiento (m)	Elevación (msnm)	Diferencia Cadenamiento (m)	Diferencia Elevación (msnm)	$(E_i/L_i)^{(1/2)}$	$L/(E_i/L_i)^{(1/2)}$
12121.31	1575				
12926.61	1560	1217.11	20.00	0.12819	9494.63
13185.06	1550	258.45	10.00	0.19670	1313.90
		1475.56	30.00	0.32	10808.53
PENDIENTE(TAYLOR-SCHWARZ) =		0.01864			
PENDIENTE DIRECTA =		0.0203			

Tabla 10.5. Cálculo de la pendiente media del cauce principal, fórmula de Taylor-Schwarz, subcuena Colector.

10.2. Prueba estadística de secuencias

Estación climatológica	Mediana
20079	58.50
20367	46.00

Tabla 10.6. Valor de la mediana para las estaciones climatológicas de la cuenca.

Sucesiones	Valor A: Mayor a la mediana. B: Menor a la mediana.	Estación climatológica		Valor A: Mayor a la mediana. B: Menor a la mediana.	Sucesiones
		20079	20367		
	B	31.50			
	B	45.00			
1	B	50.30			
	A	60.00			
	A	72.00			
	A	76.00			
2	A	60.20			
	B	46.50			
3	B	39.50			
4	A	84.00			
5	B	48.10			
6	A	63.10			
7	B	44.00			
8	A	81.00			
	B	43.70			
	B	46.00			
	B	44.60			
	B	35.60			
9	B	47.00			
	A	59.00			
	A	72.90			
	A	73.10			
	A	78.00			
	A	69.50			
10	A	66.80			
	B	35.80			
11	B	50.10			
		58.50			
	A	62.10			
12	A	91.30			
	B	47.40	64.00	A	1
	B	39.00	33.00	B	
	B	51.00	38.00	B	
13	B	54.40	40.00	B	2
14	A	100.80	65.00	A	3
15	B	43.00	35.00	B	
16	A	60.00	40.00	B	
	B	58.40	42.00	B	

Sucesiones	Valor A: Mayor a la mediana. B: Menor a la mediana.	Estación climatológica		Valor A: Mayor a la mediana. B: Menor a la mediana.	Sucesiones
		20079	20367		
17	B	32.50	15.00	B	4
18	A	58.70	80.00	A	5
19	B	11.00	15.00	B	
20	A	80.50	40.00	B	
21	B	38.00	43.00	B	6
	A	69.00	60.00	A	
22	A	65.70	65.00	A	7
	B	39.60	36.00	B	8
		58.50	46.00		
	B	44.50	68.00	A	
23	B	39.00	63.00	A	
24	A	78.80	56.00	A	
	B	42.90	55.00	A	
25	B	46.50	100.00	A	9
	A	64.50	34.00	B	10
	A	117.00	118.10	A	
	A	66.20	80.00	A	11
	A	87.50	41.00	B	12
	A	62.80	57.00	A	13
	A	68.50	44.00	B	14
26	A	88.60	68.00	A	15
	B	55.40	40.00	B	16
			51.00	A	

Tabla 10.7. Prueba estadísticas de secuencias para los datos de las estaciones asociadas a la cuenca.

	Estación climatológica	
	20079	20367
Número de datos	60	30
Rango de u	26-36	12-19
Secuencias	26	26
Resultado	HOMOGÉNEA	HOMOGÉNEA

Tabla 10.8. Resultados de la prueba de secuencias.

10.3. Cálculo de la lámina de precipitación para 1 hr de duración utilizando el método de Chen

Se presentan los datos y resultados relacionados a la estación 20079:

Variables	Datos
R100,1	128.16
R10,24	95.44
$K=R10,1/R10,24$	0.48
a	29.40
b	9.50
c	0.80
R10,1	46.00
$X=R100,1/R10,1$	1.34

Tabla 10.9. Datos de la estación 20079 para la fórmula de Chen.

Tr (años)	Hp (mm)
2	32.25
5	40.02
10	45.09
25	51.51
50	56.27
100	61.00
500	71.91
1000	76.61
5000	87.50
10000	92.19

Tabla 10.10. Precipitaciones para diferentes periodos de retorno de la estación 20079 y duración de 1 hr.

Ahora, se presentan los datos de la estación 20367:

Variables	Datos
R100,1	151.28
R10,24	95.61
$K=R10,1/R10,24$	0.48
a	29.40
b	9.50
C	0.80
R10,1	46.00
$X=R100,1/R10,1$	1.58

Tabla 10.11. Datos de la estación 20367 para la fórmula de Chen.

<i>Tr</i> (años)	<i>Hp</i> (mm)
2	23.20
5	36.22
10	44.85
25	55.75
50	63.83
100	71.85
500	90.40
1000	98.37
5000	116.87
10000	124.84

Tabla 10.12. Precipitaciones para diferentes periodos de retorno de la estación 20367 y duración de 1 hr.

Tendiendo estos datos de altura o lámina de precipitación y tomando en cuenta el porcentaje de influencia de las estaciones en cada una de las subcuencas, se llega a calcular de igual manera que para 24 hr, la altura de lluvia con duración de una hora en cada subcuenca, como se muestra en la tabla 10.13.

<i>Tr</i> (años)	<i>Hp</i> (mm)				
	Río San Felipe	Arroyo La Encantada	Confluencia	Río Blanco	Colector
2	28.91	32.35	32.35	32.35	32.35
5	38.59	40.02	40.02	40.02	40.02
10	45.00	45.09	45.09	45.09	45.09
25	53.11	51.51	51.51	51.51	51.51
50	59.11	56.27	56.27	56.27	56.27
100	65.08	61.00	61.00	61.00	61.00
500	78.87	71.91	71.91	71.91	71.91
1000	84.80	76.61	76.61	76.61	76.61
5000	98.55	87.50	87.50	87.50	87.50
10000	104.47	92.19	92.19	92.19	92.19

Tabla 10.13. Precipitaciones de 1 hr de duración, para diferentes periodos de retorno.

<i>Tr</i> (años)	<i>He</i> (mm)				
	Río San Felipe	Arroyo La Encantada	Confluencia	Río Blanco	Colector
2	0.98	6.46	14.16	12.91	20.37
5	3.45	10.74	20.37	18.88	27.50
10	5.72	13.87	24.63	22.99	32.25
25	9.18	18.14	30.18	29.39	38.34
50	12.11	21.49	34.39	32.50	42.90
100	15.28	24.95	38.64	36.66	47.45
500	23.44	33.32	48.62	46.47	58.03
1000	27.24	37.07	52.99	50.77	62.61
5000	36.62	46.03	63.22	60.87	73.28
10000	40.87	49.99	67.67	65.26	77.88

Tabla 10.14. Precipitación efectiva para las subcuencas de estudio, con duración de 1 hr.

10.4. Distribuciones estándar de tormenta del Soil Conservation Service (SCS)

Existen cuatro tormentas de 24 horas de duración, llamadas tipo 1, IA, II y III, representadas en forma de curvas masa (ver tabla 10.15), a partir de las cuales se elaboran los hietogramas correspondientes. Los tipos 1 y IA corresponden al clima marítimo del Pacífico con inviernos húmedos y veranos secos. El tipo III corresponde al Golfo de México y las áreas costeras del Atlántico, donde las tormentas tropicales producen lluvias de 24 horas muy grandes. El tipo II corresponde al resto de Estados Unidos (Chow et al, 1994).

Estas distribuciones fueron elaboradas para su utilización en Estados Unidos, pero se han usado y se siguen usando en México, por lo que si para este caso de estudio no se tuviesen registros de lluvia a cada 10 minutos, los cuales son necesarios para determinar la distribución temporal de la lluvia, se hubiese hecho uso de la distribución tipo 1 del Soil Conservation Service (SCS).

Distribuciones de lluvia SCS					
Tormenta de 24 horas					
		P_t/P_{24}			
Hora t	$t/24$	Tipo 1	Tipo IA	Tipo II	Tipo III
0.0	0	0	0	0	0
2.0	0.083	0.035	0.050	0.022	0.020
4.0	0.167	0.076	0.116	0.048	0.043
6.0	0.250	0.125	0.206	0.08	0.072
7.0	0.292	0.156	0.268	0.098	0.089
8.0	0.333	0.194	0.425	0.120	0.115
8.5	0.365	0.219	0.480	0.133	0.130
9.0	0.375	0.254	0.520	0.147	0.148
9.5	0.395	0.303	0.550	0.163	0.167
9.75	0.406	0.362	0.564	0.172	0.178
10.0	0.417	0.515	0.577	0.181	0.189
10.5	0.438	0.583	0.601	0.204	0.216
11.0	0.459	0.624	0.624	0.235	0.250
11.5	0.479	0.654	0.645	0.283	0.298
11.75	0.489	0.669	0.655	0.357	0.339
12.0	0.500	0.682	0.664	0.663	0.500
12.5	0.521	0.706	0.683	0.735	0.702
13.0	0.542	0.727	0.701	0.772	0.751
13.5	0.563	0.748	0.719	0.799	0.785
14.0	0.583	0.767	0.736	0.820	0.811
16.0	0.667	0.83	0.800	0.880	0.886
20.0	0.833	0.926	0.906	0.952	0.957
24.0	1.000	1.000	0.1000	1.000	1.000

Fuente: U.S. Dept. of Agriculture, Soil Conservation Service, 1973, 1986.

Tabla 10.15. Distribución de la lluvia de 24 horas de duración según el SCS.

10.5. Resultados de HEC-HMS (tormenta de 1 hr de duración)

Se presentan los resultados de HEC-HMS de las modelaciones realizadas considerando una tormenta con duración de 1 hora por ser muy cercano al valor del tiempo de concentración (T_c), para los periodos de retorno de 5, 10, 25, 50 y 500 años.

Cuenca	$Tr = 5$ años	$Tr = 10$ años	$Tr = 25$ años	$Tr = 50$ años	$Tr = 500$ años
	Gasto (m^3/s)				
Río San Felipe	1.50	2.90	7.00	11.10	28.90
Arroyo La Encantada	7.40	10.40	15.70	20.00	35.40
La Confluencia	4.40	5.40	7.00	8.20	12.30
Río Blanco	5.80	7.20	9.50	11.40	17.50
Colector	1.90	2.20	2.70	3.10	4.40
Total	15.60	21.00	31.30	40.40	75.70

Tabla 10.16. Resultados de HEC-HMS de la modelación de una tormenta con duración de 1 hora para los periodos de retorno de 5, 10, 25, 50 y 500 años.

A continuación se muestran las tablas en las que HEC-HMS despliega sus resultados, mismas que corresponden a los resultados de las modelaciones de las tormentas con duración de 1 hora y un periodo de retorno de 5, 10, 25, 50 y 500 años.

Project: oaxaca Simulation Run: Tr=5 años d=60min

Start of Run: 01ene2015, 00:00 Basin Model: Proyecto Oaxaca
 End of Run: 02ene2015, 01:00 Meteorologic Model: Tr=5 años d=60min
 Compute Time:26oct2015, 20:06:59 Control Specifications:Control 1

Show Elements: Volume Units: MM 1000 M3 Sorting:

Hydrologic Element	Drainage Area (KM2)	Peak Discharge (M3/S)	Time of Peak	Volume (MM)
rio san felipe	16.08	2.4	01ene2015, 10:45	4.94
arroyo la encantada	8.07	7.4	01ene2015, 10:18	10.74
rio sn felip - la encantada	24.15	8.7	01ene2015, 10:21	6.88
sn felipe-rompepicos	24.15	8.4	01ene2015, 10:27	6.87
rompepicos	24.15	7.9	01ene2015, 10:36	6.87
rompepic-confluencia	24.15	7.5	01ene2015, 10:51	6.85
rio blanco	2.38	5.2	01ene2015, 10:12	18.88
cuenca de confluencia	2.30	4.2	01ene2015, 10:30	21.32
confluencia	28.83	13.6	01ene2015, 10:39	9.00
al colector	28.83	13.2	01ene2015, 10:48	8.97
colector	1.10	2.7	01ene2015, 10:30	27.45
salida al colector	29.93	15.4	01ene2015, 10:45	9.65

Tabla 10.17. Resumen de resultados para Tr = 5 años, duración de 1 hr.

Project: oaxaca Simulation Run: Tr=10 años d=60min

Start of Run: 01ene2015, 00:00 Basin Model: Proyecto Oaxaca
 End of Run: 02ene2015, 01:00 Meteorologic Model: Tr=10 años d=60min
 Compute Time:26oct2015, 20:08:20 Control Specifications:Control 1

Show Elements: Volume Units: MM 1000 M3 Sorting:

Hydrologic Element	Drainage Area (KM2)	Peak Discharge (M3/S)	Time of Peak	Volume (MM)
rio san felipe	16.08	4.7	01ene2015, 10:36	7.02
arroyo la encantada	8.07	10.4	01ene2015, 10:15	13.87
rio sn felip - la encantada	24.15	13.8	01ene2015, 10:21	9.31
sn felipe-rompepicos	24.15	13.4	01ene2015, 10:27	9.30
rompepicos	24.15	12.5	01ene2015, 10:36	9.29
rompepic-confluencia	24.15	11.8	01ene2015, 10:48	9.27
rio blanco	2.38	6.5	01ene2015, 10:12	22.99
cuenca de confluencia	2.30	5.2	01ene2015, 10:30	25.61
confluencia	28.83	19.1	01ene2015, 10:39	11.71
al colector	28.83	18.5	01ene2015, 10:51	11.68
colector	1.10	3.2	01ene2015, 10:30	32.20
salida al colector	29.93	21.1	01ene2015, 10:48	12.43

Tabla 10.18. Resumen de resultados para Tr = 10 años, duración de 1 hr.

Project: oaxaca Simulation Run: Tr=25 años d=1 hr

Start of Run: 01ene2015, 00:00 Basin Model: Proyecto Oaxaca
 End of Run: 02ene2015, 01:00 Meteorologic Model: Tr=25 años d=60min
 Compute Time:26oct2015, 20:12:16 Control Specifications:Control 1

Show Elements: All Elements Volume Units: MM 1000 M3 Sorting: Hydrologic

Hydrologic Element	Drainage Area (KM2)	Peak Discharge (M3/S)	Time of Peak	Volume (MM)
rio san felipe	16.08	9.9	01ene2015, 10:30	10.82
arroyo la encantada	8.07	15.7	01ene2015, 10:15	19.25
rio sn felip - la encantada	24.15	23.9	01ene2015, 10:21	13.63
sn felipe-rompepicos	24.15	23.2	01ene2015, 10:27	13.63
rompepicos	24.15	21.6	01ene2015, 10:36	13.62
rompepic-confluencia	24.15	20.4	01ene2015, 10:48	13.59
rio blanco	2.38	8.6	01ene2015, 10:12	29.76
cuenca de confluencia	2.30	6.7	01ene2015, 10:30	32.61
confluencia	28.83	29.8	01ene2015, 10:42	16.44
al colector	28.83	28.7	01ene2015, 10:51	16.40
colector	1.10	3.9	01ene2015, 10:30	39.80
salida al colector	29.93	31.7	01ene2015, 10:48	17.26

Tabla 10.19. Resumen de resultados para $Tr = 25$ años, duración de 1 hr.

Project: oaxaca Simulation Run: Tr=50 años d=60min

Start of Run: 01ene2015, 00:00 Basin Model: Proyecto Oaxaca
 End of Run: 02ene2015, 01:00 Meteorologic Model: Tr=50 años d=60min
 Compute Time:26oct2015, 20:15:59 Control Specifications:Control 1

Show Elements: All Elements Volume Units: MM 1000 M3 Sorting: Hydrologic

Hydrologic Element	Drainage Area (KM2)	Peak Discharge (M3/S)	Time of Peak	Volume (MM)
rio san felipe	16.08	14.7	01ene2015, 10:27	14.01
arroyo la encantada	8.07	20.0	01ene2015, 10:15	23.55
rio sn felip - la encantada	24.15	32.8	01ene2015, 10:21	17.19
sn felipe-rompepicos	24.15	31.8	01ene2015, 10:27	17.19
rompepicos	24.15	30.6	01ene2015, 10:33	17.18
rompepic-confluencia	24.15	28.6	01ene2015, 10:45	17.15
rio blanco	2.38	10.3	01ene2015, 10:12	34.99
cuenca de confluencia	2.30	7.9	01ene2015, 10:27	37.99
confluencia	28.83	40.2	01ene2015, 10:39	20.29
al colector	28.83	38.5	01ene2015, 10:51	20.24
colector	1.10	4.5	01ene2015, 10:30	45.55
salida al colector	29.93	42.1	01ene2015, 10:48	21.17

Tabla 10.20. Resumen de resultados para $Tr = 50$ años, duración de 1 hr.

Project: oaxaca Simulation Run: Tr=500 años d=1 hr

Start of Run: 01ene2015, 00:00 Basin Model: Proyecto Oaxaca
 End of Run: 02ene2015, 01:00 Meteorologic Model: Tr=500 años d=1 hr
 Compute Time: 24ene2016, 10:19:02 Control Specifications: Control 1

Show Elements: All Elements ▾ Volu... MM 10 Sorting: Hydrologic ▾

Hydrologic Element	Drainage A... (KM2)	Peak Disch... (M3/S)	Time of Peak	Volume (MM)
rio san felipe	16.08	28.9	01ene2015, 10:27	23.41
arroyo la encantada	8.07	35.4	01ene2015, 10:15	38.90
rio sn felip - la en...	24.15	61.5	01ene2015, 10:18	28.59
sn felipe-rompepi...	24.15	59.5	01ene2015, 10:24	28.58
rompepicos	24.15	59.4	01ene2015, 10:27	28.57
rompepic-conflue...	24.15	55.0	01ene2015, 10:39	28.54
rio blanco	2.63	17.5	01ene2015, 10:12	52.85
cuenca de conflue...	2.39	12.3	01ene2015, 10:27	56.21
confluencia	29.17	75.4	01ene2015, 10:36	33.00
al colector	29.17	71.9	01ene2015, 10:45	32.94
colector	0.76	4.4	01ene2015, 10:30	64.72
salida al colector	29.93	75.7	01ene2015, 10:45	33.75

Tabla 10.21. Resumen de resultados para $T_r = 500$ años, duración de 1 hr.

10.6. Resultados de Iber (tormenta de 1 hr de duración)

Se presentan los resultados de las modelaciones en el programa Iber, mismas que se realizaron considerando una tormenta con duración de 1 hora y un periodo de retorno de 25 años; para los escenarios 1 y 2, donde el primero de ellos se hace con la topografía original y el segundo considera la modificación a la topografía para incluir las zonas de inundación propuestas.

Escenario 1 (topografía original)

Para el caso de la subcuenca Río San Felipe, los resultados del escenario 1, aplicándole la altura total de lluvia efectiva $He = 9.18 \text{ mm}$ con intensidad (i) constante, con el fin de que llegue a un estado de equilibrio, se normalice y se pueda obtener el gasto máximo. Los datos presentados son: Las profundidades del agua (figura 10.22), así como el hidrograma de salida de la cuenca asociada (ilustración 10.23).

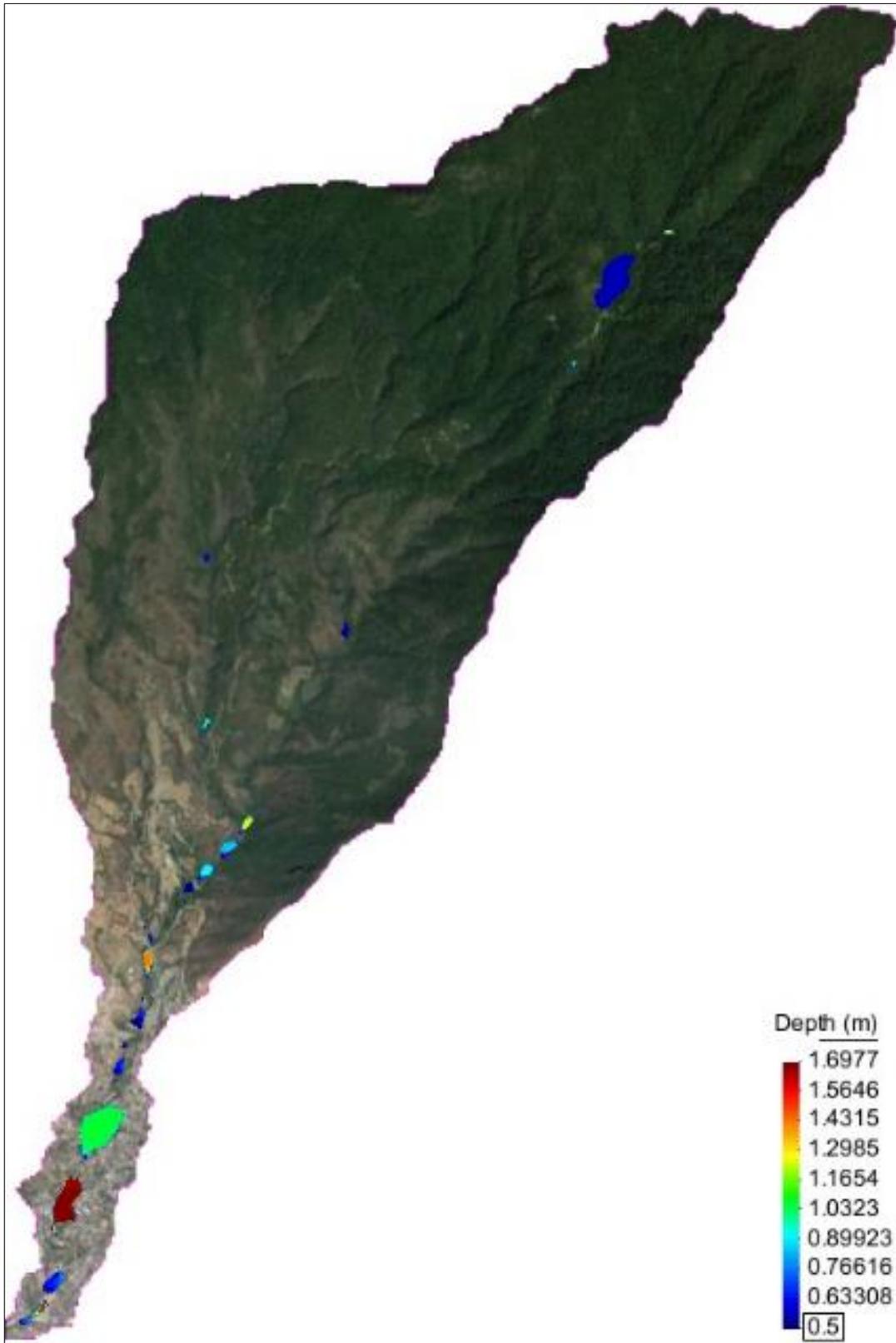


Ilustración 10.22. Nivel máximo del agua, debido a una tormenta con $i=cte.$ y $Tr=25$ años. Subcuenca Río San Felipe con topografía sin modificar.

Hidrograma a la salida de la subcuenca Río San Felipe:

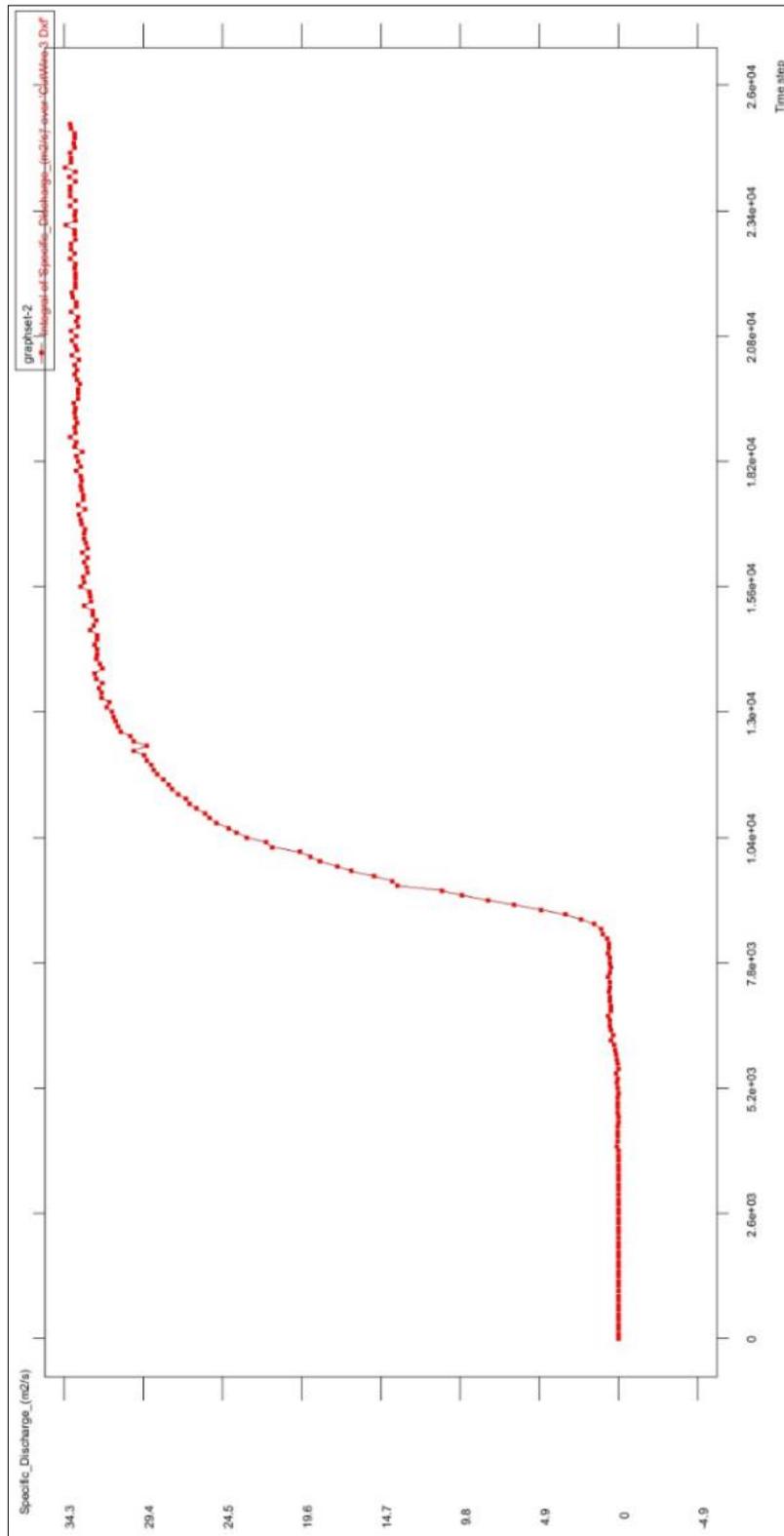


Ilustración 10.23. Hidrograma de salida correspondiente a una tormenta con $i=cte.$ y $Tr=25$ años. Subcuenca Río San Felipe con topografía sin modificar.

Ahora aplicando el evento de lluvia de una hora con la distribución tipo 1 del SCS.

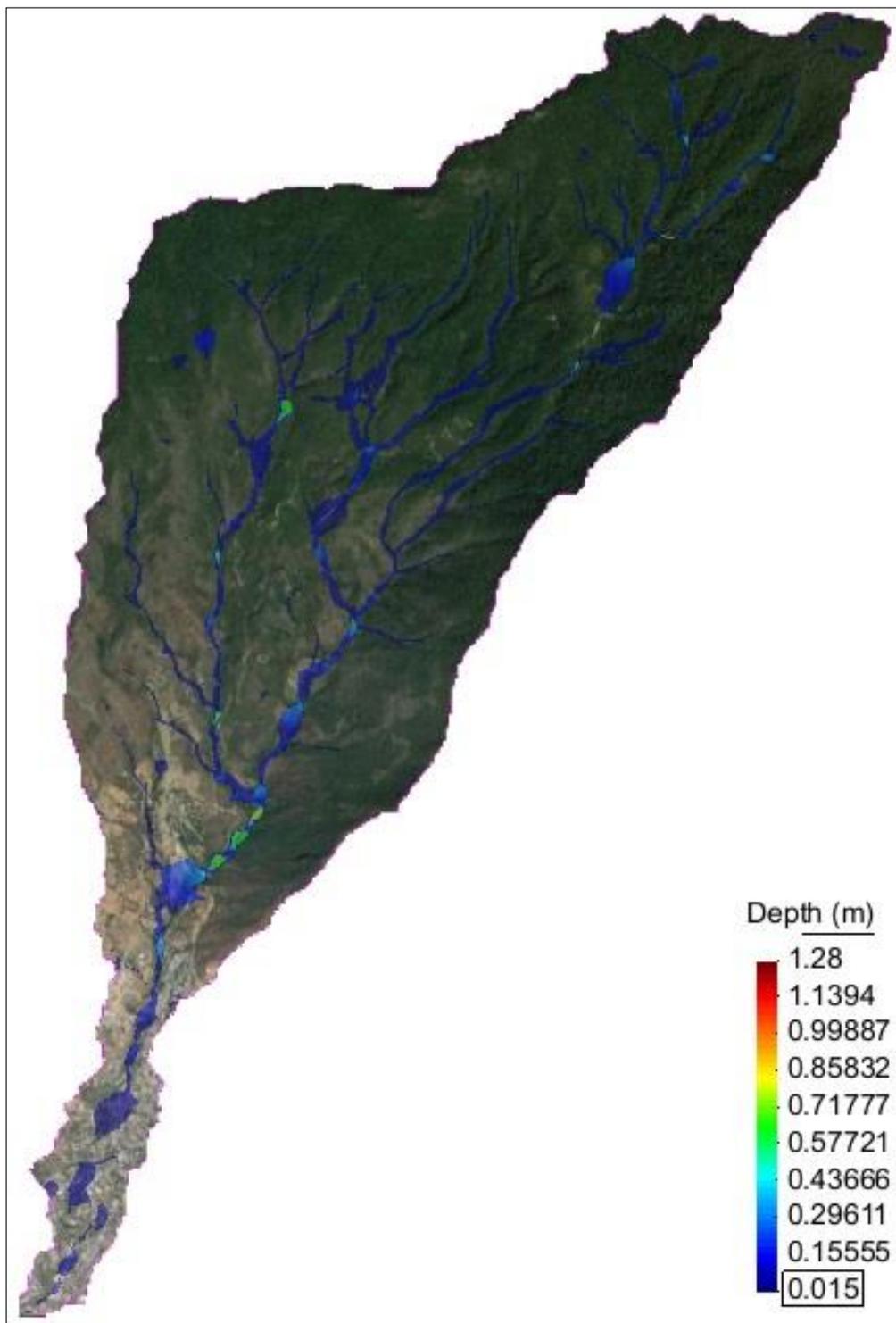


Ilustración 10.24. Nivel máximo del agua, debido a una tormenta con distribución tipo 1 del SCS de $d=1$ hr y $Tr=25$ años. Subcuenca Río San Felipe con topografía sin modificar.

Hidrograma de salida de la subcuenca Río San Felipe, con lluvia de 1 hr y topografía sin modificar:

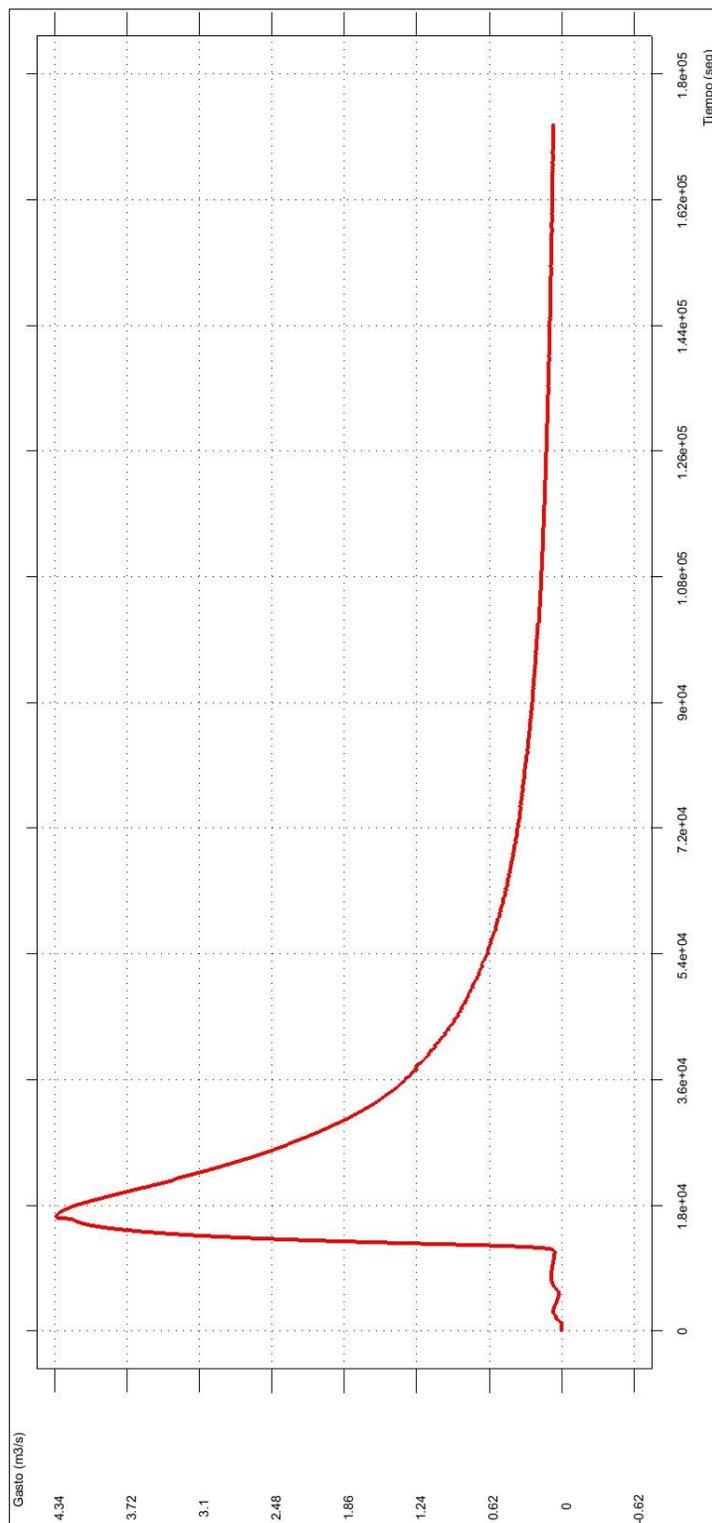


Ilustración 10.25. Hidrograma de salida correspondiente a una tormenta con distribución tipo 1 del SCS de $d=1$ hr y $Tr=25$ años. Subcuenca Río San Felipe con topografía sin modificar.

- Subcuenca La Encantada

Bajo el efecto de la altura total de lluvia efectiva $He=18.14\text{ mm}$ con intensidad (i) cte:

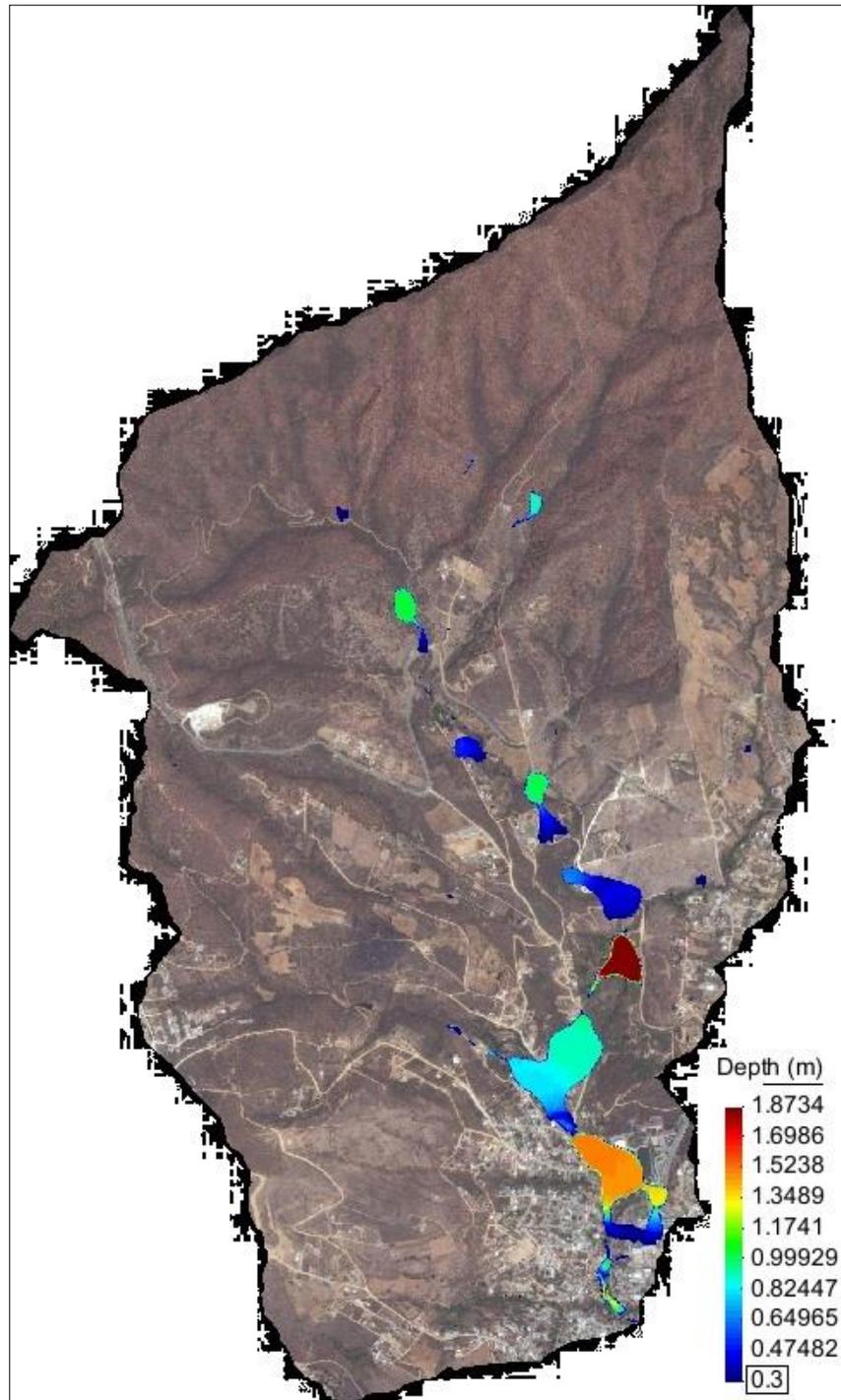


Ilustración 10.26. Nivel máximo del agua, debido a una tormenta con $i=cte.$ y $Tr=25$ años. Subcuenca La Encantada con topografía sin modificar.

Hidrograma de salida de la subcuenca del arroyo La Encantada, con intensidad (i) constante y topografía sin modificar:

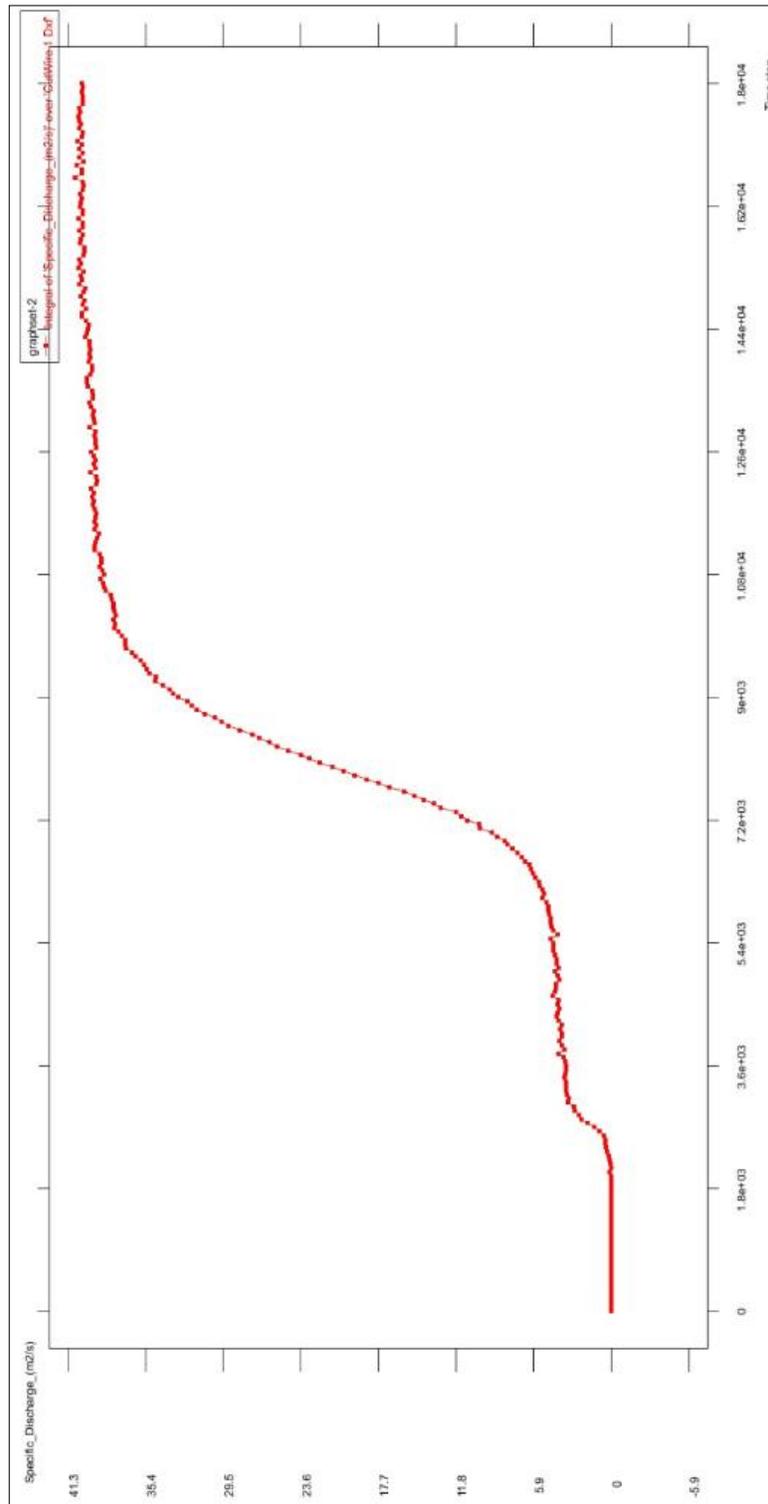


Ilustración 10.27. Hidrograma de salida correspondiente a una tormenta con $i=cte.$ y $Tr=25$ años. Subcuenca Río San Felipe con topografía sin modificar.

Con el evento de lluvia tipo 1 del SCS con duración de una hora y $H_e=18.14\text{ mm}$:

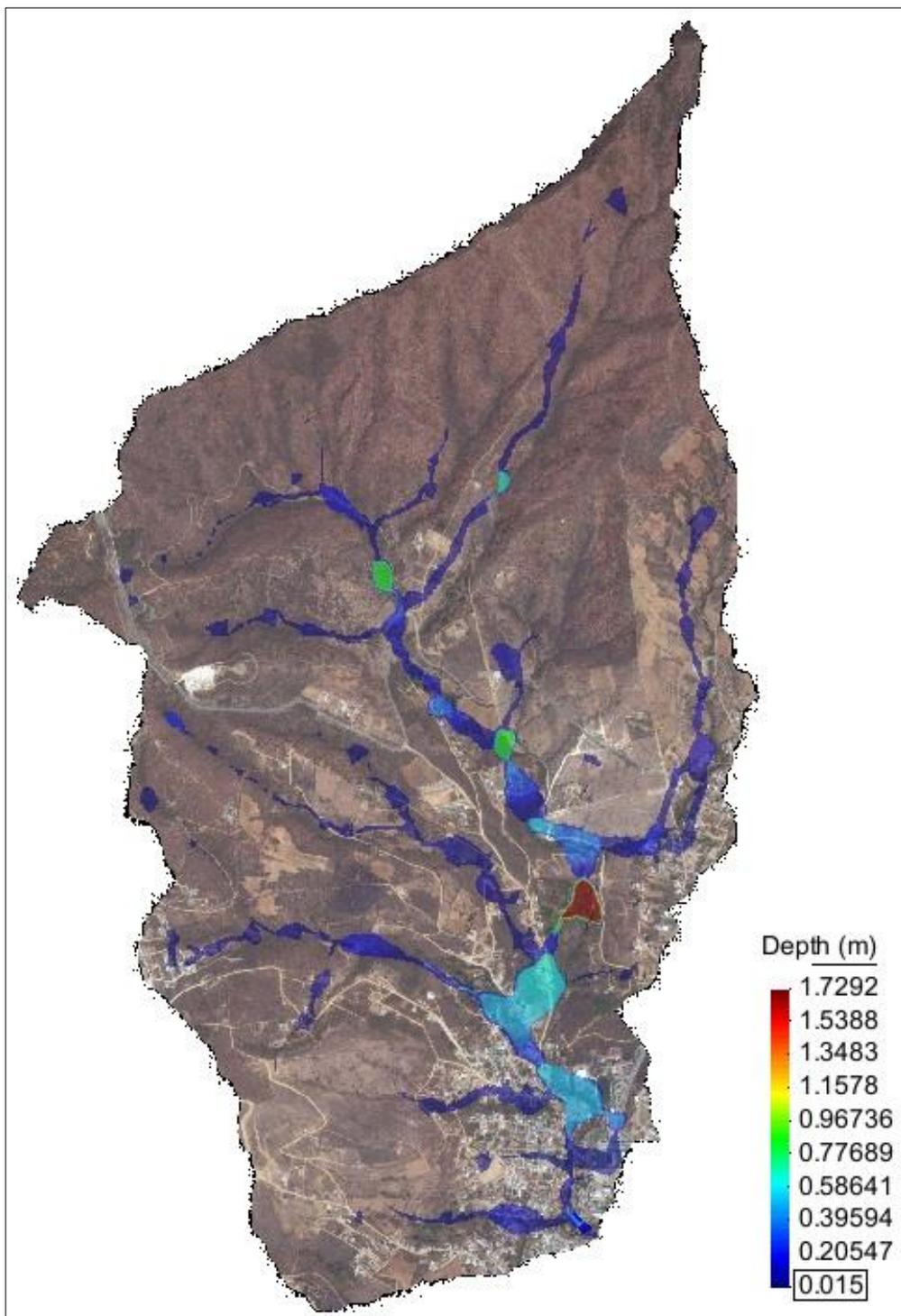


Ilustración 10.28. Nivel máximo del agua, debido a una tormenta con distribución tipo 1 del SCS de $d=1\text{ hr}$ y $T_r=25\text{ años}$. Subcuenca La Encantada con topografía sin modificar.

Hidrograma de salida:

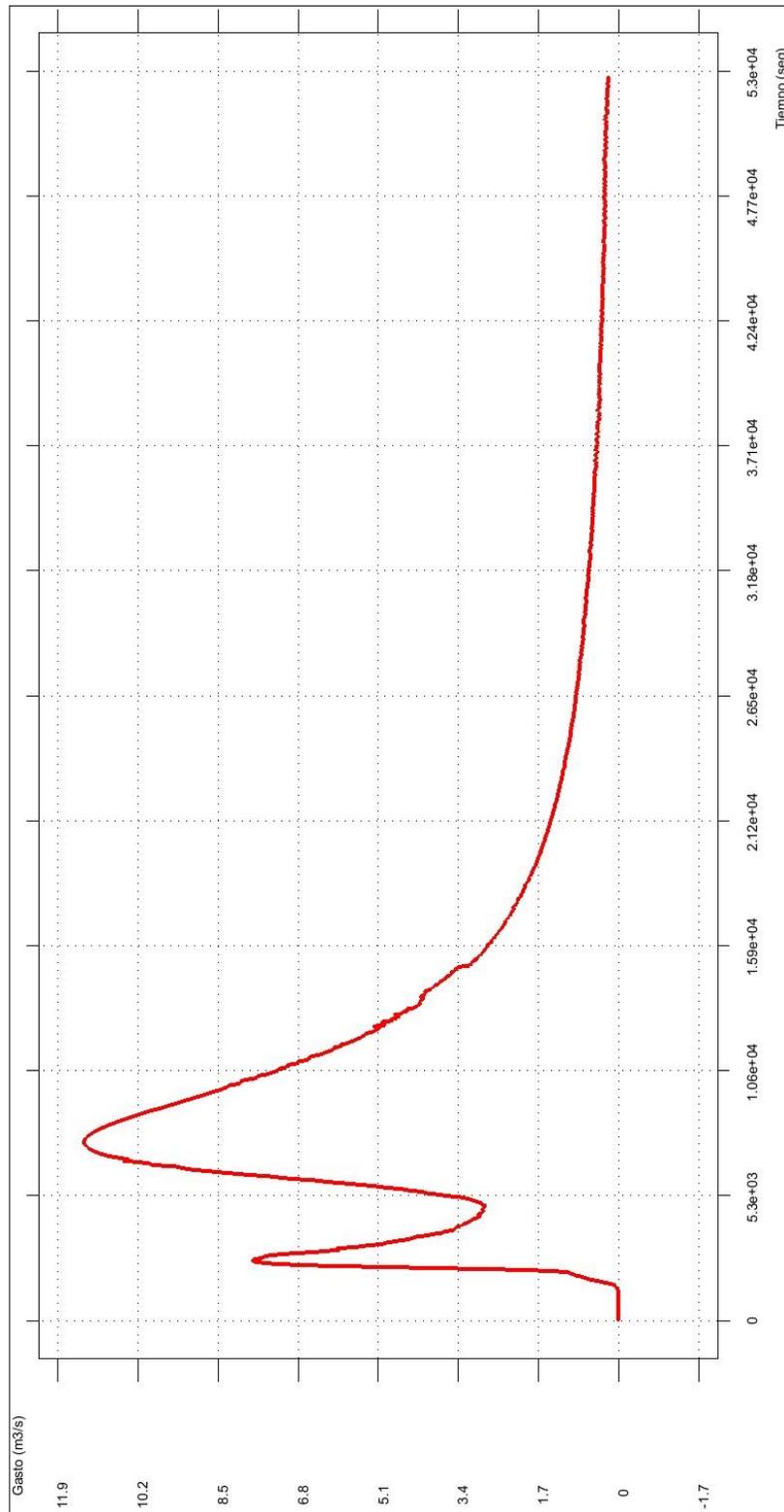


Ilustración 10.29. Hidrograma de salida correspondiente a una tormenta con distribución tipo 1 del SCS de $d=1$ hr y $Tr=25$ años. Subcuenca La Encantada con topografía sin modificar.

-Subcuenca del Río Blanco

Altura total de lluvia efectiva $He=28.39\text{ mm}$ e intensidad (i) constante, para obtener el gasto máximo, correspondiente a un periodo de retorno de 25 años.

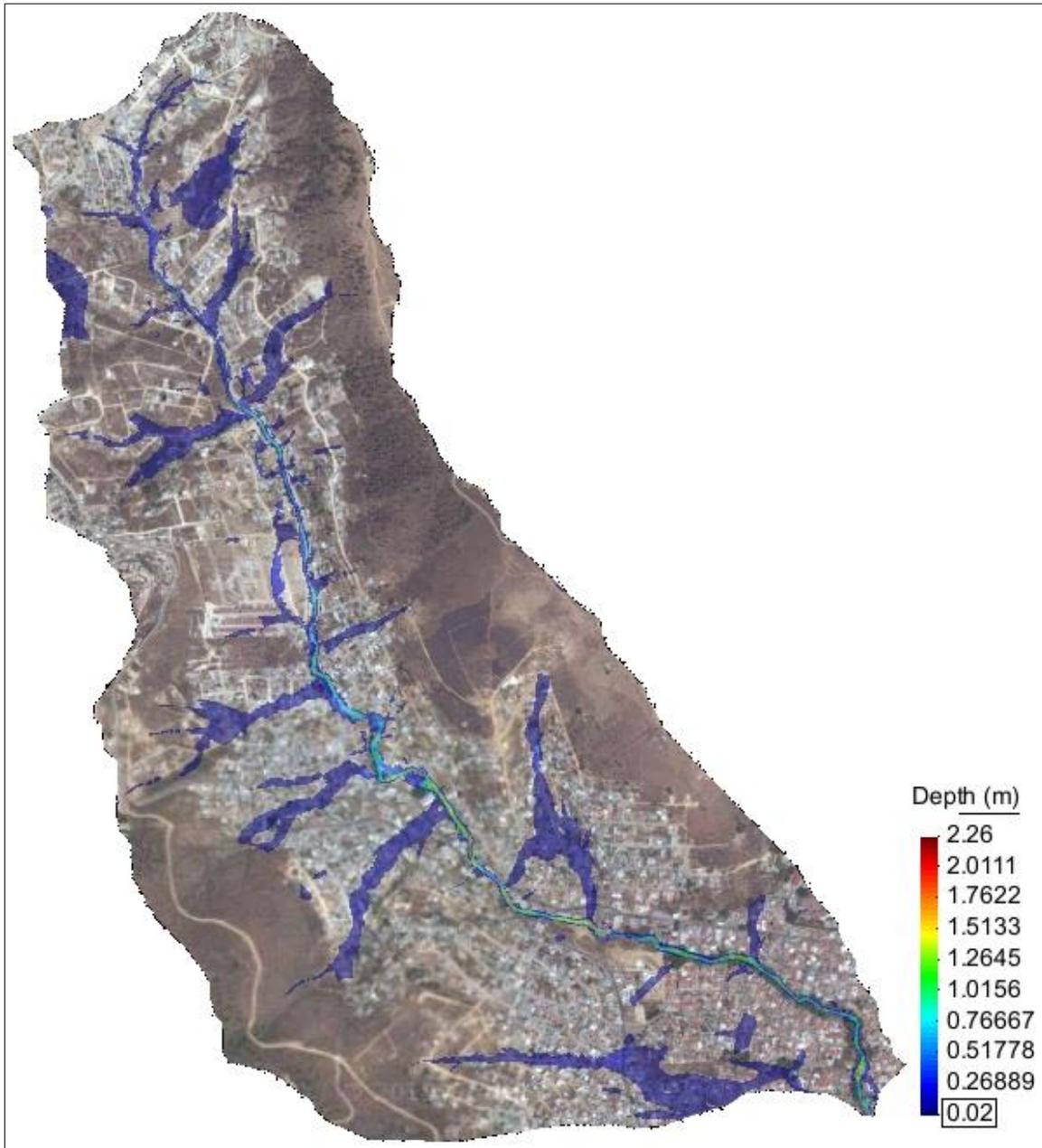


Ilustración 10.30. Nivel máximo del agua, debido a una tormenta con $i=cte.$ y $Tr=25$ años. Subcuenca Río Blanco con topografía sin modificar.

Hidrograma de salida:

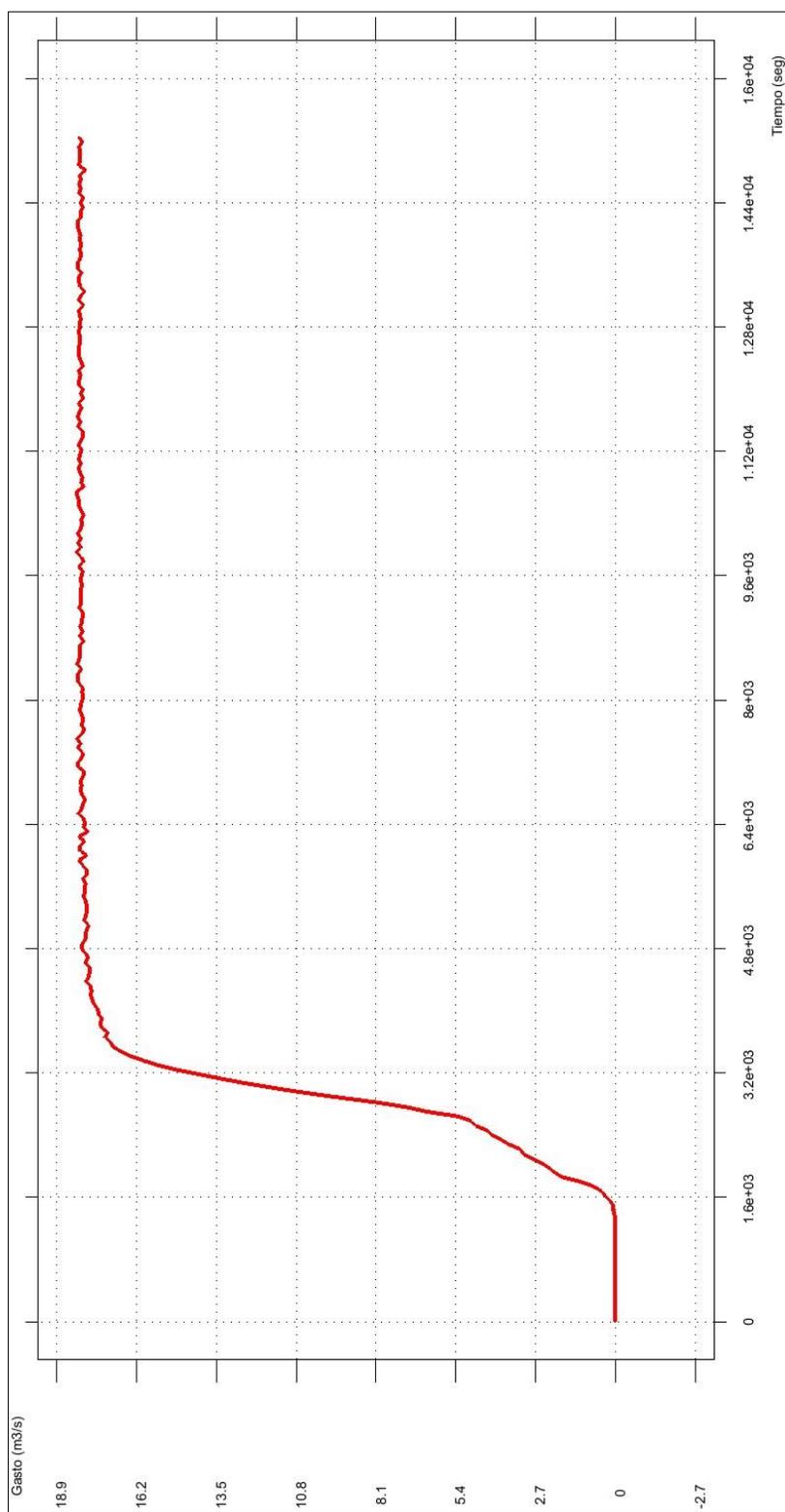


Ilustración 10.31. Hidrograma de salida correspondiente a una tormenta con $i=cte.$ y $Tr=25$ años. Subcuenca Río Blanco con topografía sin modificar.

Con la lluvia tipo 1 del SCS, con duración de una hora y $H_e=28.39\text{ mm}$:

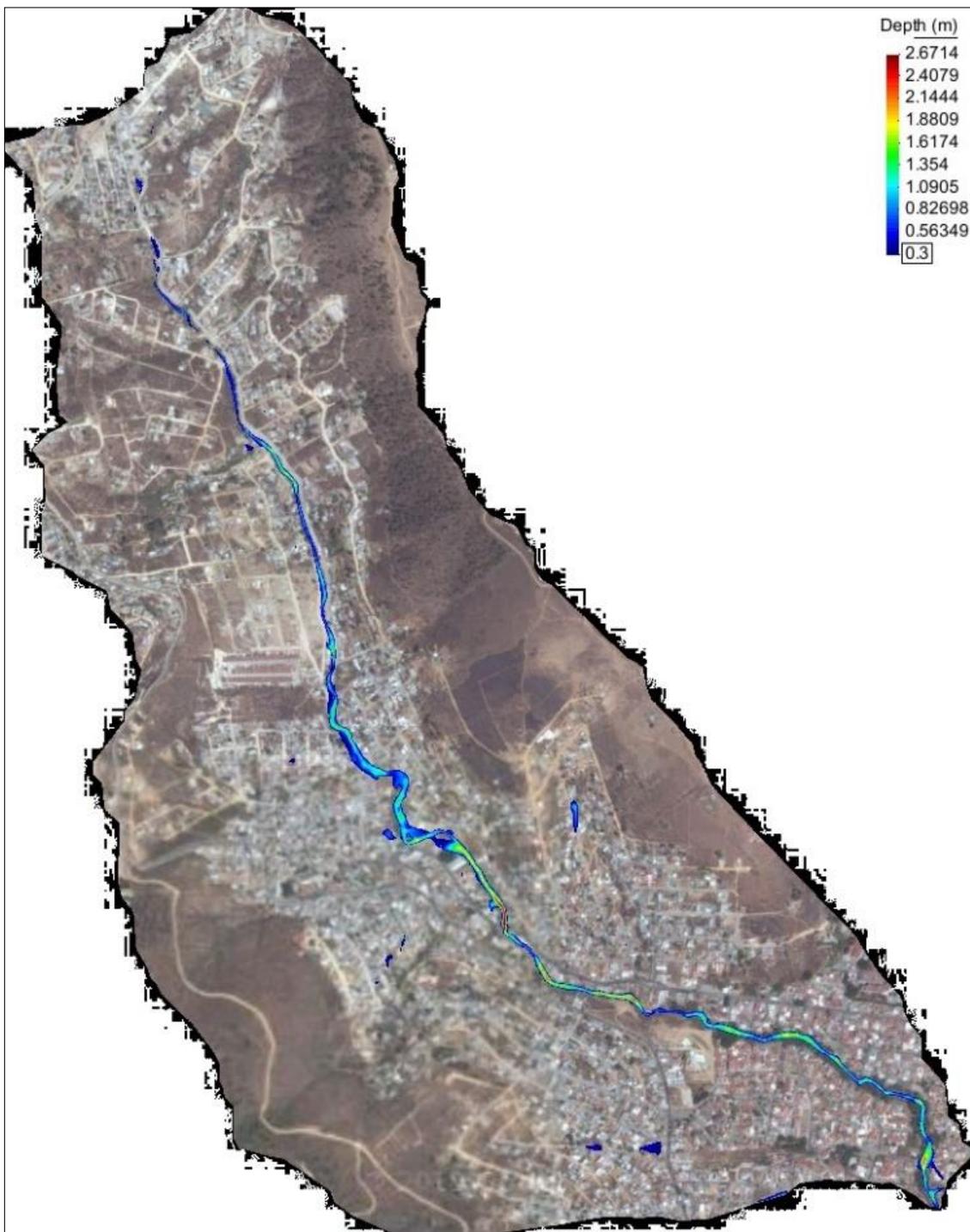


Ilustración 10.32. Nivel máximo del agua, debido a una tormenta con distribución tipo 1 del SCS de $d=1\text{ hr}$ y $T_r=25\text{ años}$. Subcuenca Río Blanco con topografía sin modificar.

Hidrograma de salida:

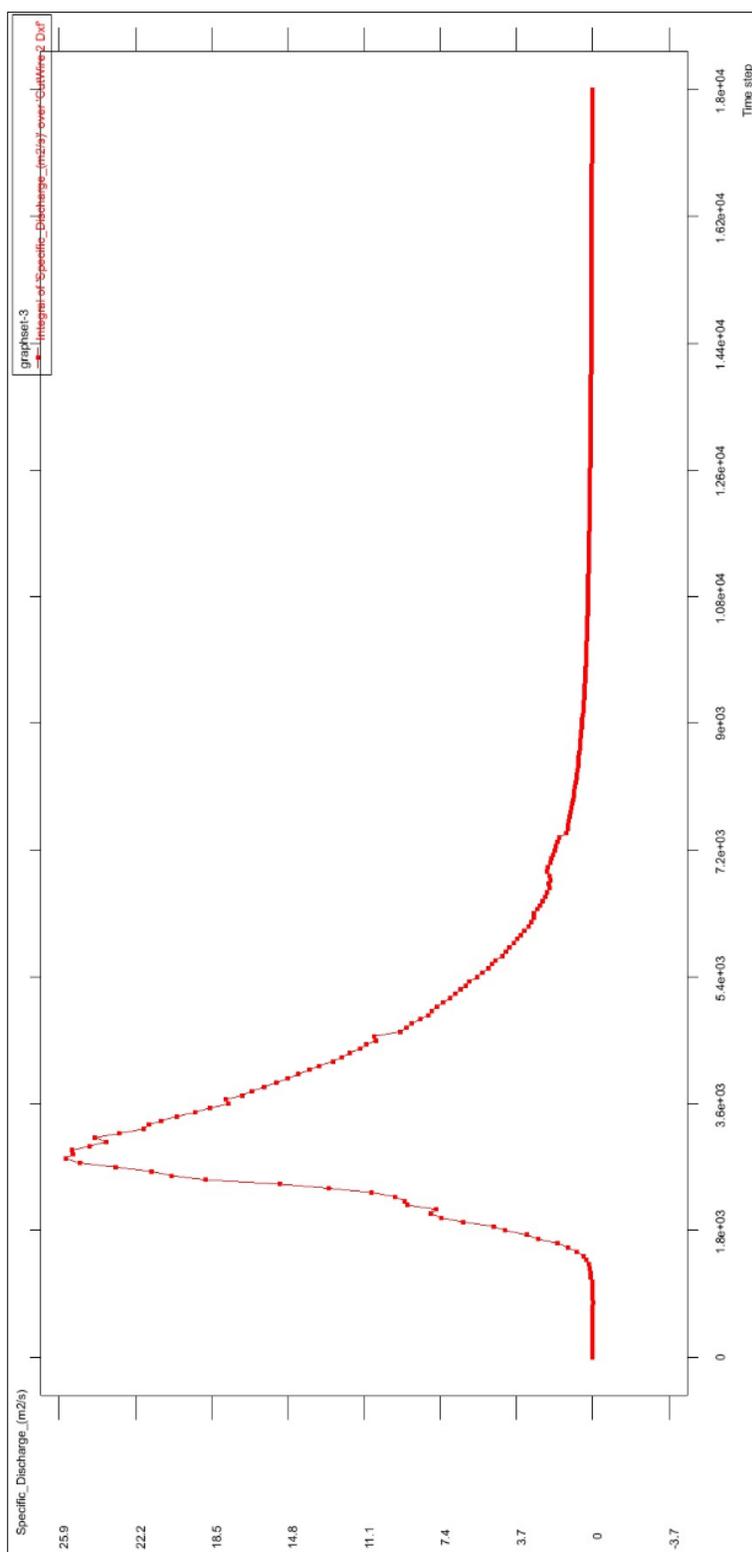


Ilustración 10.33. Hidrograma de salida correspondiente a una tormenta con distribución tipo 1 del SCS de $d=1$ hr y $Tr=25$ años. Subcuenca Río Blanco con topografía sin modificar.

-Subcuenca de la Confluencia

Bajo el efecto de la altura total de lluvia efectiva $He=30.18\text{ mm}$ e intensidad (i) constante:

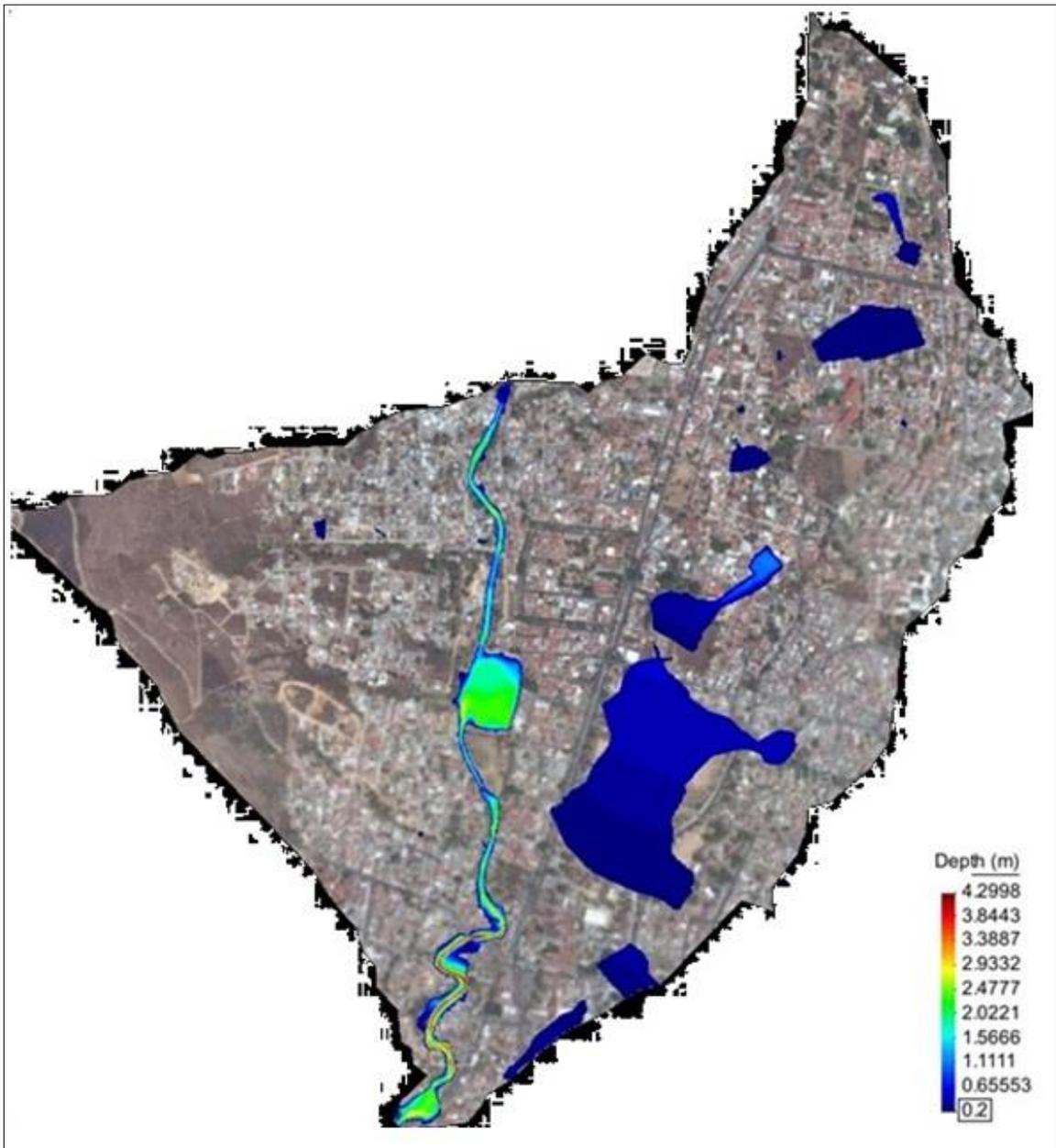


Ilustración 10.34. Nivel máximo del agua, debido a una tormenta con $i=cte.$ y $Tr=25$ años. Subcuenca de la Confluencia con topografía sin modificar.

Hidrograma de salida:

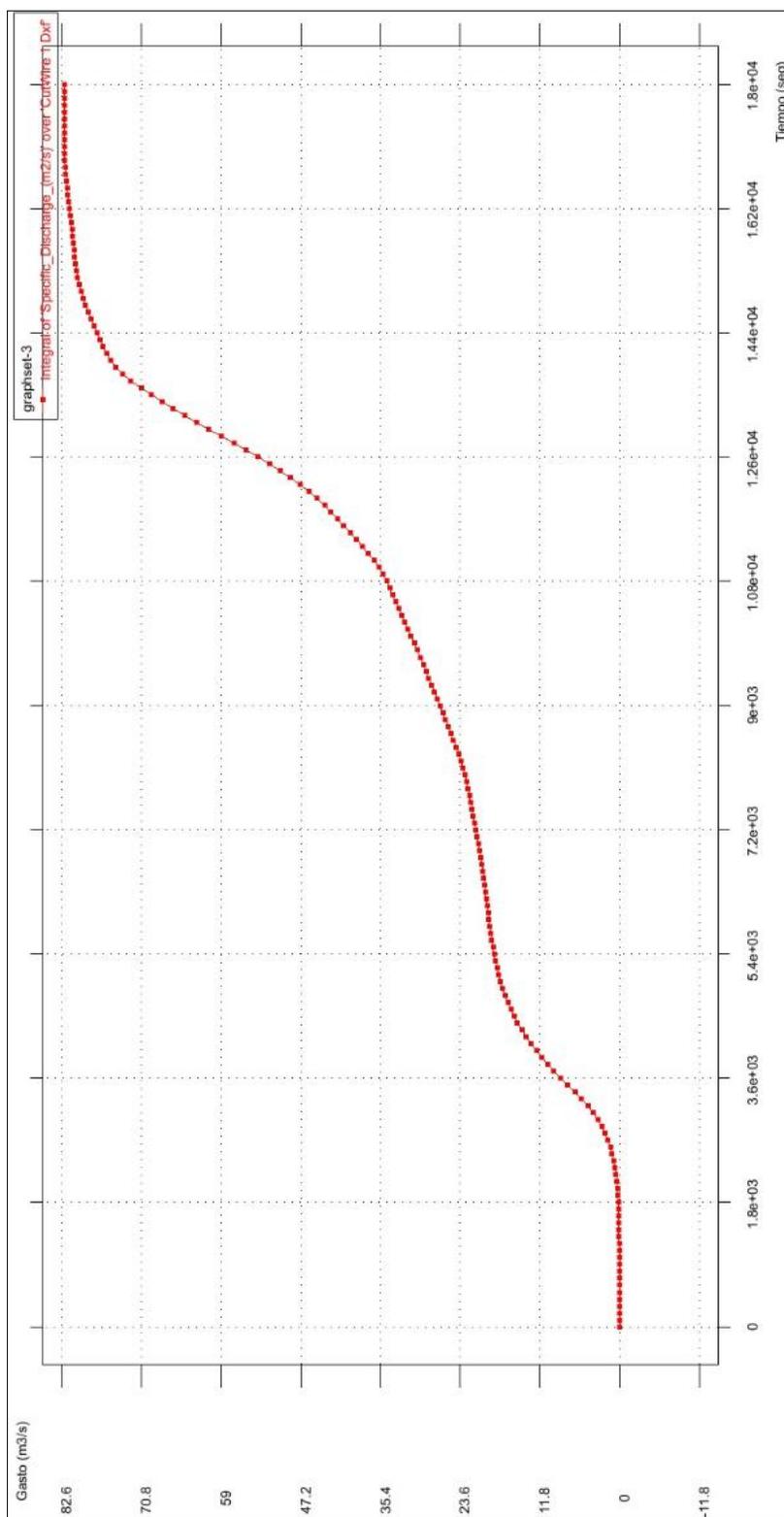


Ilustración 10.35. Hidrograma de salida correspondiente a una tormenta con $i=cte.$ y $Tr=25$ años. Subcuenca de la Confluencia con topografía sin modificar.

Aplicando el evento de lluvia con duración de una hora:

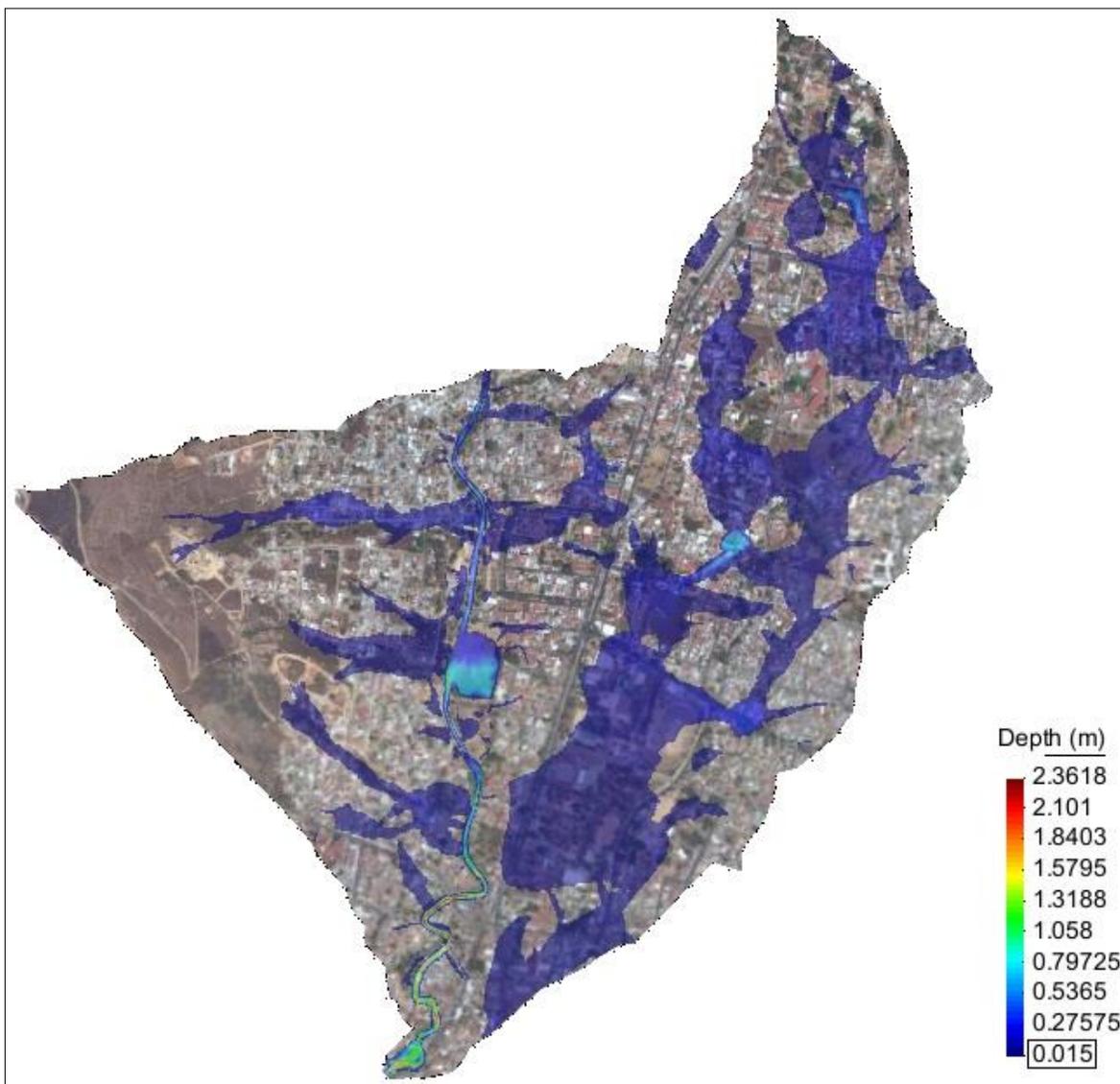


Ilustración 10.36. Nivel máximo del agua, debido a una tormenta con distribución tipo 1 del SCS de $d=1$ hr y $Tr=25$ años. Subcuenca de la Confluencia con topografía sin modificar.

Hidrograma de salida:

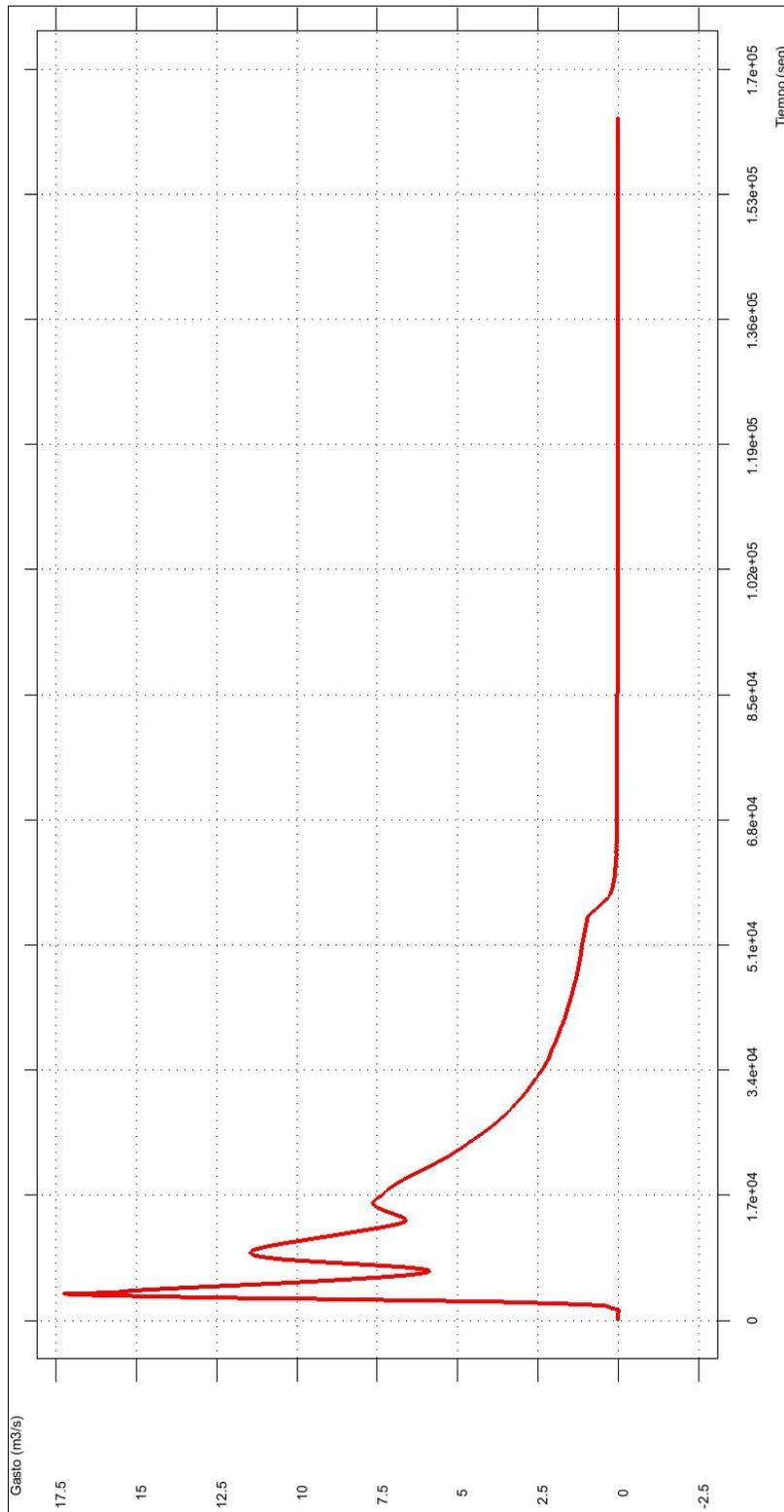


Ilustración 10.37. Hidrograma de salida correspondiente a una tormenta con distribución tipo 1 del SCS de $d=1$ hr y $Tr=25$ años. Subcuenca de la Confluencia con topografía sin modificar.

-Subcuenca Colector

Lluvia constante con una intensidad de 38.34 mm/hr

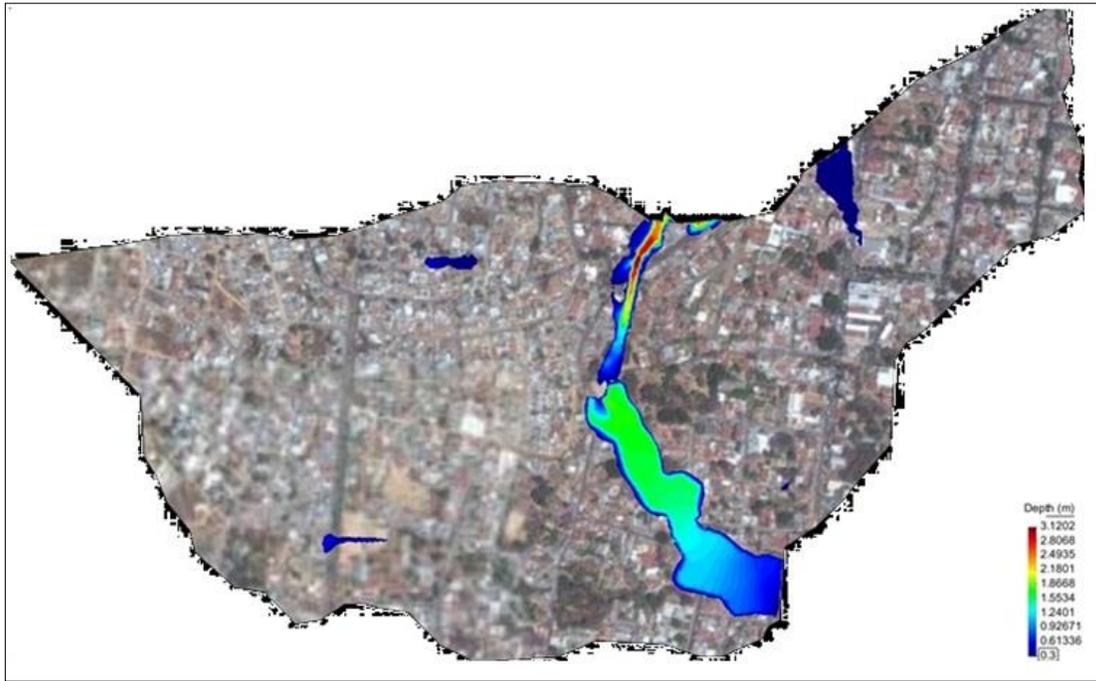


Ilustración 10.38. Nivel máximo del agua, debido a una tormenta con $i=cte.$ y $Tr=25$ años. Subcuenca Colector con topografía sin modificar.

Hidrograma de salida:

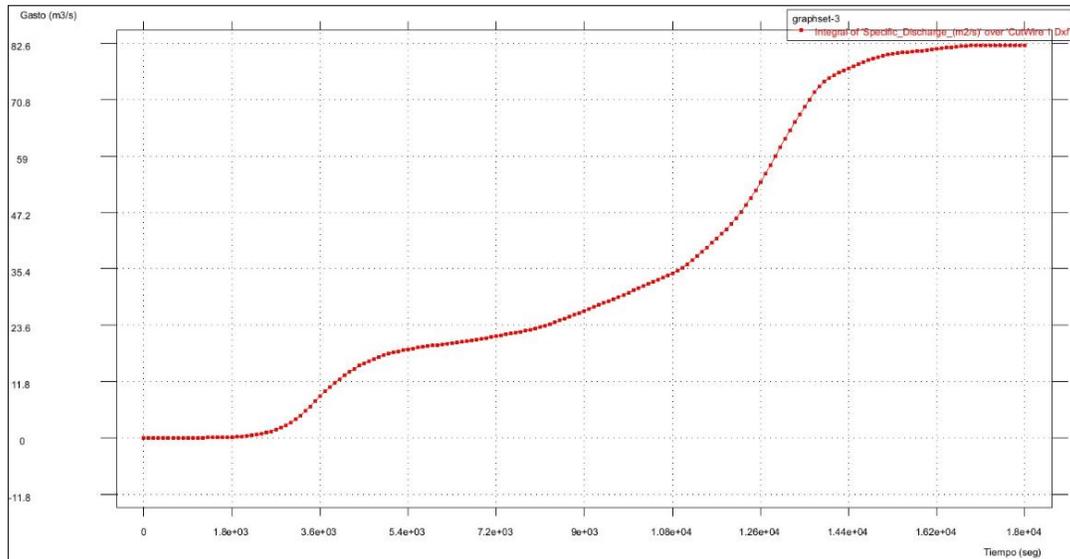


Ilustración 10.39. Hidrograma de salida correspondiente a una tormenta con $i=cte.$ y $Tr=25$ años. Subcuenca Colector con topografía sin modificar.

Evento de una hora de lluvia tipo 1 del SCS con intensidad de 38.34 mm/hr:

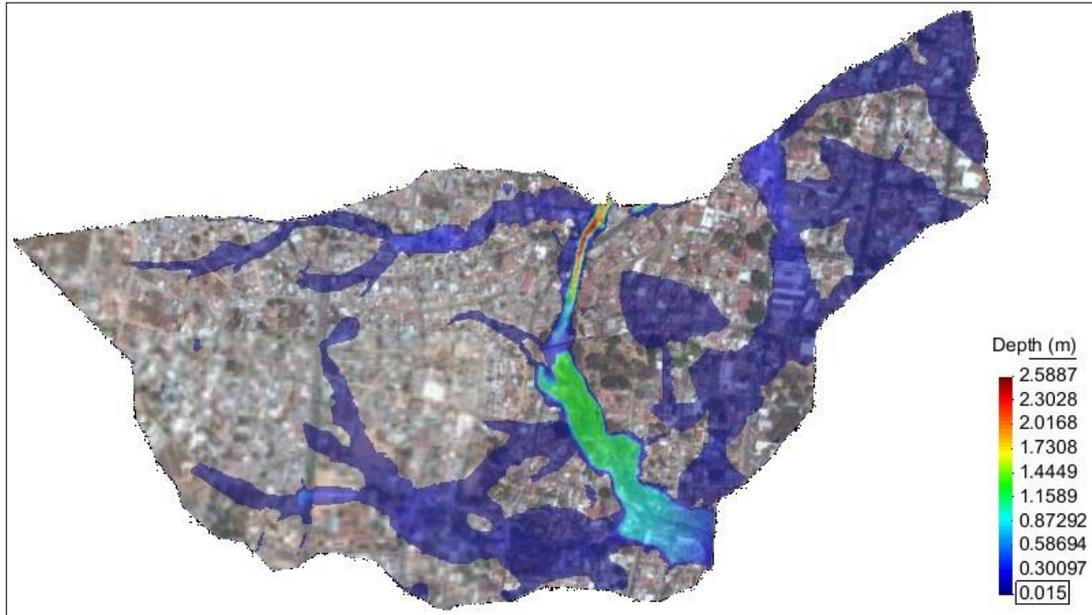


Ilustración 10.40. Nivel máximo del agua, debido a una tormenta con distribución tipo 1 del SCS de $d=1$ hr y $Tr=25$ años. Subcuenca Colectora con topografía sin modificar.

Hidrograma de salida:

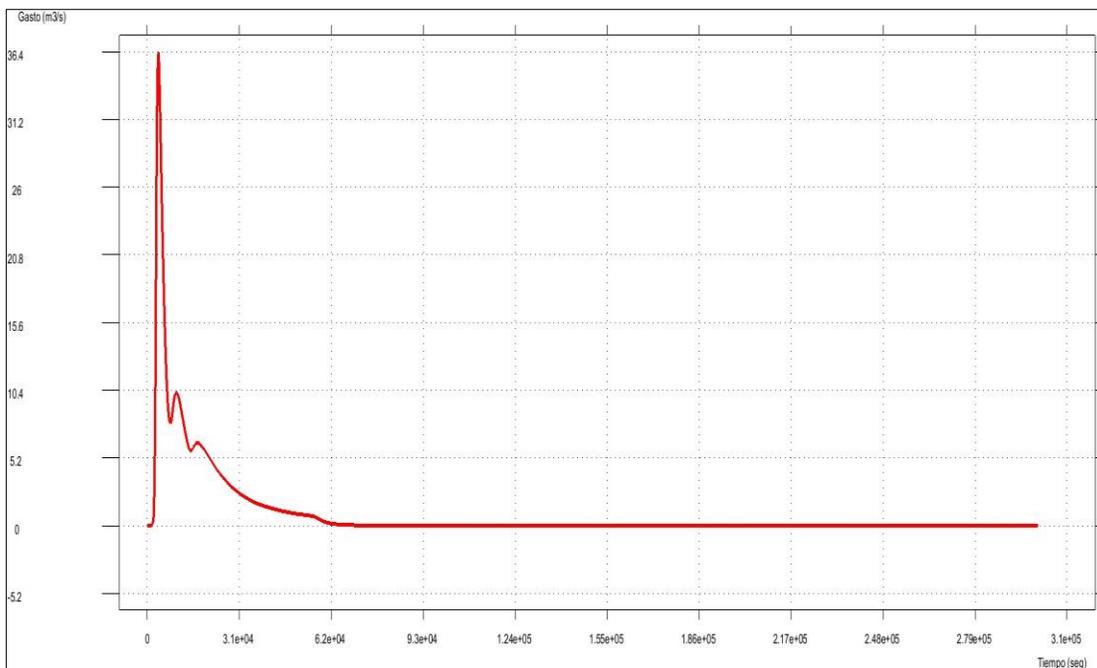


Ilustración 10.41. Hidrograma de salida correspondiente a una tormenta con distribución tipo 1 del SCS de $d=1$ hr y $Tr=25$ años. Subcuenca Colectora con topografía sin modificar.

Escenario 2. Topografía modificada

Se consideran las zonas de inundación propuestas para las subcuencas Río San Felipe, arroyo La Encantada y Río Blanco.

Evento de una lluvia constante con intensidad de 9.18 mm/hr:

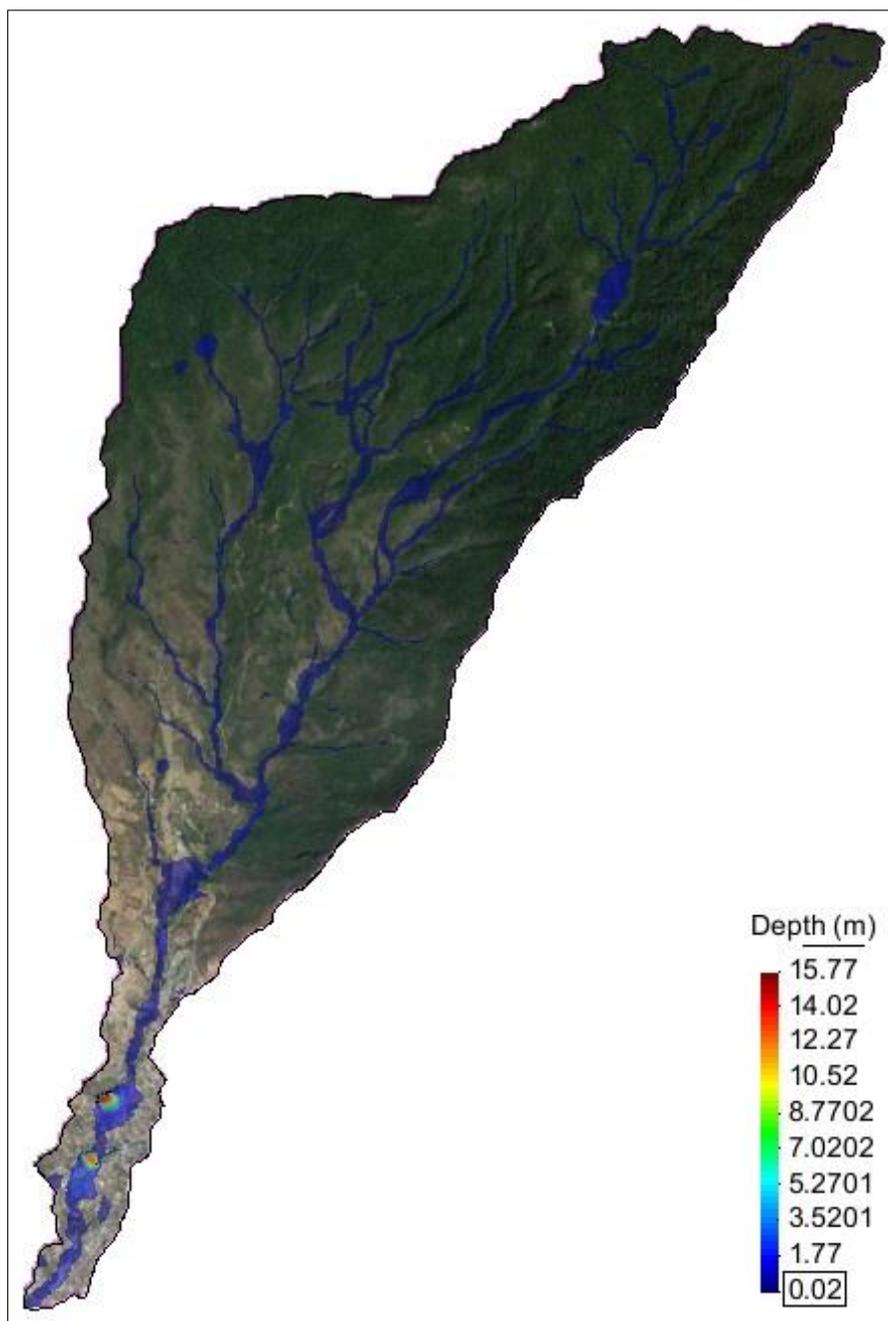


Ilustración 10.42. Nivel máximo del agua, debido a una tormenta con $i=cte.$ y $Tr=25$ años. Subcuenca Río San Felipe con topografía modificada.

Hidrograma de salida:

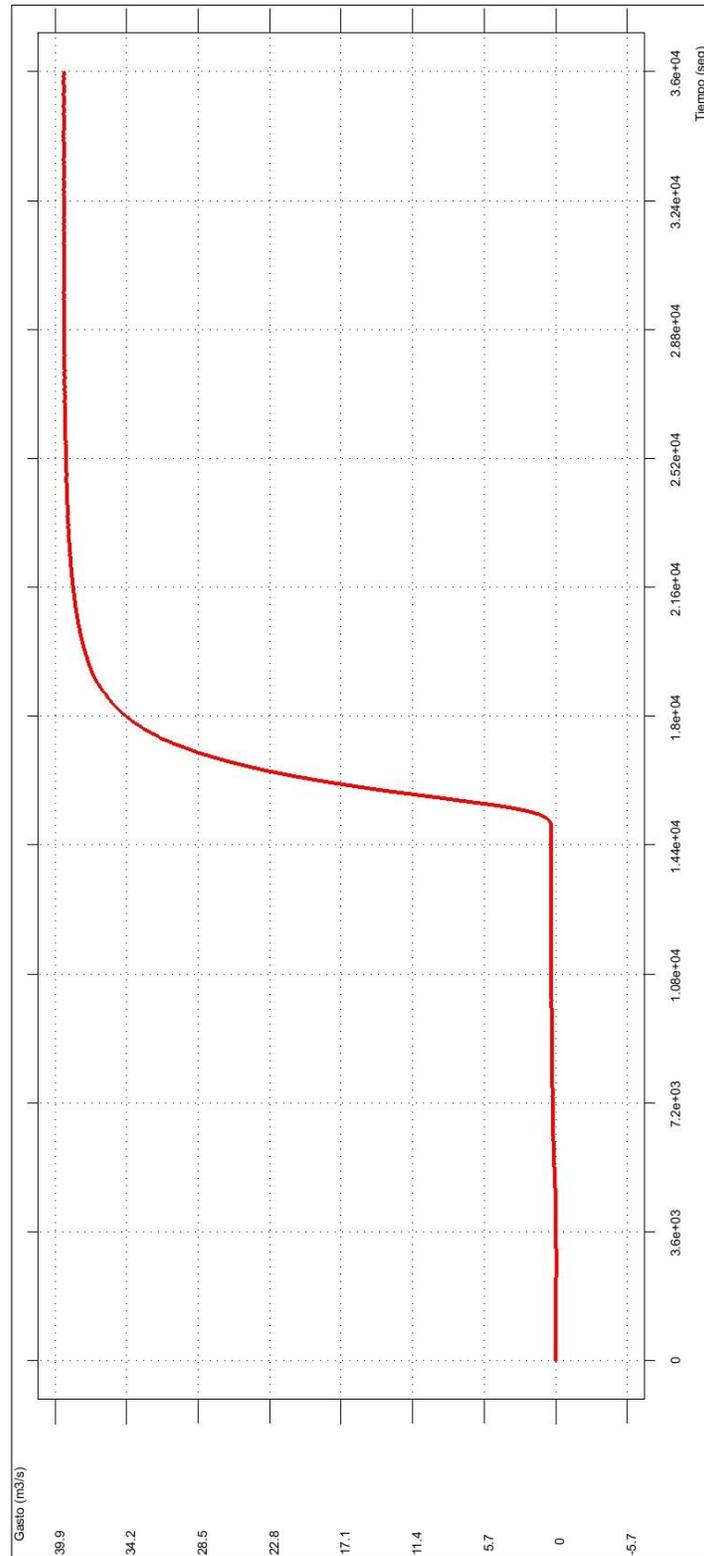


Ilustración 10.43. Hidrograma de salida correspondiente a una tormenta con $i=cte.$ y $Tr=25$ años. Subcuenca Río San Felipe con topografía modificada.

Se muestra a continuación las manchas de inundación en la subcuenca Río San Felipe usando lluvia de 1 hr tipo 1 del SCS con $H_e=9.18$ mm:

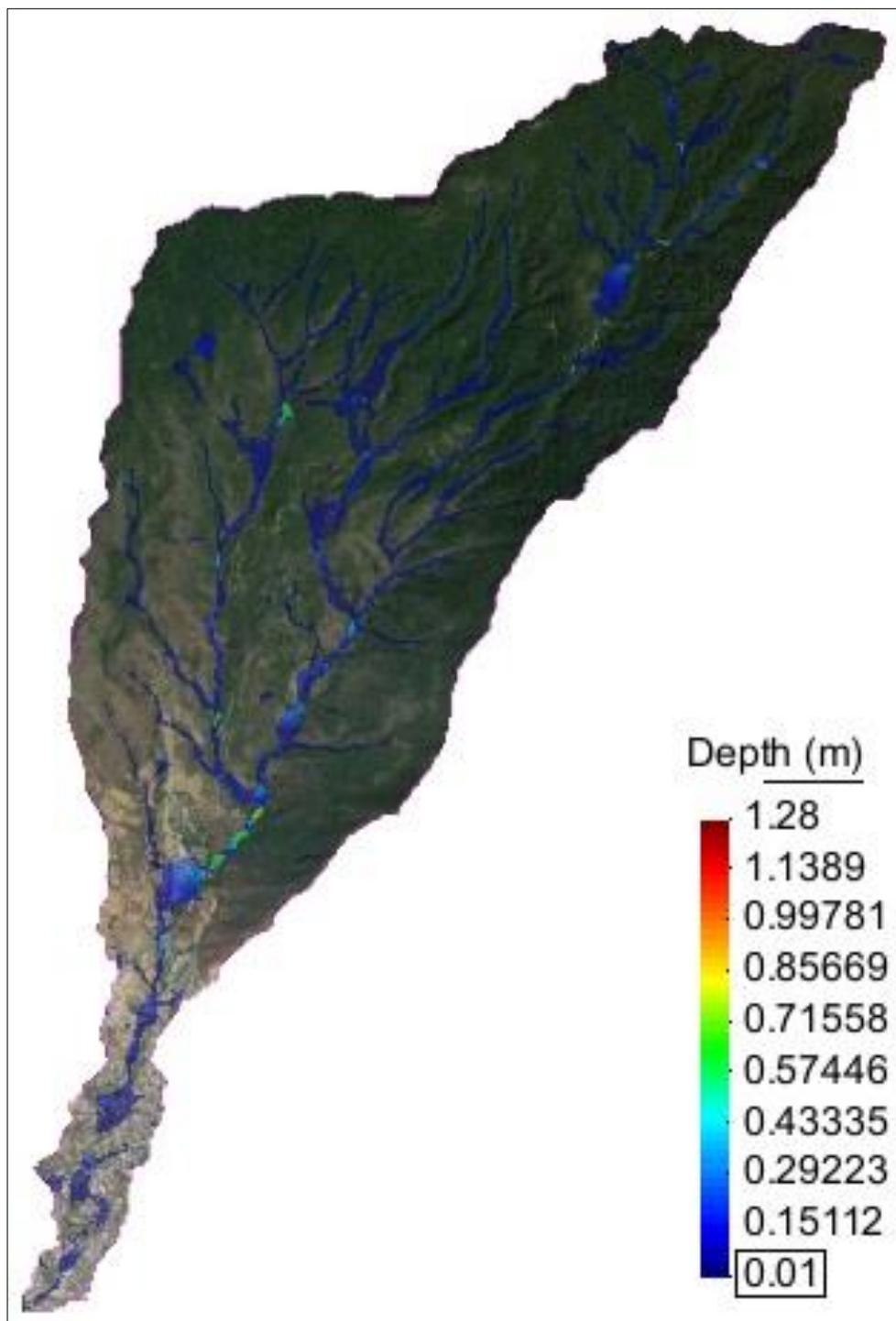


Ilustración 10.44. Nivel máximo del agua, debido a una tormenta con distribución tipo 1 del SCS de $d=1$ hr y $Tr=25$ años. Subcuenca Río San Felipe con topografía modificada.

Hidrograma de salida:

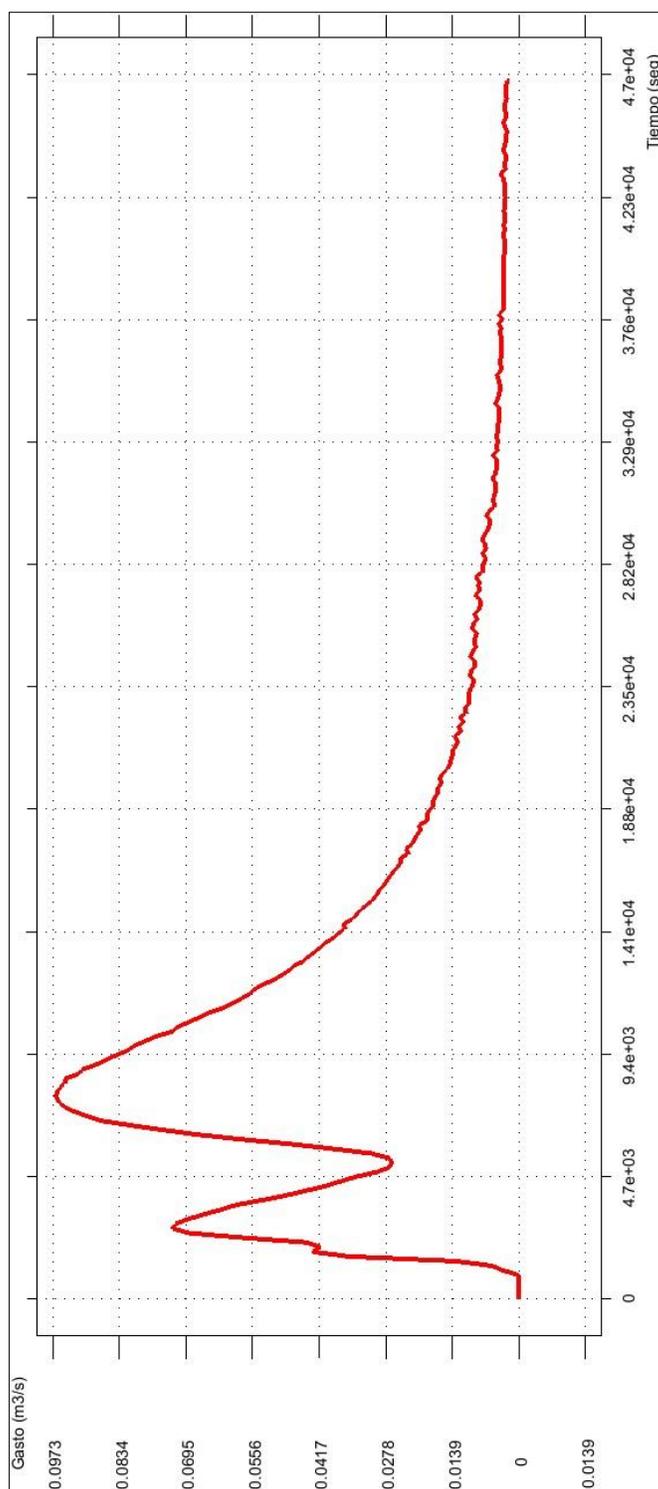


Ilustración 10.45. Hidrograma de salida correspondiente a una tormenta con distribución tipo 1 del SCS de $d=1$ hr y $Tr=25$ años. Subcuenca Río San Felipe con topografía modificada.

Subcuenca arroyo La Encantada

Con intensidad constante de $He=19.14 \text{ mm}$:

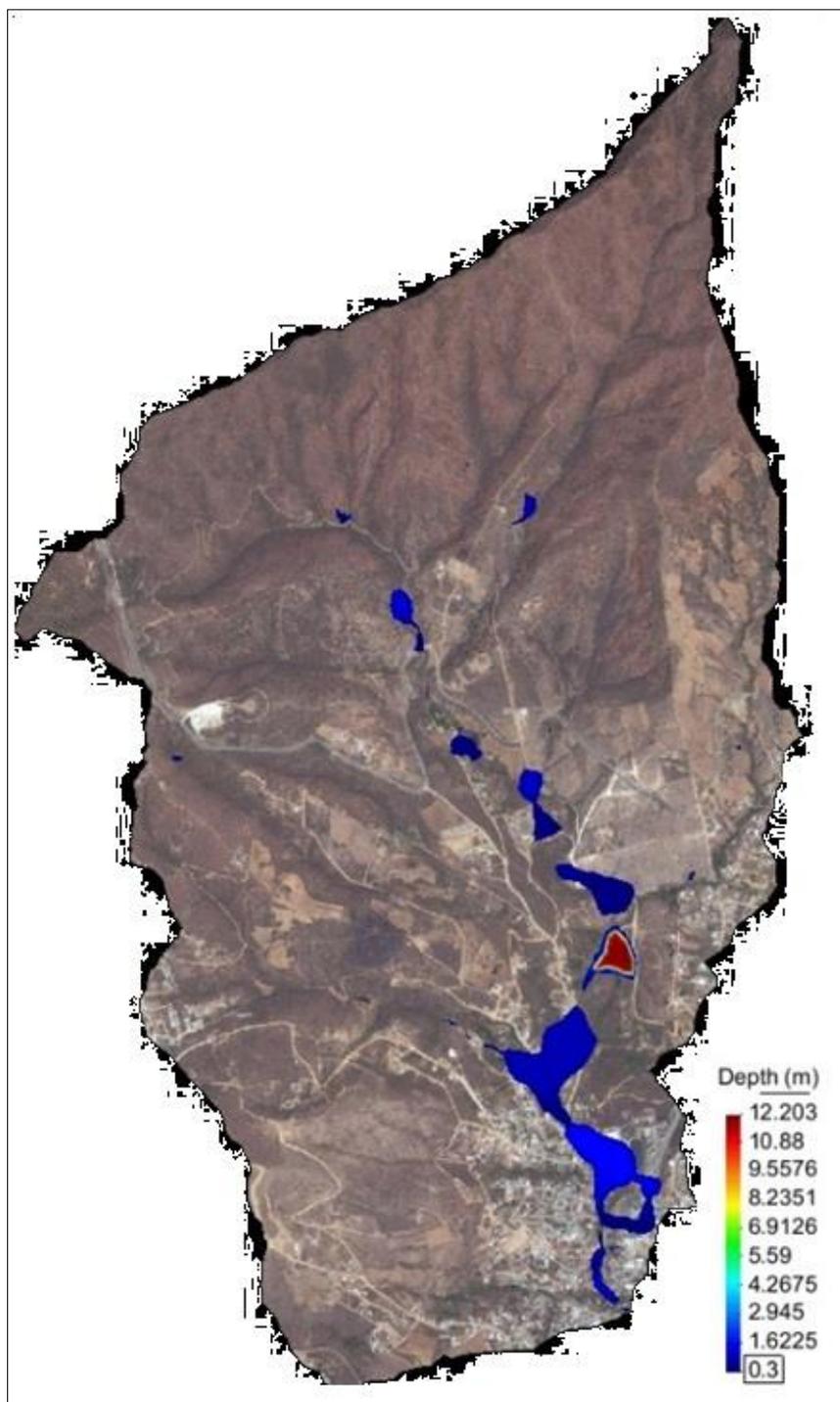


Ilustración 10.46. Nivel máximo del agua, debido a una tormenta con $i=cte.$ y $Tr=25$ años.
Subcuenca arroyo La Encantada con topografía modificada.

Hidrograma de salida:

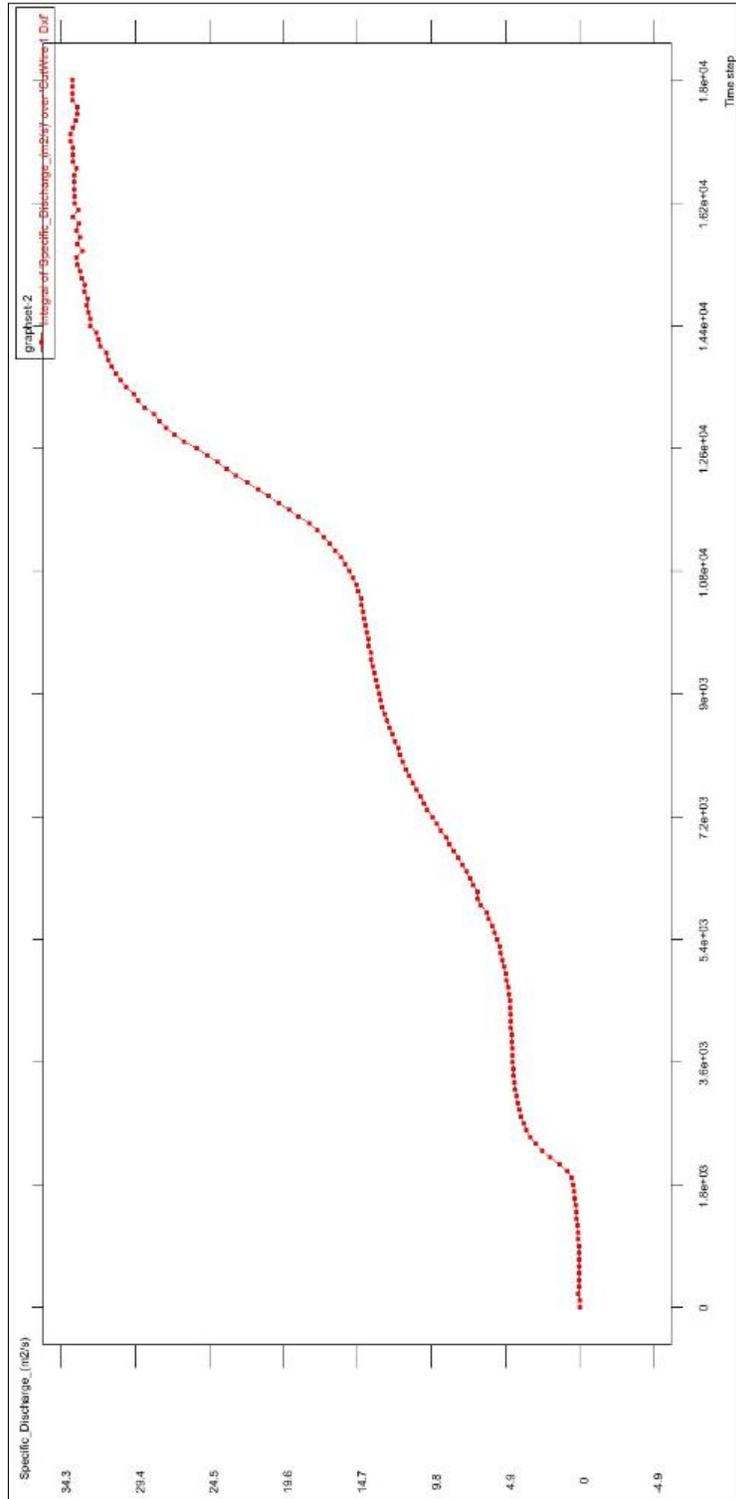


Ilustración 10.47. Hidrograma de salida correspondiente a una tormenta con $i=cte.$ y $Tr=25$ años. Subcuenca arroyo La Encantada con topografía modificada.

Con lluvia de 1 hr de duración y altura total de lluvia efectiva $H_e=19.14$ mm:

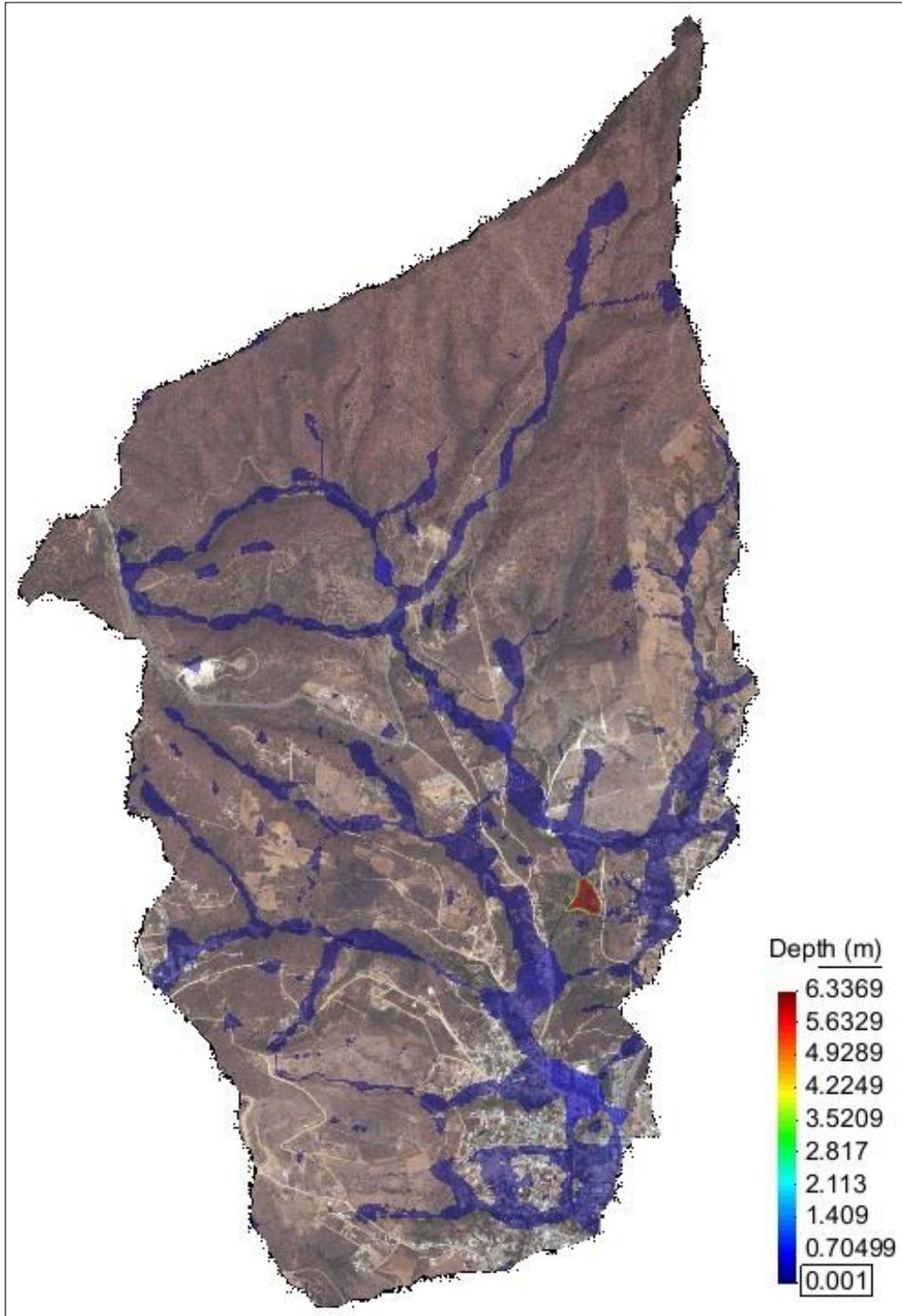


Ilustración 10.48. Nivel máximo del agua, debido a una tormenta con distribución tipo 1 del SCS de $d=1$ hr y $Tr=25$ años. Subcuenca arroyo La Encantada con topografía modificada.

Hidrograma de salida:

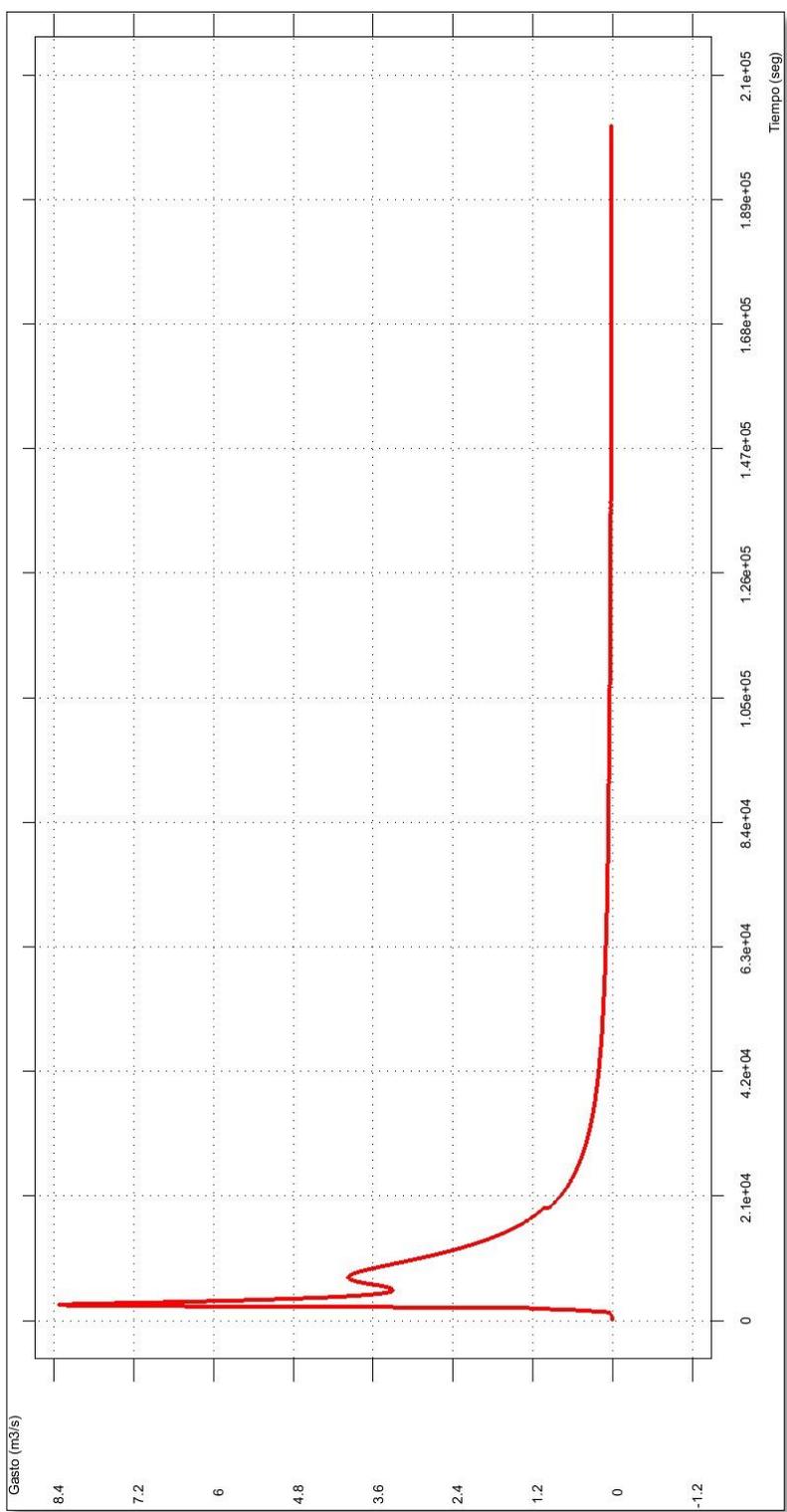


Ilustración 10.49. Hidrograma de salida correspondiente a una tormenta con distribución tipo 1 del SCS de $d=1$ hr y $Tr=25$ años. Subcuenca arroyo La Encantada con topografía modificada.

Subcuenca de la confluencia

Con lluvia constante de intensidad $i=30.18 \text{ mm/hr}$:

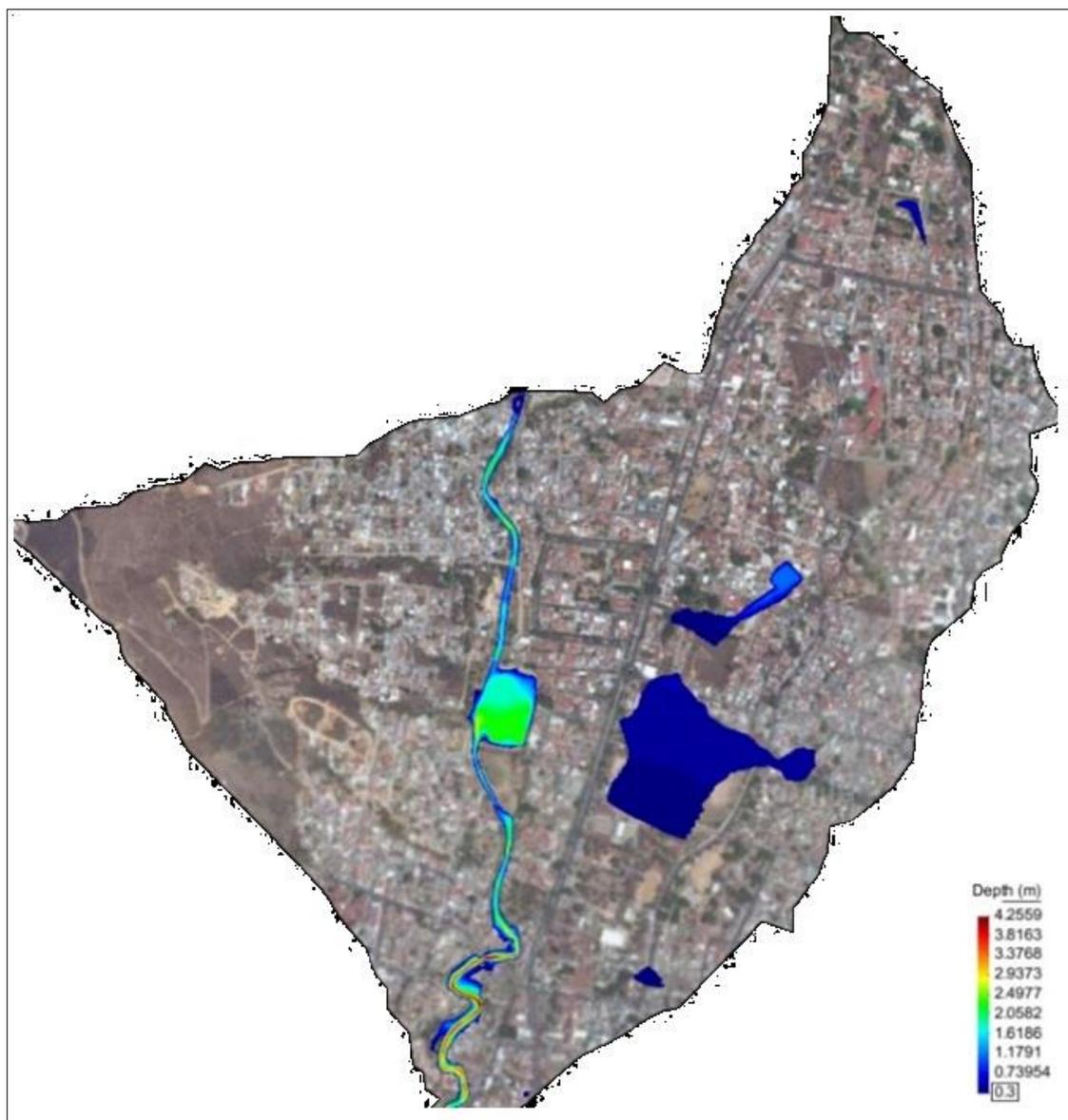


Ilustración 10.50. Nivel máximo del agua, debido a una tormenta con $i=cte.$ y $Tr=25$ años.
Subcuenca de la Confluencia con topografía modificada.

Hidrograma de salida:

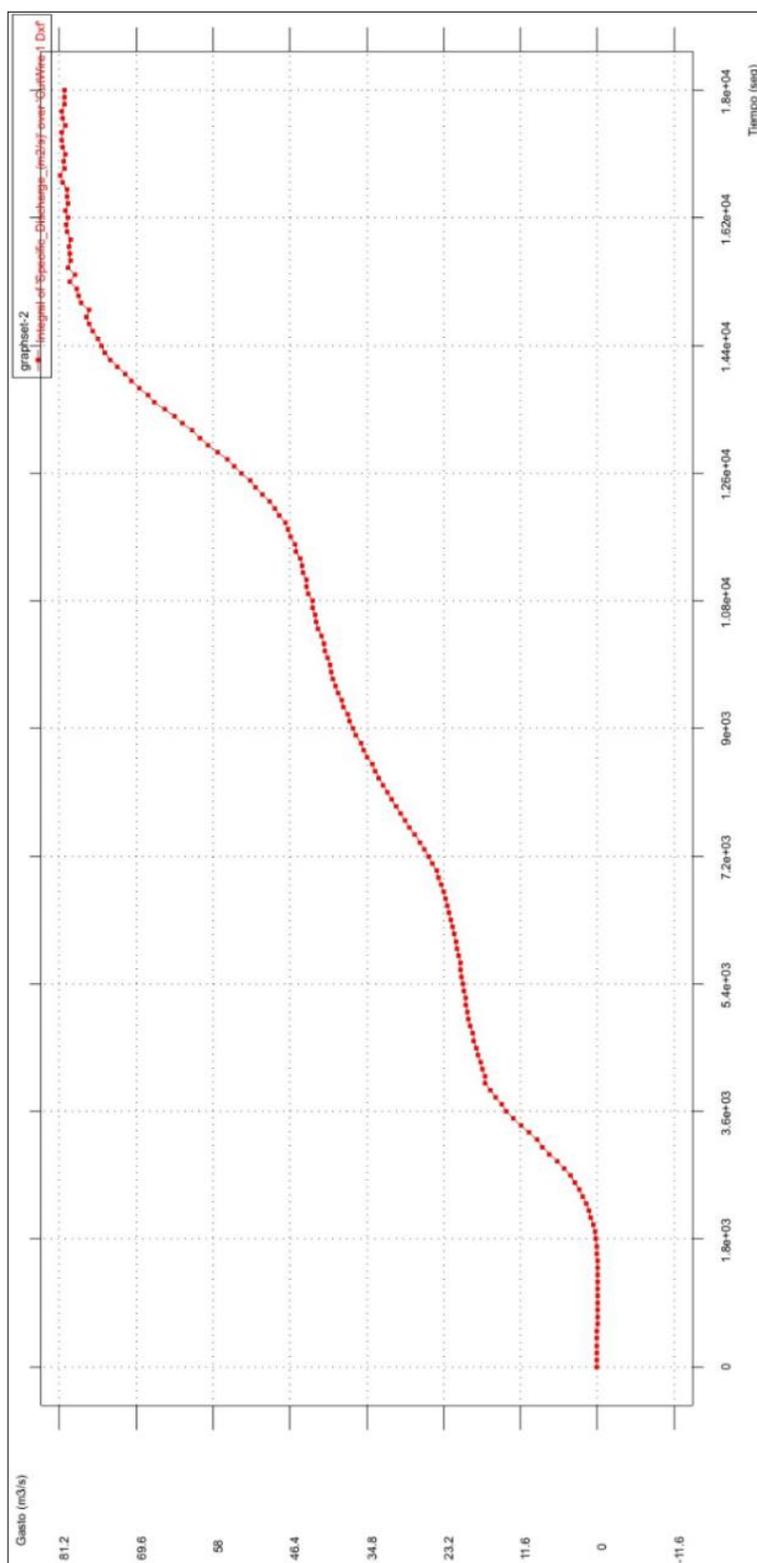


Ilustración 10.51. Hidrograma de salida correspondiente a una tormenta con $i=cte.$ y $Tr=25$ años. Subcuenca de la Confluencia con topografía modificada.

Con lluvia de 1 hr de duración tipo 1 del SCS y $H_e=30.18$ mm/hr:

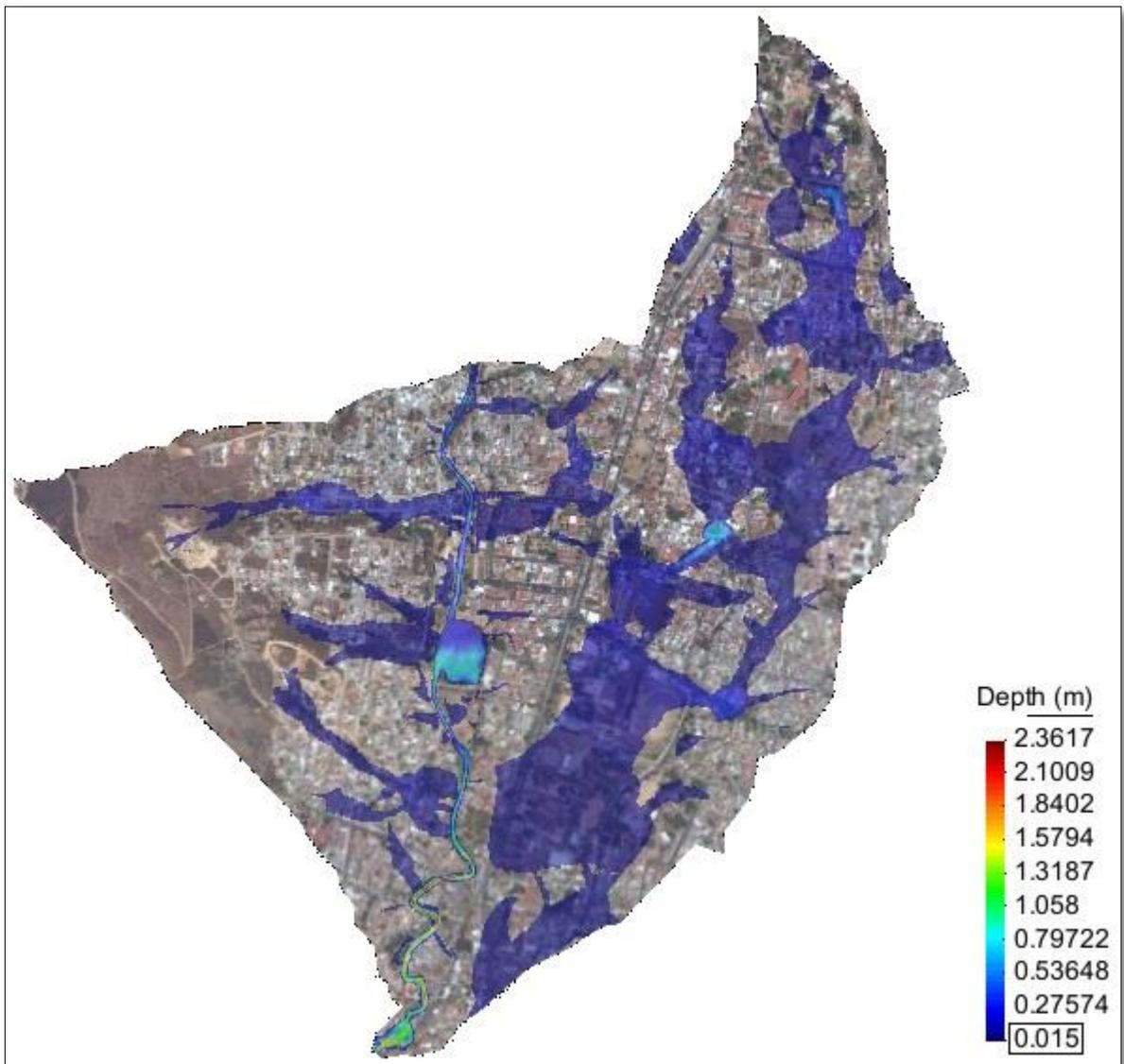


Ilustración 10.52. Nivel máximo del agua, debido a una tormenta con distribución tipo 1 del SCS de $d=1$ hr y $Tr=25$ años. Subcuenca de la Confluencia con topografía modificada.

Hidrograma de salida:

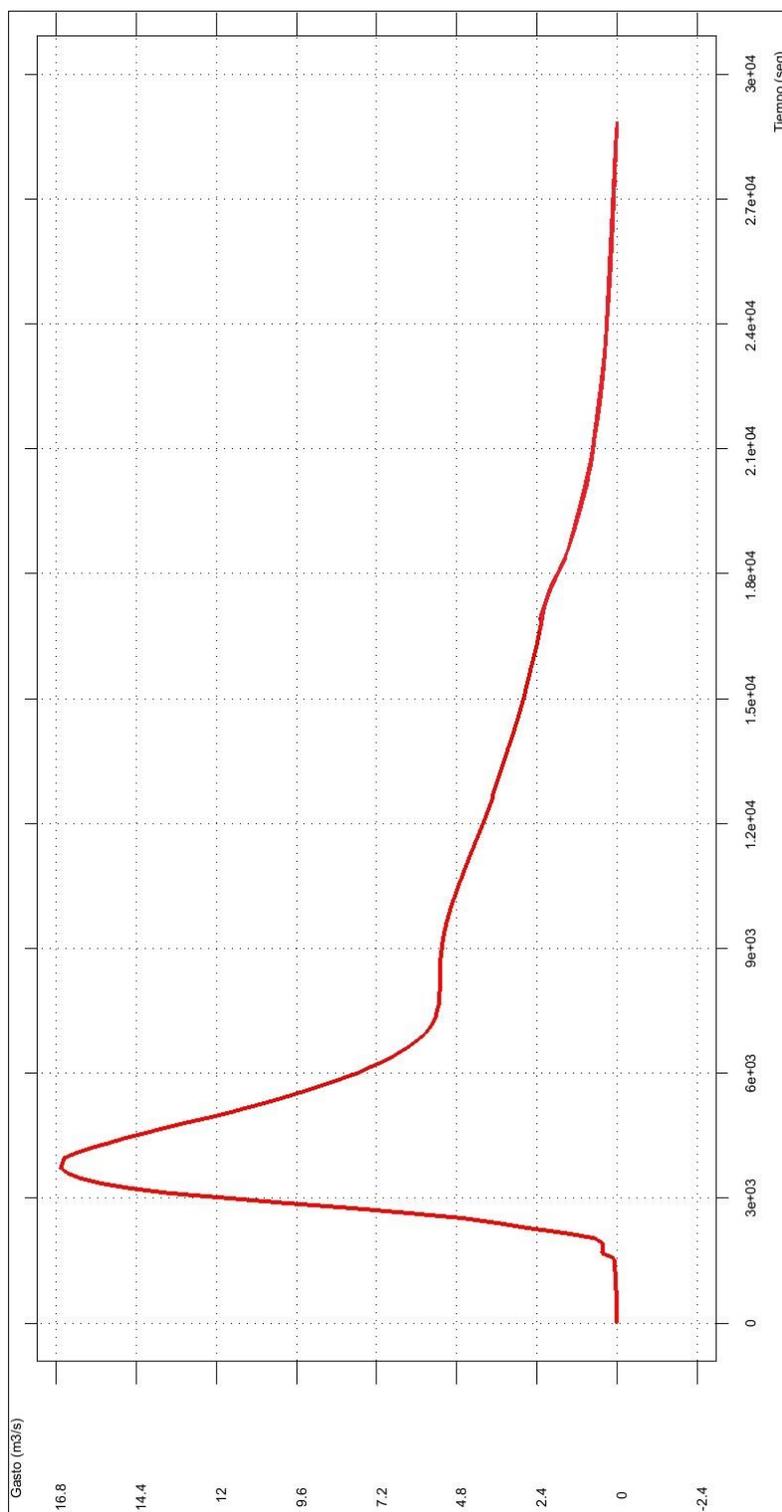


Ilustración 10.53. Hidrograma de salida correspondiente a una tormenta con distribución tipo 1 del SCS de $d=1$ hr y $Tr=25$ años. Subcuenca de la Confluencia con topografía modificada.

Subcuenca Río Blanco

Con lluvia de intensidad constante y $H_e=28.39 \text{ mm}$:

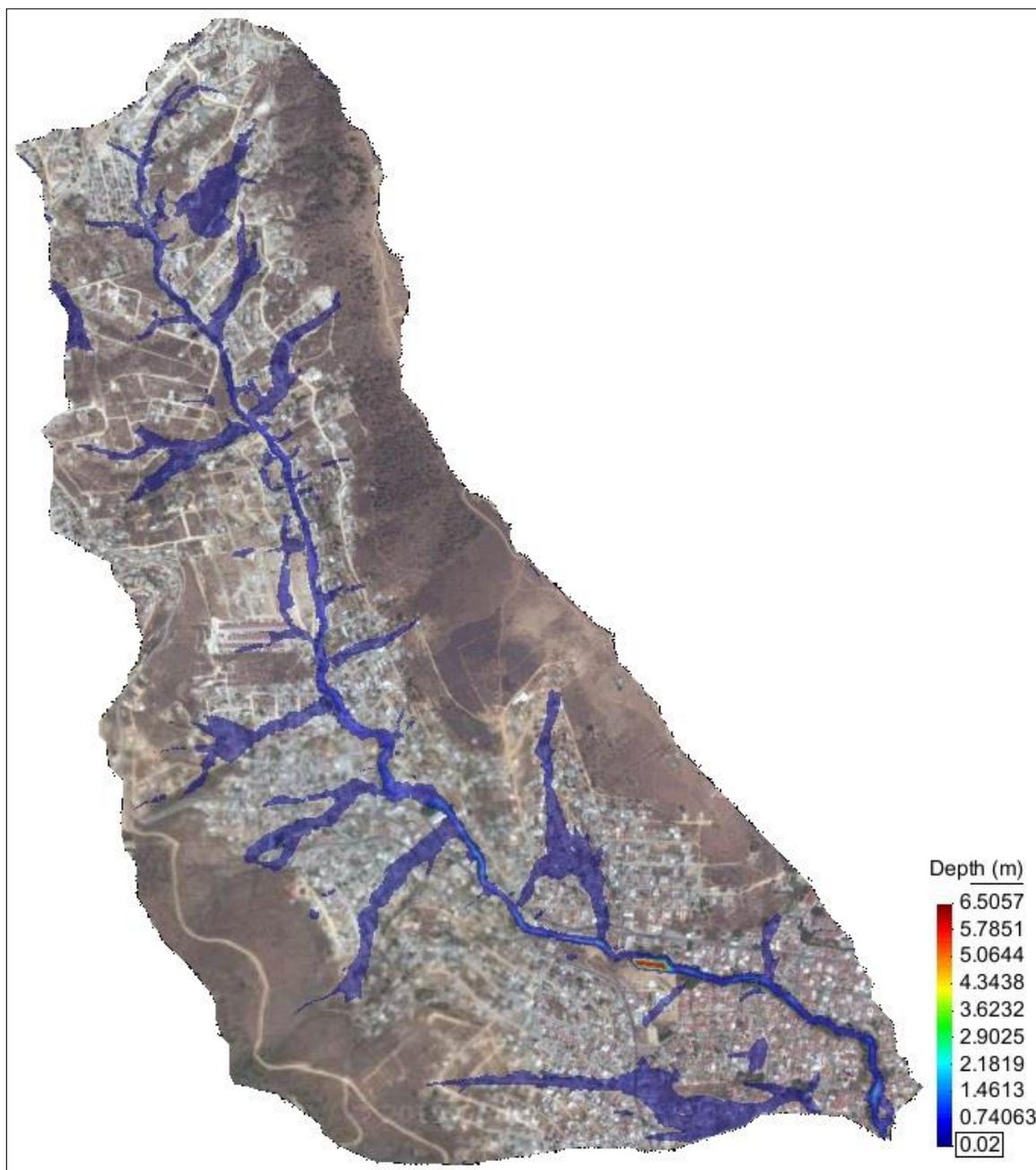


Ilustración 10.54. Nivel máximo del agua, debido a una tormenta con $i=cte.$ y $Tr=25$ años.
Subcuenca Río Blanco con topografía modificada.

Hidrograma de salida:

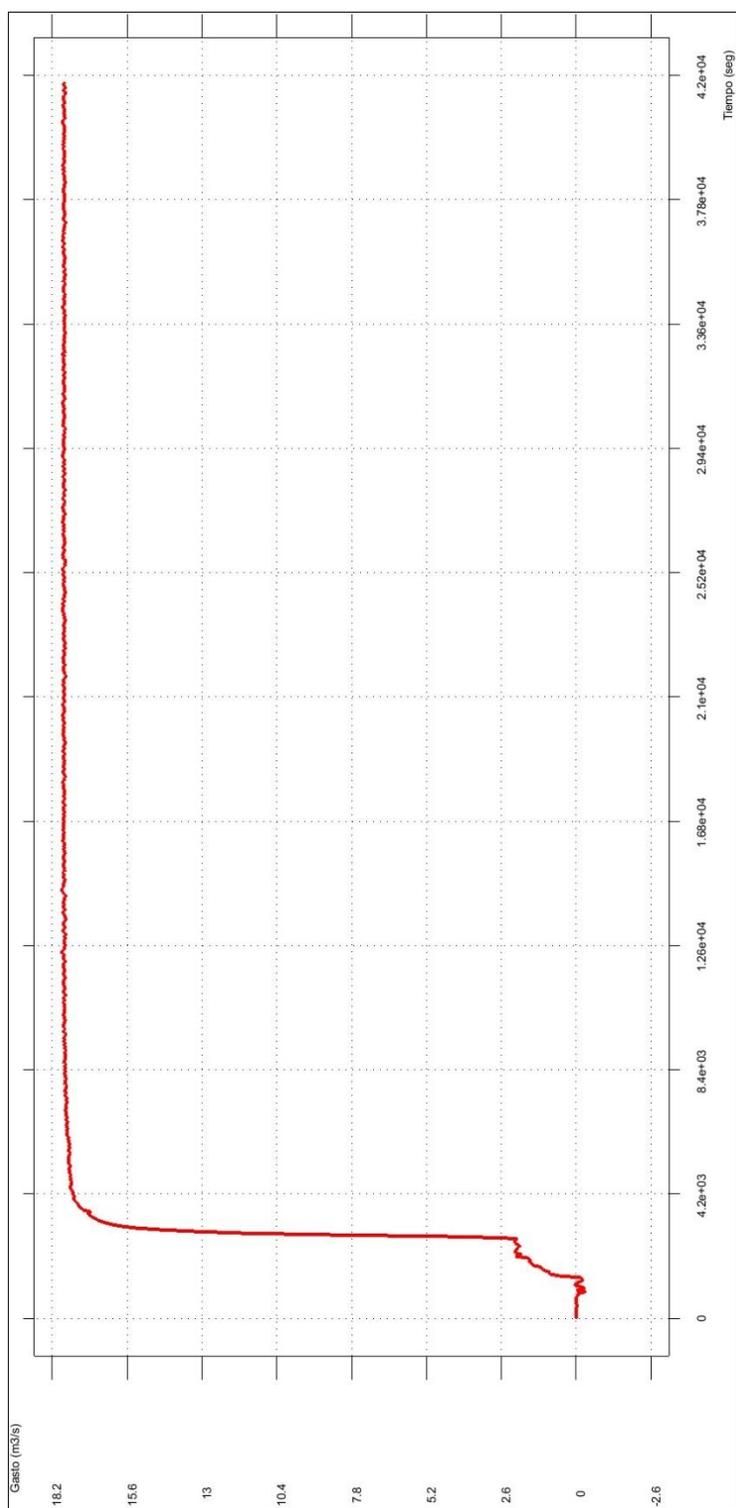


Ilustración 10.55. Hidrograma de salida correspondiente a una tormenta con $i=\text{cte.}$ y $Tr=25$ años. Subcuenca Río Blanco con topografía modificada.

Con lluvia de 1 hr de duración tipo 1 del SCS y $H_e=28.39$ mm:

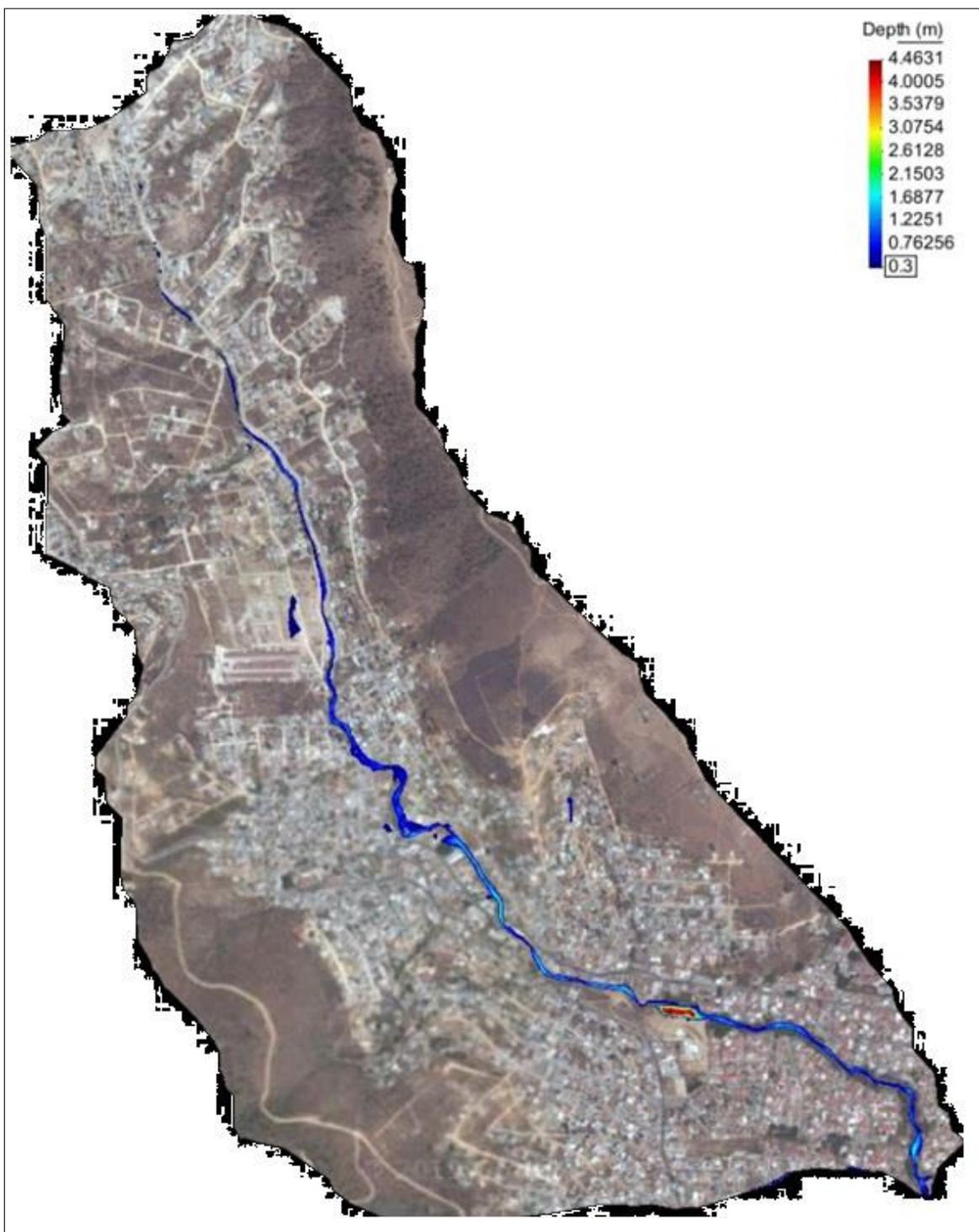


Ilustración 10.56. Nivel máximo del agua, debido a una tormenta con distribución tipo 1 del SCS de $d=1$ hr y $Tr=25$ años. Subcuenca Rio Blanco con topografía modificada.

Hidrograma de salida:

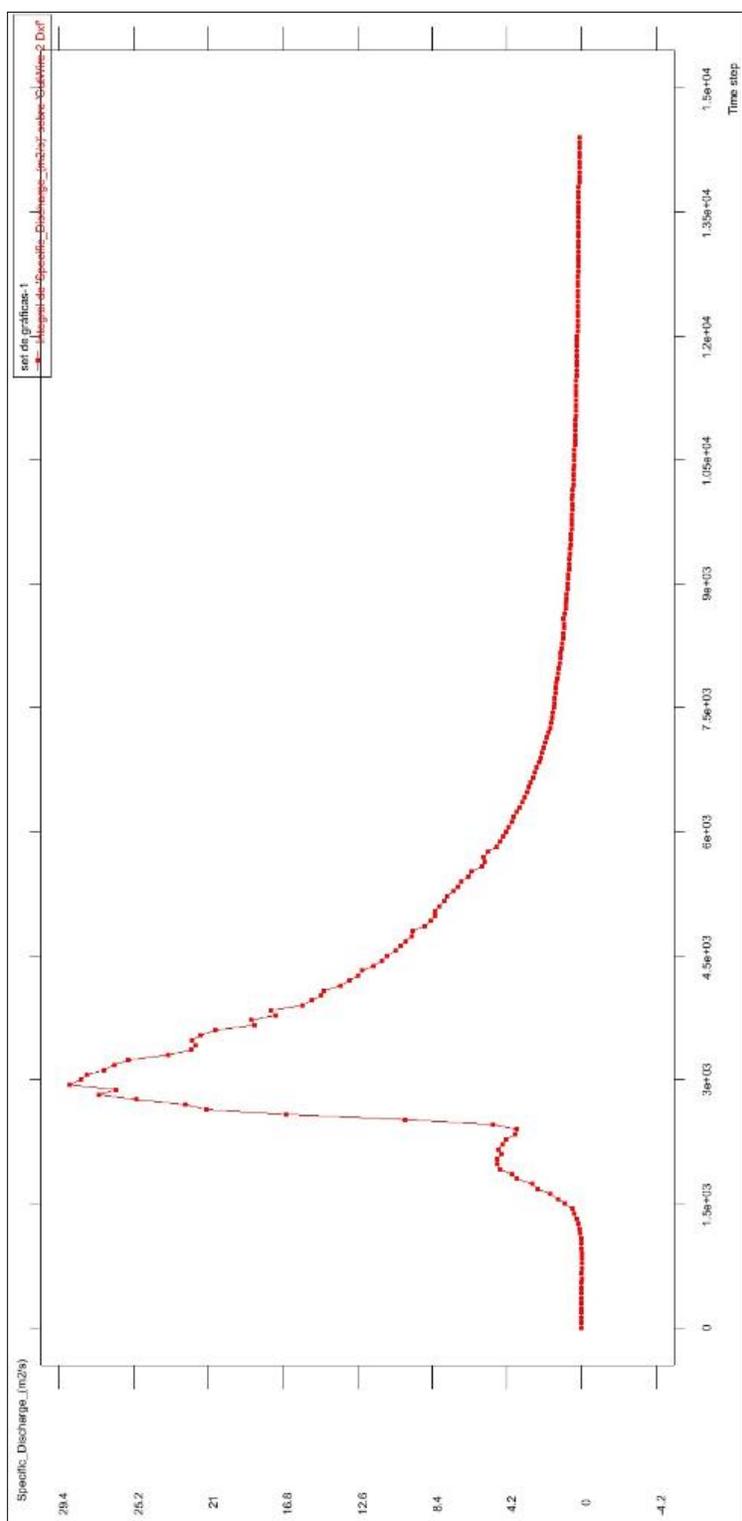


Ilustración 10.57. Hidrograma de salida correspondiente a una tormenta con distribución tipo 1 del SCS de $d=1$ hr y $Tr=25$ años. Subcuenca Río Blanco con topografía modificada.

Subcuenca Colector

Con altura total de lluvia efectiva $He=38.34\text{ mm}$ e intensidad (i) constante:

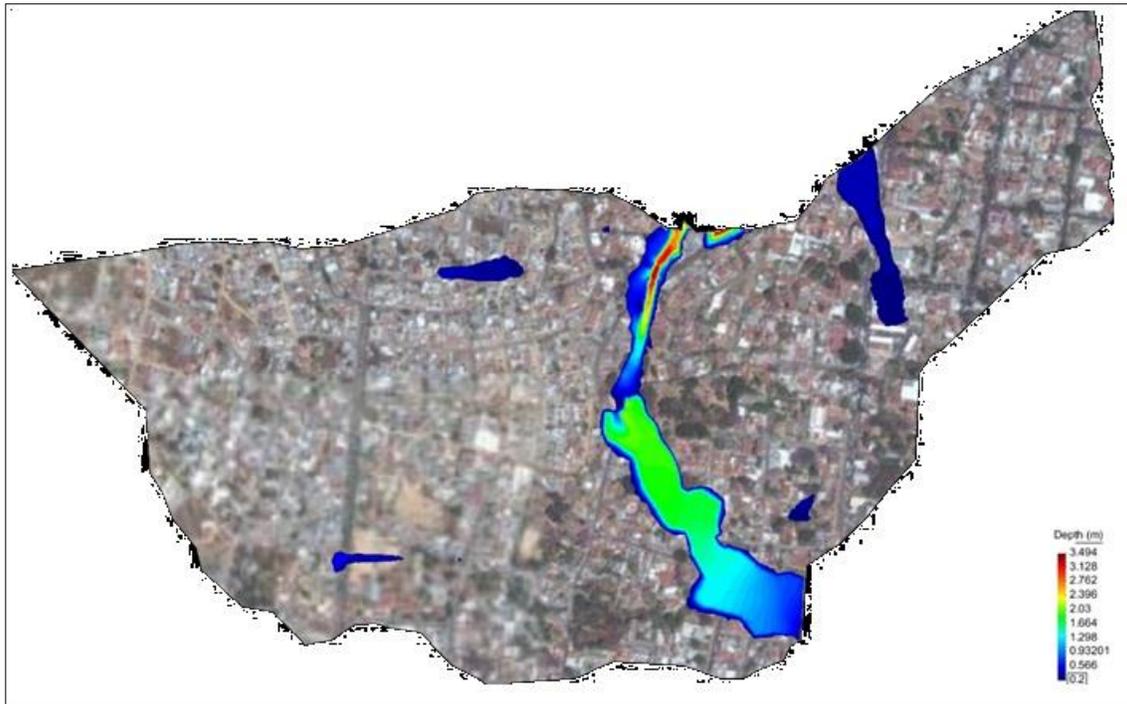


Ilustración 10.58. Nivel máximo del agua, debido a una tormenta con $i=\text{cte.}$ y $Tr=25$ años. Subcuenca Colector con topografía modificada.

Hidrograma de salida:

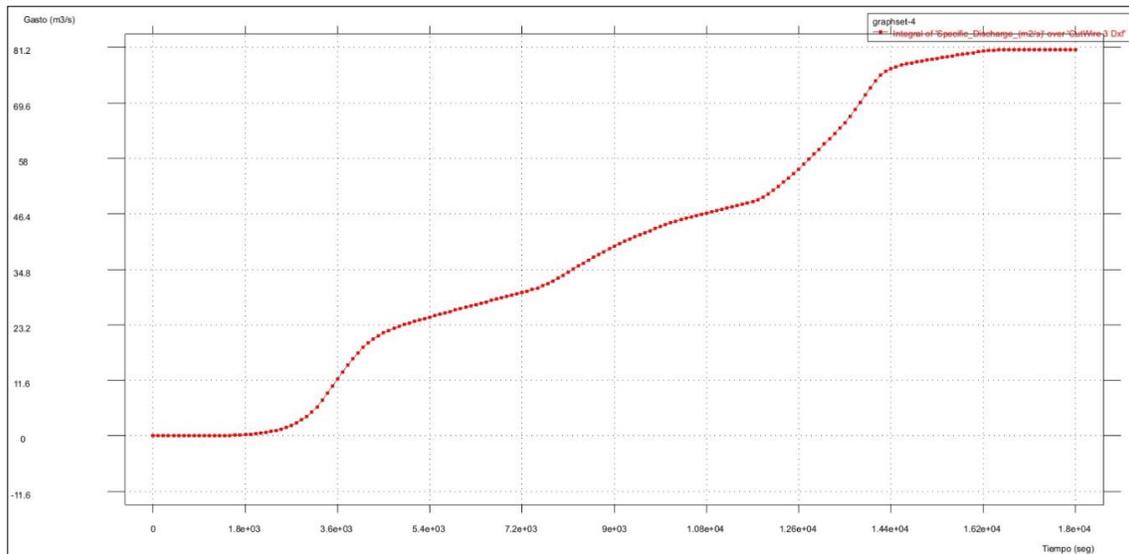


Ilustración 10.59. Hidrograma de salida correspondiente a una tormenta con $i=\text{cte.}$ y $Tr=25$ años. Subcuenca Colector con topografía modificada.

Bajo un evento de lluvia tipo 1 del SCS con duración de 1 hora e intensidad $i=38.34$ mm/hr:

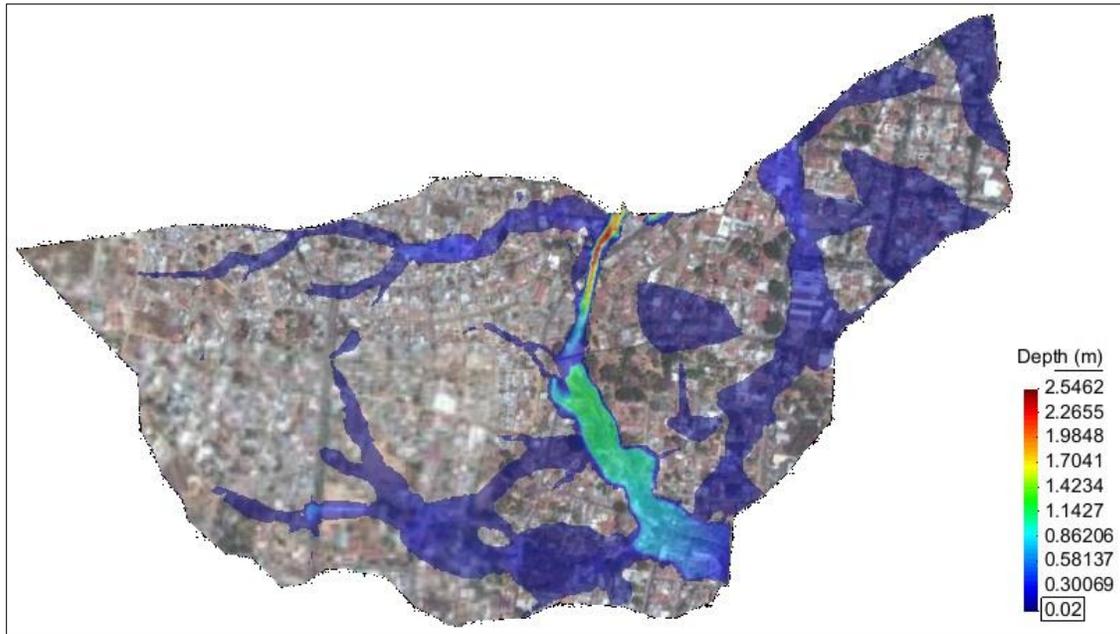


Ilustración 10.60. Nivel máximo del agua, debido a una tormenta con distribución tipo 1 del SCS de $d=1$ hr y $Tr=25$ años. Subcuenca Colectora con topografía modificada.

Hidrograma de salida:

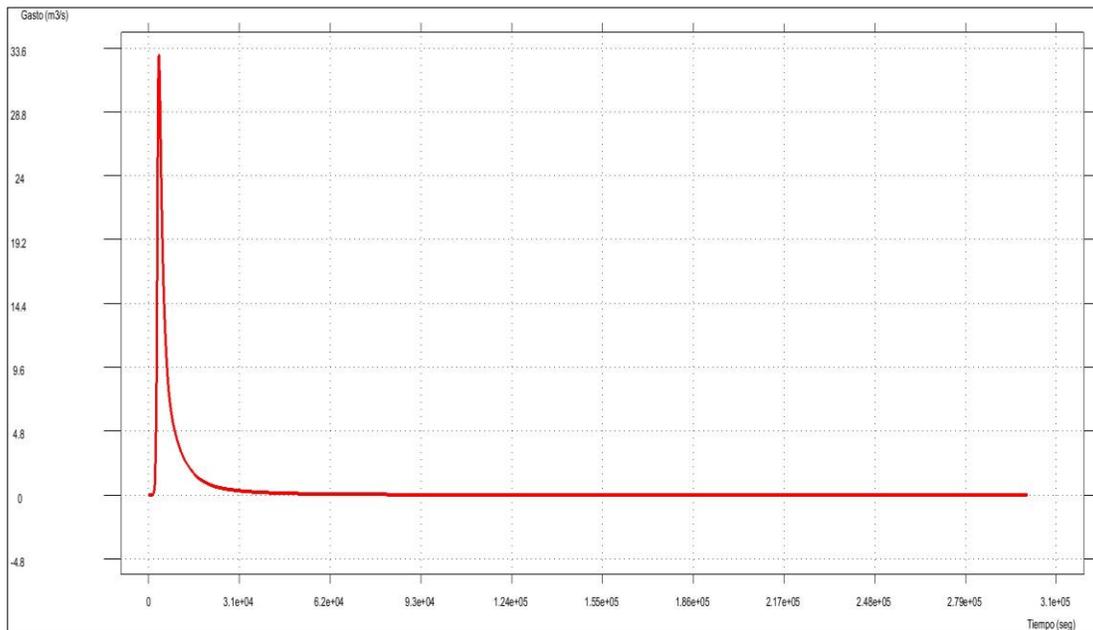


Ilustración 10.61. Hidrograma de salida correspondiente a una tormenta con distribución tipo 1 del SCS de $d=1$ hr y $Tr=25$ años. Subcuenca Colectora con topografía modificada.

11. BIBLIOGRAFIA

- Abbott M. J., R. J. (1996). Terminology, Modelling Protocol and Classification of Hydrological Model Codes. Distributed Hydrological Modelling. *Kluwer Academic Publishers*.
- Aceves, R. D. (2013). *Estudio Hidrológico del Río San Felipe del Agua*. Oaxaca de Juárez, Oax.: Encinos Ingeniería.
- Agua, C. N. (2015). *Servicio Meteorológico Nacional*. Obtenido de http://smn.cna.gob.mx/index.php?option=com_content&view=article&id=42&Itemid=75
- Almagro, G. E. (2009). Calibración y validación de un modelo numérico de flujo bidimensional con malla no estructurada. Aplicación a un cauce meandriforme. *PROYECTO O TESISINA D'ESPECIALITAT*. Universidad Politecnica de Cataluña.
- Aparicio Mijares, F. (1997). *Fundamentos de hidrología de superficie*. México: Limusa.
- Aparicio Mijares, J., Gómez, J. F., & Patiño, C. (2010). *Manual de análisis de frecuencias en hidrología*. Jiutepec, Morelos: Instituto Mexicano de Tecnología del Agua.
- Arbuet, A., Pusineri, G., Torres, G., & Pedraza, R. (2012). Uso de los sistemas de información geográfica en la modelación hidrológica-hidráulica. *XXV Congreso Latinoamericano de Hidráulica*.
- Bell, F. C. (Enero 1969). Generalized Rainfall-Duration-Frequency Relationships. *Journal of the Hydraulics Division, ASCE, Vol. 95, 311-327*.
- Bladé Castellet, E. C. (2014). *Modelización numérica de inundaciones fluviales*. Ingeniería del agua, 18(1), 71-82.
- Bladé, E. y. (2006). Modelación del Flujo en Lámina Libre sobre Cauces Naturales.
- Bladé, E., Cea, L., Corestein, G., Escolano, E., Puertas, J., Vázquez-Cendón, E., & Coll, A. (2012). Iber: herramienta de simulación numérica del flujo en ríos. *Revista Internacional de Métodos Numéricos para Cálculo y Diseño en Ingeniería*, 30(1), 1-10.
- Campos Aranda, D. F. (1998). *Procesos del Ciclo Hidrológico*. San Luis Potosí, S.L.P. México: Universidad de San Luis Potosí.
- Campos Aranda, D. F. (2007). *Estimación y aprovechamiento del escurrimiento*. San Luis Potosí, México: Campos.
- Campos Aranda, D. F. (2010). *Introducción a la hidrología urbana*. San Luis Potosí, México: Campos.

- Campos, A. D. (1989). Estimación de los parámetros óptimos de la distribución Gumbel mixta por medio del algoritmo de Rosenbrock. *Ingeniería Hidráulica en México*, pp. 9-18, vol. IV.
- Cea, L. &. (2008). Modelización matemática en lecho fijo del flujo en ríos. Modelos 1D y 2D en régimen permanente y variable. *Jornadas Técnicas sobre Hidráulica Fluvial, CEDEX-Ministerio de Fomento, Madrid*.
- Chaudhry, M. H. (2008). *Open-Channel Flow. Systems Engineering*. Springer, 523.
- Chen, C. (1983). Rainfall Intensity-Duration-Frecuency Formulas. *J. Hydraul. Eng.*, 109(12), 1603-1621.
- Chow et al, M. D. (1994). *Hidrología Aplicada*. Mc Graw-Hill.
- Chow, V. T. (1988). *Applied Hydrology*. McGraw-Hill Publishing Company.
- Codoceo, F. (16 de Marzo de 2015). *veo verde*. Obtenido de <https://www.veoverde.com/2015/03/cada-vez-mas-personas-estan-expuestas-a-desastres-naturales/>
- CONAGUA. (2014). Ley de Aguas Nacionales y su Reglamento. México, D.F., México: Subdirección General de Administración del Agua, Pag. 8.
- CONAGUA, García Reta, E., & Galván Ángeles, J. (2013, 15 de Agosto). *Informe de visita de inspección Nivel 1*. Oaxaca de Juárez, Oax.: Organismo de Cuenca Pacifico Sur.
- Diaz Delgado, Carlos; Mamadou Bá. Khalidou; Iturbe Posadas, Antonio; Esteller, Ma. Vicenta; Reyna Sáenz, Francisco. (1999). Estimación de las características fisiográficas de una cuenca con la ayuda de SIG y MEDT: caso del curso alto del río Lerma, Estado de México. *Ciencia Ergo Sum*, vol. 6, núm. 2.
- DOF. (9 de septiembre de 2010). *Diario Oficial de la Federación*. Obtenido de www.dof.gob.mx/nota_to_doc.php?codnota=5158513
- Freeze, R. A. (1975). A stochastic conceptual analysis of one dimensional ground water flow in nonuniform homogeneous media. *Water Resources*, pp. 725-741, Res.,11.
- Gómez, L. C. (2007). Modelización de la turbulencia en aguas poco profundas. *E.T.S. Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos*. Coruña, España: Universidad de A Coruña.
- Gómez, M. J. (2014). Curso. *Modelación del Escurrimiento en Cuencas con HEC-HMS*. Jiutepec, Morelos, México: IMTA.
- Haan, C. T. (1977). *Statistical Methods in Hydrology*. Iowa State University Press.
- HEC. (1992). U.S. Hydrologic Engineering Center. *HEC-IFH, Interior flood hydrology package: User's Manual*. Davis, CA., USA.

- HEC, H. E. (June de 1998). HEC-1 Flood Hydrograph Package User's Manual. USA.
- IMTA. (2006). ERIC III. Extractor Rápido de Información Climatológica 1920-2006. Jiutepec, Morelos: IMTA-SEMARNAT-CNA.
- IPCC. (2001). Climate change: The Scientific Basis. Contribution of Working Group 1 to the Third Assessment of the Intergovernmental Panel on Climate Change. *Cambridge University Press*, 9-11. Chapter 3.
- Jenkinson, A. F. (1955). The frequency distribution of the annual maximum (or minimum) of meteorological elements. *Quarterly J. Royal Meteorological Society*, 158-171, 81.
- Kite, G. W. (1988). Frequency and risk analysis in hydrology. *Water Resources Publications, Colo. St. Univ. Fort Collins*.
- Knight, D. W. (2013). *River hydraulics - a view from midstream*. *Journal of Hydraulic Research*, 51(1), 2-18.
- León Díez, C. (2009). *Guía técnica para la incorporación del Análisis de Riesgo en los Ordenamientos Ecológicos Municipales y Regionales*. México: Instituto Nacional de Ecología.
- Lloyd, P. M. (1997). Shallow water flow around model conical islands of small side slope. Part 1: Surface piercing. *Journal Hydraulic. Eng.* 123, 1057-1067.
- Loster, T. (1999). Flood trends and global change. Proc. Euroconference on global change and catastrophe risk management: Flood risk in Europe. Austria: IISA Laxenburg.
- Montoya, Gaxiola M., & Aguilar, Chávez A. (2014). *Modelo numérico para estimar el caudal de avenidas en ríos*. México D.F.: IMTA, UNAM.
- Pasinato, H. D. (2008). *Fundamentos de Mecánica de Fluidos*. Plaza Huincul, Argentina: Universidad Tecnológica Nacional.
- Reyes, C. L., & Escalante, S. C. (2014). *Hidrología Básica*. México: Instituto Mexicano de Tecnología del Agua, Universidad Nacional Autónoma de México.
- Scharffenberg, W. A. (2013). *Hydrologic Modeling System HEC-HMS*. Davis, CA, U.S.: U.S. Army Corps of Engineers.
- Sherman, L. (1932). Stream flow from rainfall by the unit graph method. *Engin. News-Rec*, 108: 501-505.
- Singh, V. P. (2006). *Watershed Models*. CRC Press, Boca Raton, Florida.
- Transportes., S. d. (1990). *Isoyetas de Intensidad-Duración-Frecuencia*. República Mexicana. México, D.F.: Subsecretaría de Planeación.

Vélez, A. O. (23 de 05 de 2015). *NoticiasNet*. Obtenido de <http://www.noticiasnet.mx/portal/oaxaca/general/grupos-vulnerables/280856-lluvias-terror>

Walpole, R., & Myers, R. (1992). *Probabilidad y estadística*. México: McGraw-Hill.

Weiss, L. L. (1964). Ratio of True Fixed-Interval Maximum Rainfall. Proceedings of the ASCE, Journal of Hydraulics Division. *Journal of Hydraulics Division*, Vol. 90, No. Hy1, page 77 to 82.

Nota aclaratoria

La presente tesis puede considerarse una guía para el establecimiento de zonas de inundación. Este trabajo de investigación se realizó con fines académicos, mismo que puede ayudar en futuras investigaciones o proyectos de trabajo destinados a la mejora de las condiciones de vida de los Mexicanos.

Las condiciones hidrológicas e hidráulicas presentadas en la cuenca de estudio, así como las condiciones de los cauces, pueden variar, llevando a resultados no válidos para las condiciones actuales de la zona de estudio, en particular habrá que señalar el hecho de que en el modelo no se incluyeron bordos, obras de control o cualquier otro elemento estructural que protege a la población vulnerable y expuesta a inundaciones.

Se recomienda a futuro utilizar un modelo actualizado del cauce que incluya todas las obras de protección y control, considerando la presente metodología o guía.