



Universidad Autónoma de Querétaro
Facultad de Ingeniería
Maestría en Hidrología Ambiental

Modelación de la Propagación de Hidrogramas Parabólicos en la
Cuenca Urbana del Dren Peñuelas, Querétaro

Opción de Titulación
Tesis

Que como parte de los requisitos para obtener el Grado de
Maestría en Ciencias, Hidrología Ambiental

Presenta:

Ing. José Eduardo Cevallos Flores

Dirigido por:

Dr. Martín Alfonso Gutiérrez López

Dr. Martín Alfonso Gutiérrez López
Presidente

Firma

Dr. Eusebio Jr. Ventura Ramos
Secretario

Firma

M.C. Felipe Ortiz Arredondo
Vocal

Firma

M.C. María Gricelda Jiménez Jaimes
Suplente

Firma

M.I. Pablo Talamantes Contreras
Suplente

Firma

Dr. Aurelio Domínguez González
Director de la Facultad
Dra. Ma. Guadalupe Flavia Loarca Piña
Director de Investigación y Posgrado

RESUMEN

Los problemas de inundaciones que ocurren en zonas urbanas durante las temporadas de lluvias, en muchas ocasiones se debe al mal dimensionamiento de drenes y bordos. El diseño y dimensionamiento de este tipo de obras depende en gran medida de la parametrización de los hidrogramas de diseño, producto del proceso lluvia escurrimiento. Es por esto que una mala elección de la forma del hidrograma y/o una mala estimación del caudal pico pudieran ocasionar un deficiente dimensionamiento de las obras y por consiguiente una nula o escasa operación de dichas obras hidráulicas. La presente investigación, tiene como objetivo principal caracterizar con una nueva metodología, escurrimientos en una cuenca urbana mediante hidrogramas parabólicos y a la vez contrastarlos, con resultados obtenidos mediante la aplicación de metodologías tradicionales y la medición en campo de eventos puntuales de precipitación y escurrimiento a tiempo real dentro de la zona urbana de Querétaro en el dren Peñuelas. Los resultados obtenidos fueron satisfactorios proponiendo nuevas ecuaciones para el cálculo de las variables que intervienen en el análisis y la parametrización de los hidrogramas, de igual forma la comparación realizada entre la medición a tiempo real, la metodología propuesta y las metodologías tradicionales, revelaron que las metodologías que son utilizadas generalmente, presentan errores de ajuste que van desde 16% hasta superar los 400%. Se observó además que algunas de las metodologías tradicionales aplicadas, tienen restricciones dependiendo de la zona de estudio, lo cual explica porque los errores de ajustes fueron tan elevados. Debido a que las condiciones de una cuenca también tienen un impacto fuerte en el cálculo del caudal, debido a que las condiciones de una cuenca dentro de una zona urbana son muy diferentes a las presentadas en una cuenca natural. Por este motivo, esta investigación también plantea una metodología para el correcto trazado de una cuenca urbana, considerando las pendientes urbanas, los drenajes existentes y a su vez efectuando una revisión calle a calle en las zonas más importantes. Finalmente esta investigación abre campo a futuras aplicaciones, como el redimensionamiento de drenes y bordos con datos históricos de precipitación actualizados y la elaboración de una herramientas hidro-informáticas para el pronóstico a tiempo real de escurrimientos y a su vez que sirva como semáforo de alerta para las zonas más susceptibles a inundaciones en una zona urbana.

Palabras clave: tipos de hidrograma, aforo a tiempo real, tiempo de concentración, hidrograma parabólico, sensor de nivel, cuenca urbana, cuenca natural, hidrometría

ABSTRACT

Flood problems occurring in urban areas during the rainy season, on many occasions due to poor sizing itself drains and banks. The design and dimensioning of such works depends largely on the parameterization of the hydrographs design, products rain runoff process. That is why a bad choice hydrograph shapes and/or a bad estimate of the peak flow could cause poor sizing Works and therefore no or poor operation of these hydraulic works. This research has as its main objective to characterize a new methodology, runoff in an urban watershed by parabolic hydrographs and simultaneously compare them with results obtained by applying traditional methods and field measurement of specific events of precipitation and runoff in time real within the urban areas of Querétaro Peñuelas drain. The results were satisfactory proposing new equations for calculating the variables involved in the analysis and parameterization of the hydrograph, just as the comparison made between real-time measurement proposed methodology and traditional methodologies, revealed that methodologies that are generally used, have misadjustment ranging from 16% to over 40%. It is also noted that some of the traditional methods applied, have restrictions depending on the study area, which explains why the errors were so high settings. Due to the conditions of a basin it also has a strong impact in the flow calculations, because the conditions of a basin within an urban area are very different from those presented in a natural basin. For this reason, this research also presents a methodology for the correct layout of an urban basin, considering the urban slopes, existing drains and in turn making a revision to Street in the most important areas. Finally this research opens up the field for future applications, such as resizing drains and embankments with historical data to date precipitation and the development of a hydro-computer for forecasting real time runoff tools and turn serve as a traffic light warning for more susceptible to flooding in urban areas.

Key words: types of hydrograph, real time gauge, time of concentration, parabolic hydrograph, level sensor, urban basin, natural basin, hydrometry

AGRADECIMIENTOS

En primer lugar a Dios, por guiar mi camino correctamente; a mi madre Marina Flores Ávila y a mi hermana Erika Cevallos Flores, quienes siempre me han dado su apoyo incondicional y han sido un pilar importante en mi vida.

A mi asesor de tesis Dr. M. Alfonso Gutiérrez López, de quien he aprendido mucho y ha sabido guiarme y formarme para alcanzar un nuevo escalón en el mundo del conocimiento; al Dr. Manuel Toledano Ayala, quien me ha ofrecido su apoyo desde el inicio; a la Dra. María de la Luz Pérez Rea y el Ing. Manuel Sierra Alvarado, ya que fueron quienes me motivaron y colaboraron para ingresar en mi carrera de posgrado, y a la Sra. Guadalupe Centeno (Lupita) quien siempre me brindó su apoyo con los trámites a lo largo de mi carrera.

A todos mis sinodales el Dr. Eusebio Ventura, el M.C. Felipe Ortíz, la M.C. Gricelda Jiménez, el M.I. Pablo Talamantes y reiterando mi inmenso agradecimiento al Dr. Alfonso Gutiérrez por toda su paciencia y tiempo empleado; a todos aquellos profesores que contribuyeron en mi formación académica-científica la M.C. Patricia Spíndola, el M.C. Erick Huerta, el Dr. Enrique González, el Dr. Eduardo Álvarez, el Dr. Miguel Ángel Domínguez, el Dr. Juan Carlos Jáuregui, el Dr. Carlos Chávez. De igual forma al Lic. Carlos Villareal y la M.C. Raquel Villareal quienes con su dedicación me ayudaron a mejorar mis habilidades con la lengua inglesa.

A mis amigos (los que ya conocía y los que he conocido en éste país), Omar, Janina, María José, Simón, Lina, Joaquín, Raisa, Daniel, Celic, Carolina, Azael, Edgar, Guillermo, Israel, Javier, Jhonatan, Jorge, Lázaro, Luisa, Arturo, Rigoberto, Yolanda, Ángel, Cristina, Katia, Jessica, Samuel, Luis, Roberto, Mabel, Salvador y Nadia con quienes he compartido muchos buenos momentos de mi vida. Un agradecimiento especial a Rebeca Visairo y Alejandro Moreno Gómez quienes me apoyaron en una etapa difícil de mi vida, convirtiéndose en un soporte y actuando como una familia al estar pendiente de cada cosa que necesitaba.

A todos quienes forman parte del grupo de trabajo de CIAQ, ya que me han enseñado la importancia y el valor del trabajo en grupo, la M.C. Marilú Meza, el M.C. Israel Ruíz, la M.C. Marcela Duhne, el M.C. José Antonio Quevedo, el Ing. Juan Ramón Moreno, el Ing. Rafael Porras, a Alejandro Torres, Raquel Patiño, Saúl Vega y a Ivonne Cruz quien me colaboró en muchas ocasiones con las traducciones al inglés; especialmente quiero agradecer y destacar en el grupo a Libna Herrera porque me enseñó que “*cuando se quiere, se puede*”, sin excusas ni limitaciones.

Al Consejo Nacional de Ciencia y Tecnología (CONACYT) por los financiamientos y apoyos recibidos; así como a la Universidad Autónoma de Querétaro (UAQ), la Facultad de Ingeniería y la División de Investigación y Posgrado (DIPFI), por ofrecer becas escolares tanto para residentes como extranjeros; a la Policía Municipal y Protección Civil, quienes me resguardaron durante las mediciones de escurrimiento efectuadas en el dren Peñuelas.

A quienes forman y formaron parte del Centro de Protección de Ancianos “Divina Providencia” (Sol, Teresa, Luis, Guillermo, Alejandra, Guadalupe, Mercedes, Daniel, Rolando, Iván, Efraín, Nayeli, Dennys, Areli, Antonio, las hermanas Reyna, Heriberta, Auxilio, María de San Juan, Martina y Emelina quien en paz descanse), en quienes he encontrado una gran familia con quienes compartir mientras me encontraba lejos de mi país, especialmente a las hermanas Mary Paz Zúñiga y María de la Luz Palacios, por abrirme sus puertas y acogerme en este lugar tan pacífico.

Finalmente a todos mis demás familiares (tíos, tías, primos y primas) y amigos, a quienes siempre tengo presente y sé que donde se encuentren me brindan su apoyo y desean lo mejor para mí.

Por todo lo mencionado,
y a todas las personas nombradas,

¡MUCHAS GRACIAS!

DEDICATORIA

A mi madre, Marina Flores Ávila

A mi hermana, Erika Cevallos Flores

A la memoria de mi padre, José E. Cevallos Ponce

A mis amigos Omar, Janina, María José, Simón, Lina y Joaquín.

Porque son el motor que me ayuda a seguir adelante.

TABLA DE CONTENIDOS

RESUMEN	i
ABSTRACT	ii
AGRADECIMIENTOS	iii
DEDICATORIA	v
TABLA DE CONTENIDOS	vi
ÍNDICE DE TABLAS	ix
ÍNDICE DE FIGURAS	xi
1. INTRODUCCIÓN	1
2. OBJETIVOS E HIPÓTESIS	11
2.1 OBJETIVO GENERAL.....	11
2.2 OBJETIVOS PARTICULARES	11
2.3 HIPÓTESIS	11
3. FUNDAMENTACIÓN TEÓRICA	12
3.1 DEFINICIONES	12
3.2 CLASIFICACIÓN DE CUENCAS	13
3.2.1 CUENCAS NATURALES.....	13
3.2.2 CUENCAS PERI-URBANAS	14
3.2.3 CUENCAS URBANAS	14
3.2.4 RELACIÓN ENTRE LOS DIFERENTES TIPOS DE CUENCAS	15
3.3 TIEMPO DE CONCENTRACIÓN	16
3.4 MEDICIÓN DEL ESCURRIMIENTO	29
3.4.1 DEFINICIÓN	29
3.4.2 TIPOS DE ESCURRIMIENTOS	29
3.4.3 MÉTODOS DE MEDICIÓN.....	29
3.4.3.1 SECCIÓN DE CONTROL	29
3.4.3.2 SECCIÓN – PENDIENTE	31
3.4.3.3 SECCIÓN – VELOCIDAD	32
3.4.3.4 TRAZADORES	34
3.4.3.5 SENSORES	34
3.4.4 CURVA DE ELEVACIONES - GASTO.....	35
3.5 TIPOS DE HIDROGRAMAS	37

3.5.1	HIDROGRAMA UNITARIO	37
3.5.2	HIDROGRAMA TRIANGULAR.....	39
3.5.3	HIDROGRAMA DE SNYDER	41
3.5.4	HIDROGRAMA DE ESPEY ALTMAN Y GRAVES	42
3.5.5	HIDROGRAMA DEL SCS.....	43
3.5.6	HIDROGRAMA TRAPEZOIDAL	44
3.5.7	HIDROGRAMA SINTÉTICO DE C.O. CLARK	44
3.5.8	HIDROGRAMA PARABÓLICO	46
3.5.8.1	ECUACIÓN VERTICAL.....	47
3.5.8.2	ECUACIÓN HORIZONTAL.....	48
3.5.9	HIDROGRAMAS GAMMA.....	49
3.5.10	HIDROGRAMAS HERMITIANOS.....	50
3.5.11	HIDROGRAMA HIPERBÓLICO	51
4.	METODOLOGÍA	54
4.1	DELIMITACIÓN DE LA ZONA DE ESTUDIO	54
4.2	IDENTIFICACIÓN DE LAS VARIABLES A USAR	54
4.3	RECOPIACIÓN DE DATOS DE INGENIERÍA BÁSICA	55
4.4	TRAZADO DE CUENCAS URBANAS	56
4.5	SIMULACIÓN	57
4.6	MEDICIÓN DE AFOROS EN CAMPO.....	59
4.6.1	MEDICIÓN DEL HIDROGRAMA A TIEMPO REAL.....	59
4.6.2	PARÁMETROS DEL HIDROGRAMA MEDIDO A TIEMPO REAL.....	60
4.7	ANÁLISIS DE LOS RESULTADOS	62
4.7.1	FORMA O TIPO DE HIDROGRAMAS MEDIDOS.....	62
4.7.2	ELECCIÓN DE LA FORMA DEL HIDROGRAMA (PARABÓLICOS)....	63
4.8	CALIBRACIÓN DEL MÉTODO PROPUESTO (MATEMÁTICO VS MEDICIÓN EN CAMPO).....	63
4.9	VALIDACIÓN DEL MÉTODO PROPUESTO.....	63
5.	ÁREA DE ESTUDIO	64
5.1	LOCALIZACIÓN DE LA ZONA DE ESTUDIO	64
5.2	DELIMITACIÓN DE SUB-CUENCAS NATURALES	65
5.3	DRENAJE EXISTENTE	68
5.4	RED DE ESTACIONES Y POLÍGONOS DE THIESSEN.....	71

5.5	DELIMITACIÓN DE CUENCAS URBANAS	74
5.5.1	TRAZADO PRELIMINAR.....	74
5.5.2	CORRECCIONES CALLE A CALLE	74
5.5.3	REVISIÓN EN CAMPO	75
5.5.4	MODIFICACIÓN FINAL EN EL TRAZO DE CUENCAS URBANAS	76
5.5.5	ELABORACIÓN DE PLANOS (CARTOGRAFÍA)	77
5.5.6	COMPARACIÓN EN EL TRAZO DE CUENCAS URBANAS	78
5.6	VARIABLES A UTILIZAR.....	80
5.7	DATOS DE INGENIERÍA BÁSICA	81
6.	RESULTADOS.....	83
6.1	DISPERSIÓN DEL HIDROGRAMA MEDIDO	83
6.2	AJUSTE DEL HIDROGRAMA POR PROMEDIOS MÓVILES	83
6.3	PARÁMETROS OBTENIDOS DE LA MEDICIÓN	90
6.4	PARÁMETROS OBTENIDOS CON EL HIDROGRAMA TRIANGULAR DE MOCKUS	93
6.5	PARÁMETROS OBTENIDOS CON EL HIDROGRAMA DEL <i>SCS (SOIL CONSERVATION SERVICE)</i>	96
6.6	PARÁMETROS OBTENIDOS CON EL HIDROGRAMA DE ESPEY ALTMAN Y GRAVES.....	99
6.7	PARÁMETROS OBTENIDOS CON EL HIDROGRAMA DE SNYDER.....	102
6.8	PARÁMETROS OBTENIDOS CON EL HIDROGRAMA PARABÓLICO	105
6.9	COMPARACIÓN GRÁFICA DE HIDROGRAMAS	108
6.10	COMPARACIÓN DE MÉTODOS APLICADOS	109
6.11	ERROR PORCENTUAL.....	110
6.12	VARIABLES Y ECUACIONES PARA DETERMINAR EL HIDROGRAMA PARABÓLICO	112
7.	DISCUSIÓN.....	114
8.	CONCLUSIONES.....	118
9.	REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS	120
	APÉNDICE A	126
	APÉNDICE B.....	132
	APÉNDICE C	134
	APÉNDICE D	135
	ANEXO 1	136

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 3-1 Tipos de cuencas en función de su cobertura de suelo.....	15
Tabla 4-1 Características del sensor empleado en la medición	59
Tabla 5-1 Superficies por municipio del estado de Querétaro.	65
Tabla 5-2 Superficies correspondientes a las sub-cuencas naturales.	67
Tabla 5-3 Estaciones meteorológicas pertenecientes a Red CIAQ con su correspondiente área de influencia.....	71
Tabla 5-4 Cuencas urbanas en Querétaro	77
Tabla 5-5 Comparación de áreas urbanas.....	79
Tabla 5-6 Variables iniciales a usar en la simulación	81
Tabla 5-7 Datos de ingeniería básica del dren Peñuelas	82
Tabla 6-1 Parámetros del hidrograma medido a tiempo real (Primera medición).	91
Tabla 6-2 Parámetros del hidrograma medido a tiempo real (Segunda medición).	91
Tabla 6-3 Parámetros del hidrograma medido a tiempo real (Tercera medición).	92
Tabla 6-4 Parámetros del hidrograma triangular de Mockus (Primera medición).	93
Tabla 6-5 Parámetros del hidrograma triangular de Mockus (Segunda medición).	94
Tabla 6-6 Parámetros del hidrograma triangular de Mockus (Tercera medición).	95
Tabla 6-7 Parámetros del hidrograma del SCS (Primera medición).	96
Tabla 6-8 Parámetros del hidrograma del SCS (Segunda medición).	97
Tabla 6-9 Parámetros del hidrograma del SCS (Tercera medición).	98
Tabla 6-10 Parámetros del hidrograma de Espey Altman y Graves (Primera medición). ...	99
Tabla 6-11 Parámetros del hidrograma de Espey Altman y Graves (Segunda medición). 100	
Tabla 6-12 Parámetros del hidrograma de Espey Altman y Graves (Tercera medición)... 101	
Tabla 6-13 Parámetros del hidrograma de Snyder (Primera medición).	102
Tabla 6-14 Parámetros del hidrograma de Snyder (Segunda medición).	103
Tabla 6-15 Parámetros del hidrograma de Snyder (Tercera medición).	104
Tabla 6-16 Parámetros del hidrograma parabólico (Primera medición).	105
Tabla 6-17 Parámetros del hidrograma parabólico (Segunda medición).	106
Tabla 6-18 Parámetros del hidrograma parabólico (Tercera medición).	107
Tabla 6-19 Comparación entre las formas de hidrogramas y la medición del evento puntual (17 de septiembre del 2015).	109
Tabla 6-20 Comparación entre las formas de hidrogramas y la medición del evento puntual (09 de marzo del 2016 a partir de las 01:00:00).	110

Tabla 6-21 Comparación entre las formas de hidrogramas y la medición del evento puntual (09 de marzo del 2016 a partir de las 20:30:00).	110
Tabla 6-22 Error porcentual (17 de septiembre del 2015 a partir de las 20:00:00).	110
Tabla 6-23 Error porcentual (09 de marzo del 2016 a partir de las 01:00:00).	111
Tabla 6-24 Error porcentual (09 de marzo del 2016 a partir de las 20:30:00).	111

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1-1 Desbordamientos del dren Cimatarío en Querétaro, agosto 2014	9
Figura 3-1 Detalle de un vertedor triangular de pared delgada.	30
Figura 3-2 Escalas de niveles para la aplicación del método sección - pendiente	32
Figura 3-3 Representación de la distribución de velocidades en un cauce	33
Figura 3-4 Representación esquemática de la medición de velocidades en campo, utilizando molinete	33
Figura 3-5 Vista lateral de un molinete, se observa su aleta de dirección, y el contador de revoluciones.....	33
Figura 3-6 Sensor de nivel.....	34
Figura 3-7 Sensor de nivel (Fase de pruebas – Futura implementación para transmisión de datos a tiempo real).....	35
Figura 3-8 Tendencia de la curva elevaciones – gasto producida por la medición de aforos puntuales.	36
Figura 3-9 Curva elevaciones – gasto medida en el río Grijalva	36
Figura 3-10 Hidrograma Unitario.....	38
Figura 3-11 Hidrograma Triangular	40
Figura 3-12 Hidrograma del <i>Soil Conservation Service</i> (SCS).....	44
Figura 3-13 Hidrograma Trapezoidal ($t_d > t_c$).....	44
Figura 3-14 Hidrograma Parabólico propuesto por Moguel y Avedillo, 2013	47
Figura 3-15 Hidrograma Hermitiano Triparamétrico ($n=3$).....	50
Figura 3-16 Hidrograma estándar de recesión Hiperbólica.....	51
Figura 3-17 Función $f(x,l)$ del hidrograma hiperbólico.....	53
Figura 4-1 Cuencas naturales en el municipio de Querétaro (CONAGUA)	55
Figura 4-2 Cuencas urbanas en la Zona Metropolitana de Querétaro (elaboración propia). 56	
Figura 4-3 Zona de estudio (Cuenca Urbana del Dren Peñuelas)	57
Figura 4-4 Primera Simulación para la cuenca del dren Peñuelas (CN=90)	58
Figura 4-5 Segunda Simulación para la cuenca del dren Peñuelas (CN=75).....	58
Figura 4-6 Diseño del sensor de medición	60
Figura 5-1 Ubicación de la Zona de Estudio	66
Figura 5-2 Sección rectangular del dren Peñuelas.....	68
Figura 5-3 Localización de las sub-cuencas naturales.....	69
Figura 5-4 Localización de los drenes en la zona metropolitana de Querétaro.....	70

Figura 5-5 Polígonos de Thiessen obtenidos a partir de las estaciones pertenecientes a REDCIAQ para el estado de Querétaro.....	73
Figura 5-6 Corrección de cuencas urbanas calle a calle considerando.....	75
la pendiente mostrada en <i>Google Earth</i> PRO.....	75
Figura 5-7 Revisiones del parte-aguas urbano en visitas en campo	76
Figura 5-8 Mapa de las principales cuencas urbanas en la zona metropolitana de la ciudad de Santiago de Querétaro.....	78
Figura 5-9 Trazo de cuencas urbanas (Primera Comparación)	79
a) Considerando únicamente las calles. b) Considerando únicamente los techos.	79
Figura 5-10 Trazo de cuencas urbanas (Segunda Comparación). a) Considerando la pendiente de las calles. b) Considerando la pendiente de las calles y los techos.	80
Figura 6-1 Niveles de flujo obtenidos en la medición a tiempo real del 17 de Septiembre del 2015 en el dren Peñuelas.	84
Figura 6-3 Niveles de flujo obtenidos en la medición a tiempo real del 09 de marzo del 2016 en el dren Peñuelas (a partir de las 20:30:00).....	85
Figura 6-5 Hietogramas de precipitación total y efectiva (17 de septiembre de 2015).....	86
Figura 6-6 Hidrograma medido a tiempo real. Ajuste por promedios móviles (09 de marzo de 2016 a partir de la 01:00:00).....	87
Figura 6-7 Hietogramas de precipitación total y efectiva (09 de marzo de 2016 a partir de las 00:50:00)	87
Figura 6-8 Hidrograma medido a tiempo real. Ajuste por promedios móviles (09 de marzo de 2016 a partir de las 20:30:00).	88
Figura 6-9 Hietogramas de precipitación total y efectiva (09 de marzo de 2016 a partir de las 20:30:00)	88
Figura 6-10 Fotografía tomada al inicio de la tormenta del 17 de septiembre de 2015 a las 19:00:00	89
Figura 6-11 Ubicación del sensor de nivel en la base del puente ubicado en las coordenadas UTM 354587.04 m E, 2281282.07 m N.....	89
Figura 6-12 Esguerramiento dentro del dren Peñuelas (se observa la alta velocidad del flujo)	90
Figura 6-13 Protección por parte de la Policía Municipal.....	90
Figura 6-14 Hidrograma triangular de Mockus (Primera medición).....	93
Figura 6-15 Hidrograma triangular de Mockus (Segunda medición).	94
Figura 6-16 Hidrograma triangular de Mockus (Tercera medición).	95
Figura 6-17 Hidrograma del SCS (Primera medición).....	96
Figura 6-18 Hidrograma del SCS (Segunda medición).....	97

Figura 6-19 Hidrograma del SCS (Tercera medición).	98
Figura 6-20 Hidrograma de Espey Altman y Graves (Primera medición).	99
Figura 6-21 Hidrograma de Espey Altman y Graves (Segunda medición).	100
Figura 6-22 Hidrograma de Espey Altman y Graves (Tercera medición).	101
Figura 6-23 Hidrograma de Snyder (Primera medición).	102
Figura 6-24 Hidrograma de Snyder (Segunda medición).	103
Figura 6-25 Hidrograma de Snyder (Tercera medición).	104
Figura 6-26 Hidrograma parabólico (Primera medición)	105
Figura 6-27 Hidrograma parabólico (Segunda medición)	106
Figura 6-28 Hidrograma parabólico (Tercera medición)	107
Figura 6-29 Comparación gráfica (17 de septiembre del 2015)	108
Figura 6-30 Comparación gráfica (09 de marzo del 2016 a partir de las 01:00:00)	108
Figura 6-31 Comparación gráfica (09 de marzo del 2016 a partir de las 20:30:00)	109

1. INTRODUCCIÓN

La hidrología urbana se ha desarrollado como una ciencia aplicada que sirve para asegurar una mejor gestión de los sistemas urbanos de agua con tres objetivos principales: la salud pública y el saneamiento urbano, la protección de inundación y, más recientemente, la protección del medio ambiente. Se la puede analizar desde dos puntos de vista diferentes, uno de ingeniería aplicada y otro científico. La hidrología de las zonas urbanas está lejos de ser simple: el entorno urbano es muy heterogéneo en términos de uso de la tierra, las características del subsuelo y otros factores que influyen en todos los procesos que componen el ciclo del agua. Todos los países experimentan urbanización continua, lo que resulta en el desarrollo de grandes áreas urbanas ocupadas por millones de habitantes (Andrieu y Chocat, 2004).

Una de las catástrofes naturales que mayor número de víctimas produce en el mundo son las inundaciones. Se ha calculado que en el siglo XX unas 3.2 millones de personas han muerto por este motivo. Viviendas destruidas, carreteras destrozadas, muros y taludes derrumbados, cultivos arruinados, vegetación devastada, drenajes azolvados y materiales acumulados son solo algunos de los problemas que se llegan a presentar. En las cuencas que han sido urbanizadas se presentan daños cada vez más graves y de alto valor

económico a causa de las inundaciones favorecidas por las modificaciones a que se ha sometido el terreno natural y que provocan crecientes mucho mayores que las generadas por la cuenca natural (Moguel y Avedillo, 2013). En México, las pérdidas por inundaciones han sido elevadas, sólo entre 1970 y 1990 más de 1800 personas murieron y alrededor de 7700 millones de dólares fueron estimados para cubrir los daños producidos por las inundaciones; en septiembre de 1998 las inundaciones y los deslizamientos que éstas provocan, causaron grandes daños en el estado de Chiapas dejando unas 800 personas sin hogar y más de 200 muertos (Saldaña-Zorrilla, 2007).

Por estas razones, es importante que en una zona urbana propensa a inundaciones donde ya no hay oportunidad de cambiar todo el drenaje profundo se promuevan las obras de almacenamiento de agua, como una estrategia del control de inundaciones. Estas técnicas de sistemas de drenaje pluvial sustentable, son conocidas con el nombre de *SUDs* por sus siglas en inglés (*Sustainable Urban Drainage Systems*), las cuales se implementan con el objetivo de mejorar la calidad del agua en una cuenca, almacenarla, transportarla y controlarla para evitar el deterioro de la cuenca. Las técnicas más utilizadas son: canaletas con vegetación (*Swales*), lagunas de infiltración, humedales, drenes infiltrantes, pavimentos porosos y techos verdes (Bayon *et al.*, 2005; Albuquerque, 2015).

Existe un proceso lluvia - escurrimiento de tal manera que, la cuenca que recibe esa lluvia, genera un escurrimiento y ese escurrimiento generalmente se representa con un hidrograma, el cual tradicionalmente tiene una forma de campana de Gauss; más adelante se comentarán las diferentes formas que puede adoptar un hidrograma y qué estudios se han realizado para relacionar esas formas de hidrogramas con superficies de diferente cobertura.

A lo largo del tiempo se han desarrollado una gran cantidad de modelos destinados a describir y explicar una de las más antiguas relaciones del ciclo hidrológico: el proceso lluvia-escurrimiento. La representación de los escurrimientos se da a través de un hidrograma, el cual, si se estudia con detalle puede llegar a definir las características fisiográficas y climáticas que rigen las relaciones entre la lluvia y el escurrimiento (Chow *et al.*, 1994). La forma de los hidrogramas para tormentas particulares varía no solo de una cuenca a otra sino que también de tormenta a tormenta.

Sherman (1932) define el proceso lluvia – escurrimiento como el escurrimiento resultante de un milímetro de exceso de lluvia generado uniformemente sobre el área de una cuenca a lo largo de una duración efectiva. Partiendo de esta definición, se pueden desarrollar un sinnúmero de relaciones que representan a este proceso.

Los resultados que se obtienen utilizando modelos lluvia-escurrimiento para cuencas urbanas presentan algunas dificultades; el principal problema que debe resolverse es la representación de la variación espacial y temporal de la lluvia; ya que las respuestas en cuencas urbanas casi siempre son rápidas y debe de estudiarse particularmente, la forma de los hidrogramas a su salida, especialmente para eventos de gran intensidad (Aronica y Cannarozzo, 2000). Los modelos lluvia-escurrimiento están siendo desplazados por los modelos de predicción del clima, los cuales pueden cuantificar de manera muy precisa el rol de la topografía de la cuenca en el escurrimiento (De Bruijn y Brandsma, 2000).

Desde la década de los años setenta, se desarrollaron estudios referentes a la forma de los hidrogramas. Abt y Grigg (1978) utilizaron un hidrograma triangular para representar la entrada del flujo y una forma trapezoidal para la salida con el objetivo de calcular el volumen de almacenamiento de detención, el cual desde entonces ha sido utilizado de manera tradicional y simple para representar la evolución en el tiempo del escurrimiento superficial. Sin embargo, un gran avance se dio en la hidrología, cuando Craig y Rankl (1978) desarrollaron un método racional Modificado, que es una extensión del Método Racional para lluvias con una duración mayor al tiempo de concentración. Como resultado, se produjo un hidrograma trapezoidal. Tiempo después, con dos supuestos, Burton (1980) utiliza un hidrograma trapezoidal en la entrada para formar uno rectangular en la salida: (1) que existe un sistema de bombeo el cual se activa cuando el rango en la entrada del flujo supera lo permisible en la salida, y (2) la velocidad de bombeo es constante. Al año siguiente, Donahue y McCuen (1981) presentan un hidrograma trapezoidal en la entrada y en la salida para desarrollar un modelo de planificación generalizada que se puede utilizar para estimar la relación entre el volumen de almacenamiento y el volumen de escurrimiento.

El estudio del proceso lluvia escurrimiento mediante modelos matemáticos y la implementación de *software* empieza a crecer en la década de los 90, Ren-Jun (1992)

plantea una explicación detallada de los componentes del modelo Xinanjiang, así como las aplicaciones que se han realizado en diferentes proyectos en China como el Gezhouba, Panjakou, Danjiangkou, Lubuge, Longyangxia entre otros. El modelo desarrollado en 1973 y publicado en 1980, está enfocado al análisis del proceso lluvia escurrimiento a través de datos de lámina de precipitación total registradas y la lámina de evaporación, el modelo determina el caudal; de igual forma, al ingresar coeficientes relacionados con la evapotranspiración, el modelo puede calcular dicha variable. Para el control de inundaciones en cuencas pequeñas, Troch *et al.* (1994) presentaron los resultados obtenidos de un modelo basado en el análisis de eventos extremos observados en la cuenca WE-38 de 7.20 km² de superficie, ubicada en Appalachia central al este de Pensilvania, EU., de la cual, con datos medidos cada cinco minutos de precipitación y niveles de agua, se planteó un nuevo modelo basado en el modelo de Sivapalan *et al.*, 1978 cambiando la forma de determinar ciertas variables como las propiedades hidráulicas del suelo. El margen de error obtenido en sus simulaciones fue menor en comparación con el modelo original, sin embargo, se recomienda efectuar estudios en cuencas con diferentes condiciones hidrometeorológicas, diferente clima y diferentes tamaños. Un año después, Su (1995) presentó en Australia un procedimiento para la separación del flujo base a través de un hidrograma unitario teórico y un modelo matemático que logra determinar también, los valores de caudal para las ramas ascendente y descendente, obteniendo del análisis de 22 hidrogramas que la separación del componente flujo base utilizando este método es alrededor del 63% del escurrimiento. Sin embargo, la inquietud de representar el caudal máximo en un hidrograma sigue siendo una idea muy estudiada, de esta forma, una distribución de caudal fue propuesta por Gottschalk y Weingartner (1998) en Suiza mediante hidrogramas unitarios obtenidos de 17 cuencas; considerando al caudal como una variables determinísticas; ellos aplicaron una distribución gamma a volúmenes de lluvia registrados y una distribución beta a coeficientes de escurrimiento obteniendo como resultado que en cuatro de los casos analizados que provenían de diferentes condiciones fisiográficas presentaron diferencias en la distribución de sus caudales a pesar de tener una distribución idéntica de sus volúmenes de lluvia.

Dando entrada al siglo XXI, Sanches y Haie (2004) realizaron una simulación de hidrogramas con base en registros previos del proceso lluvia escurrimiento en el Río Corgo,

situado en el distrito de Vila real en Portugal estructuraron en una matriz los datos por cada evento, donde se almacenan parámetros como precipitación, hora, día y año del evento. Finalmente el modelo realiza una búsqueda en su base de datos para determinar cuál sería el caudal y la precipitación. Los hidrogramas simulados fueron comparados con hidrogramas reales para diferentes días, y se observa que en una representación de 24 horas, los ajustes son buenos, sin embargo, se presentan variaciones de caudal de hasta $23.9 \text{ m}^3/\text{s}$ y desviación en el tiempo pico de más de una hora, lo cual al tratarse de lluvias de corta duración, representa una desventaja debido a que los caudales medidos en drenes urbanos no superan los $30.0 \text{ m}^3/\text{s}$, y al obtener desviaciones de hasta $23.9 \text{ m}^3/\text{s}$, el margen de error será alto. Por su parte, Campos-Aranda (2005) propuso en México, una nueva metodología para la estimación de gastos picos a partir de hidrograma unitarios, partiendo de un análisis para la obtención de las características fisiográficas de la cuenca; efectuó un análisis de la precipitación y obtuvo las curvas intensidad duración frecuencia (IDF). Finalmente realizó la transformación lluvia escurrimiento basado en el método del hidrograma unitario triangular; este trabajo es de los más completos en lo que se refiere a la forma y geometría de un hidrograma. El método aplicado dio resultados muy aproximados a los valores anuales históricos reportados de los aforos; sin embargo, tiene la desventaja de caracterizar la cuenca mediante el número CN de la curva de escurrimiento y para tener esta información es necesario un recorrido aéreo o terrestre.

La forma geométrica de la representación del escurrimiento en función del tiempo, se relaciona con la capacidad de agua que se puede almacenar, por esto, Hong *et al.* (2006) construyeron siete combinaciones de hidrogramas de entrada y de salida, verificando que el escurrimiento puede ser representado por hidrogramas de formas geométricas simples (como triángulos o trapecios) y proporcionaron ecuaciones para calcular el volumen de almacenamiento de detención para cada combinación. Los resultados obtenidos para un mismo periodo de retorno muestran un gran avance en lo que se refiere a la caracterización de las formas de los hidrogramas, ya que se demostró que con una combinación de forma triangular en la entrada y en la salida se obtiene un máximo volumen de detención, así también el mínimo volumen de detención fue obtenido con una combinación trapezoidal a la entrada y la salida. Todos estos trabajos son de gran importancia, pero pocos son los trabajos que pueden comparar los resultados teóricos con mediciones en campo, de los más

completos es sin duda el trabajo de Crobeddu *et al.* (2007) quienes presentan una mejora al método del hidrograma racional para determinar el escurrimiento en la salida de una cuenca urbana pequeña. La mejora al método del hidrograma racional fue aplicada a 41 eventos de lluvia en 7 diferentes cuencas urbanas al Norte de América y Europa. El cálculo del escurrimiento con el método mejorado fue comparado con mediciones reales de escurrimiento, obteniendo un coeficiente de Nash de 0.70 entre los escurrimientos medidos y los simulados. Este método ya toma en cuenta las consideraciones físicas en la cuenca, como por ejemplo (i) la función del impulso de respuesta del área de captación tiene una forma rectangular al final del tiempo de concentración; (ii) el tiempo de concentración corresponde a la diferencia de tiempos entre el término de la lluvia y el término del escurrimiento directo; (iii) la intensidad de la lluvia es uniforme en toda la cuenca y tal vez la consideración más importante que es (iv) considerar que el escurrimiento sobre las áreas impermeables es independiente del escurrimiento sobre áreas permeables. Lo anterior pone de manifiesto la importancia de relacionar la fisiografía con algunos parámetros físicos de la cuenca, pero además de incluir de alguna forma la geometría del hidrograma. En este sentido, Rai *et al.* (2010) en India y Santillán (1996) en México generaron un hidrograma unitario instantáneo geomorfológico para modelar el proceso lluvia-escurrimiento, predecir y pronosticar la variación temporal de caudales a la salida de cuencas no aforadas, mediante el análisis de las características físicas de una cuenca, aunados a las características principales del cauce, en este mismo estudio se realizaron hidrogramas en dos casos, el primero para datos publicados de caudales de la cuenca Burhner ubicada en la zona hidrometeorológica 3(c) en India, con lo cual se verificó el ajuste de los hidrogramas y posteriormente se aplicó el modelo para la cuenca del Río Gomti mediante parámetros Nash, de donde se obtuvieron hidrogramas para diferentes valores de velocidad dinámica del flujo. Finalmente, la parametrización del hidrograma unitario instantáneo geomorfológico presentó una velocidad de 0.68 m/s que es muy cercano a los resultados que se obtuvieron con un método de hidrograma unitario sintético. En este mismo año en Taipei Taiwan, se efectuó un estudio basado en analizar 107 tormentas desde 1966 hasta el 2008, el cual utiliza las características hidrográficas de escurrimientos rápidos y lentos en los hidrogramas de salida de una cuenca, obteniendo relaciones entre el escurrimiento y las condiciones de humedad antecedente, porcentajes de volúmenes entre escurrimientos rápidos y lentos, así como también relaciones entre el tiempo pico del hietograma y el

tiempo pico del hidrograma (Cheng, 2010). Ya en años más recientes, Upton y Jackson (2011) desarrollaron una metodología para la simulación espacio temporal de inundaciones en las cuencas Pag y Lambourm ubicadas al sur de Inglaterra, esta simulación fue realizada para los eventos de precipitaciones extremas ocurridos en el invierno 2000-2001 al Norte de Europa, donde se produjeron inundaciones provocadas por precipitaciones de larga duración, el hidrograma del modelo se ajustó a mediciones reales para la obtención de los parámetros y se efectuaron agrupaciones en función de los niveles alcanzados en los cauces, obteniendo un coeficiente de Nash mayor a 0.80; para reducir el número de modelos, se determinó un hidrograma representativo para cada uno de los niveles alcanzados. De los pocos trabajos que estudian específicamente la forma de los hidrogramas, se puede citar en México, el trabajo de Moguel y Avedillo (2013) quienes aplicaron hidrogramas Parabólicos en la Cuenca del Río Verde Oaxaca, México; ellos concluyendo que esta forma de hidrograma, sin ser un hidrograma geomorfológico, tiene un buen ajuste para cuencas naturales con un tamaño mayor a 10,000 km². Independientemente de las ventajas de parametrizar un hidrograma, es importante conocer las semejanzas y diferencias que existen entre las metodologías aplicadas para determinar hidrogramas, es así que Pizarro *et al.* (2014) realizaron un análisis comparativo de tres métodos para obtener hidrogramas unitarios sintéticos: el hidrograma de Snyder, el hidrograma del *US Bureau of Reclamation* y el hidrograma de Témez. En este estudio compararon los resultados obtenidos previo a la caracterización morfológica y de vegetación de dos cuencas en la zona de Talca en Chile, obteniendo como resultado que la metodología de Snyder arroja resultados muy similares a la propuesta por Témez, sin embargo, el método del *US Bureau* presenta un caudal pico mucho más alto y un tiempo base mucho menor.

Uno de los fenómenos hidrometeorológicos que más afectan a la República Mexicana es sin duda la ocurrencia de huracanes. Es difícil pensar que este tipo de fenómenos se puedan ver reflejados en la forma de los hidrogramas, sin embargo, Xu y Huang (2014) efectuaron un análisis de las variaciones de los niveles de agua en algunos ríos, por la influencia de huracanes mediante hidrogramas observados después del paso de huracanes de categoría tres y cuatro en las costas del Golfo de México. Plantearon ecuaciones empíricas para ajustar una formulación a esas observaciones basadas en variables relacionadas con la

longitud de las ramas ascendentes y descendentes de los hidrogramas, así como también con la duración de la tormenta. Obtuvieron un mejor ajuste que el obtenido con un hidrograma sintético, ya que por lo general este tipo de hidrogramas no tiene un buen ajuste con la rama descendente.

La evolución de los modelos utilizados para representar el proceso lluvia-escorrentamiento, es esencial para las investigaciones enfocadas a pronósticos, por esta razón, Yao *et al.* (2014) mejoraron la capacidad de predicción de inundaciones del modelo “Xinjiang” adaptando la geomorfología de un hidrograma unitario a las capacidades de predicción del modelo existente obteniendo resultados satisfactorios. Continuando con la aplicación de este modelo y el ajuste del mismo mediante un hidrograma geomorfológico, Hao *et al.* (2015) realizaron predicciones de flujo en cauces ubicados al noreste de China, los factores geomorfológicos del hidrograma fueron determinados a partir de un Modelo Digital de Elevaciones (MDE), así como también con el software TauDEM, además de utilizar el modelo de Muskingum para el encauzamiento del flujo. Los resultados obtenidos, tienen una aplicación factible para el pronóstico de inundaciones, alcanzando coeficientes de determinación para la validación y la calibración de 0.89 y 0.83 respectivamente. En este mismo año se efectuaron estudios con hidrogramas para encauzamientos de cauces y evaluación de la capacidad de drenes, así como para dar solución al decrecimiento del número de lagos ocasionado por la urbanización, siendo en Bengaluru, India, donde se analizó estas problemáticas que a su vez, ocurren por no considerar el volumen de agua que originalmente almacena la cuenca, se determinó el flujo base y se estimó el caudal de diseño para analizar el efecto del encauzamiento del flujo a través de un hidrograma. Se obtiene de la comparación de resultados antes y después de encauzar el flujo, una reducción del caudal máximo desde 131.32 m³/s hasta 119.82 m³/s, recomendando esta metodología para cuencas de más de 25.00 km² (Tazyeen y Nyamathi, 2015). Así también, Kusumastuti *et al.* (2015) utilizaron datos recopilados en el periodo 2004 a 2013 y evaluaron la capacidad de drenaje de los canales en Ambon capital de Maluku, en Indonesia, ellos midieron precipitaciones empleadas para determinar los caudales de diseño, mediante la aplicación del hidrograma unitario sintético del SCS, los resultados de la simulación revelaron que los canales de la red secundaria de colectores, no tienen la suficiente capacidad para drenar la descarga de agua que proviene de aguas arriba en la cuenca Wai

Batu Merah, lo cual produce desbordamiento; además se determinó que las tormentas producidas en el periodo de julio-agosto del 2013 generaron láminas de precipitación mayores a las determinadas con un periodo de retorno de 50 años. En nuestro país se ha presentado incluso láminas mayores a estos periodos de retorno. En el municipio de Querétaro, se experimentan muchos problemas de inundaciones en los años, 2003, 2008 y 2014 debido al desbordamiento de drenes y bordos (ver Figura 1-1), de esta problemática que afecta además a otros estados de la República Mexicana, se plantea la iniciativa de efectuar un análisis respecto a la forma de los hidrogramas a partir de mediciones en campo en zonas urbanas, combinadas con un análisis geométrico, la morfología de la cuenca y sobre todo, soportado en mediciones en campo a tiempo real, que es una variable que escasamente se mide en zonas urbanas en nuestro país.



Figura 1-1 Desbordamientos del dren Cimatario en Querétaro, agosto 2014

Aprovechando que en Querétaro ya se tiene una buena cobertura de estaciones climatológicas y que se ha logrado medir con mucha precisión (a cada minuto) intensidades de tormentas en cuando menos 10 estaciones, Gutiérrez *et al.* (2013) documentaron de manera muy precisa las tormentas que más impacto han provocado en Querétaro en los últimos años. La tormenta del 14 de agosto de 2012, la cual dio inicio en la zona del

Cimatario a las 15h30, se generalizó por toda el área metropolitana a las 17h50 y terminó a las 23h20. En este evento se registró una intensidad máxima de 65.3 mm/h (en 10 minutos).

Otro evento extremo que ocurrió en ese mismo año, se presentó durante la noche del 16 al 17 de septiembre de 2012. La tormenta inició a las 20h40 del día 16 y terminó a las 06h30 del día 17. Se registraron intensidades de 82 mm/h en la zona de la UTEQ, 70 mm/h en la zona del Cimatario y de 114 mm/h en Satélite (en 10 minutos). Datos más actuales de eventos extremos ocurridos en Querétaro, muestran una tormenta ocurrida el 18 de agosto de 2014 que dio inicio en la zona norte de la ciudad, para las 19h28 la precipitación se generalizó registrando una lámina máxima de 7.6 mm por minuto en la estación Real del Parque; esta tormenta se clasificó como torrencial debido a que se llegaron a registrar intensidades mayores a 70 mm/h en diferentes estaciones como Real del Parque (112.80 mm/h), Viñedos (112.80 mm/h), Candiles (115.20 mm/h) y San José el Alto (118.80 mm/h).

Finalmente, se puede asegurar que existen numerosos estudios relacionados con el proceso lluvia escurrimiento, algunos de ellos desarrollados por la falta de información hidrométrica tanto en cuencas naturales como en urbanas, estos estudios van desde el análisis de la geomorfología de la cuenca, la forma geométrica de los hidrogramas, los efectos que producen otros fenómenos meteorológicos, hasta modelos matemáticos a partir de la creación de software. Es así como este trabajo busca recopilar información medida en campo en zonas urbanas, para obtener una metodología nueva que pueda ser aplicada en zonas urbanas relacionando las características de la cuenca en estudio con la forma geométrica del hidrograma generado por una cuenca urbana o periurbana. Para la validación de esta nueva metodología, se propone comparar los resultados teóricos con mediciones puntuales en tiempo real, para obtener caudales de diseño más cercanos a la realidad y que sirva también para el desarrollo de sistemas de alerta a tiempo real y pronóstico de posibles problemas de inundaciones; lo cual no es únicamente un aporte de ingeniería/científico; sino que también ofrece una solución viable para los problemas que enfrenta la sociedad vulnerable en las temporadas de fuertes precipitaciones.

2. OBJETIVOS E HIPÓTESIS

2.1 Objetivo General

Medir a tiempo real hidrogramas en una cuenca urbana del Río Querétaro, durante la temporada de lluvias, para caracterizarlos como hidrogramas parabólicos y mejorar el ajuste del dimensionamiento de obras de drenaje pluvial.

2.2 Objetivos Particulares

- i. Comparar los gastos y volúmenes obtenidos de hidrogramas medidos en campo contra hidrogramas parabólicos (teóricos) e hidrogramas tradicionales utilizados en la hidrología.
- ii. Aplicar hidrogramas parabólicos, en la modelación de la propagación de avenidas en la zona urbana del Río Querétaro.

2.3 Hipótesis

La formulación matemática de un hidrograma de tipo parabólico, reducirá el error de ajuste que existe al comparar hidrogramas teóricos tradicionales, con hidrogramas medidos a tiempo real en una cuenca urbana del Río Querétaro.

3. FUNDAMENTACIÓN TEÓRICA

Las inundaciones se clasifican de acuerdo a su origen en: pluviales, fluviales y costeras. Las inundaciones pluviales son causadas directamente por la lluvia, mientras que las fluviales son ocasionadas por el desbordamiento de los ríos. Ambas son consecuencia de precipitaciones producto de la evaporación y traslado mediante la acción del viento, de la humedad contenida en los mares, océanos y otros grandes cuerpos de agua, que al disminuir su temperatura, dicha humedad se condensa y precipita en forma de lluvia, nieve o granizo. La presencia de huracanes, vientos sostenidos, masas polares o procesos convectivos puede desencadenar el proceso que da origen a la precipitación. Las inundaciones fluviales son fenómenos naturales de carácter hidro-meteorológico que se producen cuando la capacidad del cauce de un río es superada por las avenidas generadas en su cuenca, lo que ocasiona que el exceso de agua se desborde sin control y escurra fuera del cauce hacia las partes bajas.

3.1 Definiciones

- **Hidrograma:** Expresión Gráfica de la variación del caudal a lo largo del tiempo (UNESCO, 2001).

- **Caudal:** Volumen de agua que fluye a través de una sección transversal de un río o canal en la unidad de tiempo (UNESCO, 2001).

El caudal es un componente del ciclo hidrológico el cual transfiere el agua que originalmente precipita en forma de lluvia o nieve sobre una cuenca, trasladándola desde una superficie de tierra hasta el océano (Maidment, 1992).

- **Escorrentamiento Superficial:** Cantidad de agua que fluye en la superficie, una vez que el suelo está saturado.

- **Cuenca:** Una cuenca se define como la totalidad de área drenada por una corriente o sistema interconectado de cauces, tales que todo el escurrimiento originado en esa área es descargado a través de una única salida (Campos- Aranda, 1987).

- **Infiltración:** Flujo de agua que penetra en un medio poroso a través de la superficie del suelo (UNESCO, 2001).

3.2 Clasificación de cuencas

3.2.1 Cuencas naturales

Considerando su salida, existen dos tipos de cuencas, aquellas que descargan sus aguas a otra corriente o al mar conocidas como exorreicas y las que su punto de salida se encuentra dentro de los límites de la cuenca y generalmente es un lago se conocen como endorreicas, en este contexto se define como parte-aguas a la línea imaginaria que se forma por los puntos de mayor elevación topográfica y que delimita la cuenca de una corriente.

La metodología tradicional empleada para la delimitación de cuencas naturales se realiza mediante la interpretación de mapas cartográficos y conforme la tecnología ha ido evolucionando este proceso ha avanzado. En este sentido los Sistemas de Información

Geográfica (SIG) han venido a revolucionar y a facilitar dicha tarea, al emplear archivos de tipo digital y ya no los convencionales de papel.

Hoy en día existen diferentes métodos que mejoran o reemplazan a los métodos existentes en materia de delimitación de cuencas, en este sentido los trabajos que vinculan los SIG's son extensos y la calidad de los resultados dependerá de la exactitud, precisión y resolución espacial de los datos de entrada (Piedra, 2013).

La metodología para la delimitación tradicional requiere de un conocimiento en la lectura de mapas ya que esto dará la pauta en la caracterización de la superficie (por la ruptura de pendiente o morfología) y el significado de las principales configuraciones que el drenaje desarrolla sobre la superficie (García- Arizaga *et al.*, 2003)

3.2.2 Cuencas peri-urbanas

La hidrología periurbana centra su atención en aquellas cuencas alrededor de núcleos urbanos que se ven afectadas por el desarrollo de las grandes urbes. Las cuencas periurbanas se caracterizan por un alto grado de heterogeneidad, mezcla de áreas naturales, rurales y zonas urbanas (Santo Domingo *et al.*, 2010). En este tipo de cuencas existen elementos propios del proceso de urbanización que modifican la red de drenaje natural y la dirección de los flujos superficiales y sub-superficiales (Sanzana *et al.*, 2015).

3.2.3 Cuencas urbanas

La característica principal de las cuencas urbanas está representada por el incremento de la impermeabilización y la reducción de la infiltración debido al revestimiento del suelo como consecuencia de la construcción de nuevos edificios, pavimentación de calles y avenidas, así como el cambio en la cobertura vegetal. Estos factores incrementan el volumen y la velocidad del escurrimiento produciendo caudales máximos mayores en comparación con una cuenca natural o no intervenida

3.2.4 Relación entre los diferentes tipos de Cuencas

Una cuenca natural puede transformarse en periurbana con el paso del tiempo, y a su vez, una cuenca periurbana puede transformarse en urbana.

Pero ¿cuál es el límite entre una y otra? O ¿cómo podemos diferenciarlas? A continuación se plantea una tabla en función del porcentaje de zona urbana (Ver Tabla 3-1).

Tabla 3-1 Tipos de cuencas en función de su cobertura de suelo

Tipo de Cuenca	Porcentaje de cobertura natural [%]	Porcentaje de Cobertura Urbana [%]
Natural	90 - 100	0 - 10
Periurbana	11 - 89	11 - 89
Urbana	0 - 10	90 - 100

La Tabla 3-1 indica el tipo de cuenca en función del uso de suelo, sin embargo existen diferentes consideraciones y limitaciones para la definición de cada una.

A una cuenca natural se la considera como aquella cuenca virgen que no ha sido alterada por el hombre, que almacena agua de un cauce totalmente natural y su cobertura y uso de suelo es totalmente natural, sin embargo se observa también que existen cuencas naturales con un pequeño porcentaje de viviendas, las cuales más que urbanizaciones se las considera como zonas rurales, o pequeños asentamientos de personas dedicadas a la agricultura en general. Por lo cual la alteración que se produce en la superficie total de la cuenca tiene un efecto despreciable en la variación de la infiltración y por tanto del escurrimiento directo. Una cuenca periurbana, tiene su nombre debido a que generalmente se encuentran en la periferia de los diferentes municipios y ciudades, uno de los criterios que se puede tomar para definir una cuenca periurbana, es “una cuenca dentro de la cual un cauce natural se transforma en un cauce artificial, pudiendo ser este un dren un canal o una alcantarilla entre otras”. Con base en este criterio podemos notar que dependiendo el punto de cierre o el

punto de estudio que estemos analizando, una cuenca periurbana puede contener una cuenca urbana en su interior.

Así también es importante mencionar que podemos encontrar una cuenca periurbana en el centro de una gran urbanización. ¿Por qué sucede esto? Algunas de las ciudades más grandes poseen parques con grandes zonas boscosas y de praderas (un ejemplo perfecto es Central Park en EEUU) al realizar el trazado de una cuenca cerca de este parque seguramente nos encontraremos con características de cuencas periurbanas sin estar ésta en la periferia de la ciudad. Finalmente, las cuencas urbanas son aquellas trazadas en zonas con un alto porcentaje de urbanización, su metodología es detallada en la sección (4.4), recalcando que su delimitación tiene un efecto directo en el cálculo de escurrimientos al realizar estudios hidrológicos e hidráulicos.

3.3 Tiempo de Concentración

El tiempo de concentración es también conocido como el tiempo de respuesta o tiempo de equilibrio; es un variable utilizada extensivamente en el diseño hidrológico para determinar la capacidad hidráulica máxima de diferentes estructuras. Llamas (1985) lo define como el tiempo requerido para que todo el sistema (toda la cuenca) contribuya eficazmente a la generación de flujo en el punto de cierre de la cuenca.

Se atribuye comúnmente el tiempo de concentración al tiempo que tarda un gota de agua caída en el punto más alejado de la cuenca hasta el sitio de cierre o desagüe, lo cual, no siempre se corresponde con el fenómeno real, pues pueden existir lugares en la cuenca en los que el agua caída tarde más en llegar al desagüe que el más alejado. Además, debe tenerse claro que el tiempo de concentración en una cuenca no es constante ya que depende ligeramente de las características de la lluvia (Upegui y Gutiérrez, 2011).

Desde el punto de vista empírico, en la literatura se encuentran numerosas expresiones para determinar el tiempo de concentración de las cuencas hidrográficas. A continuación se presenta un resumen de las ecuaciones que usualmente son empleadas en zonas naturales y urbanas.

1. ASC Modificada (Upegui y Gutiérrez, 2011)

$$t_c = \frac{0.007 \times n^{0.8} \times L^{0.8}}{S^{0.4} \times P_2^{0.5}} \quad (3.1)$$

Donde:

t_c	=	Tiempo de Concentración	[min]
n	=	Coefficiente de rugosidad de Manning del cauce (Ver Apéndice A)	[m ^{-1/3} .s]
L	=	Longitud del curso de agua más largo	[ft]
S	=	Pendiente promedio del cauce principal	[adimensional]
P_2	=	Precipitación con un periodo de retorno de 2 años para una lluvia de 24 horas	[in]

2. ASCE (Morgali y Linsley, 1965; Kang *et al.*, 2008; Almeida, 2014)

$$t_c = \frac{7.2983 \times L^{0.6} \times n^{0.6}}{i^{0.4} \times S^{0.3}} \quad (3.2)$$

Donde:

t_c	=	Tiempo de Concentración	[h]
L	=	Longitud del curso de agua más largo	[km]
n	=	Coefficiente de rugosidad de Manning del cauce (Ver Apéndice A)	[m ^{-1/3} .s]
i	=	Intensidad de la lluvia	[mm/h]
S	=	Pendiente promedio del cauce principal	[adimensional]

3. Bransby – Williams (Upegui y Gutiérrez, 2011)

$$t_c = 14.6 \times L \times A^{-0.1} \times S^{-0.2} \quad (3.3)$$

Donde:

t_c	=	Tiempo de Concentración	[min]
L	=	Longitud del curso de agua más largo	[km]
A	=	Área de la Cuenca	[km ²]
S	=	Pendiente promedio del cauce principal	[adimensional]

4. California Culvert Practice (Upegui y Gutiérrez, 2011)

$$t_c = 60 \times \left[\frac{0.87075 \times L^3}{H} \right]^{0.385} \quad (3.4)$$

Donde:

t_c = Tiempo de Concentración [min]
 L = Longitud del curso de agua más largo [km]
 H = Desnivel entre el punto más alto y el más bajo de la cuenca [m]

5. Carter (Carter, 1961; Sharifi y Hosseini, 2011; Almeida, 2014)

$$t_c = 0.0977 \times \frac{L^{0.6}}{S^{0.3}} \quad (3.5)$$

Donde:

t_c = Tiempo de Concentración [h]
 L = Longitud del curso de agua más largo [km]
 S = Pendiente promedio del cauce principal [adimensional]

6. Clark (Upegui y Gutiérrez, 2011)

$$t_c = 0.335 \times \left[\frac{A}{S^{0.5}} \right]^{0.593} \quad (3.6)$$

Donde:

t_c = Tiempo de Concentración [h]
 A = Área de la Cuenca [km²]
 S = Pendiente promedio del cauce principal [adimensional]

7. Corps Engineers (Silveira, 2005; Almeida, 2014)

$$t_c = 0.191 \times L^{0.76} \times S^{-0.19} \quad (3.7)$$

Donde:

t_c = Tiempo de Concentración [h]
 L = Longitud del curso de agua más largo [km]
 S = Pendiente promedio del cauce principal [adimensional]

8. Dooge (Silveira, 2005; Almeida, 2014)

$$t_c = 0.365 \times S^{0.41} \times S^{-0.17} \quad (3.8)$$

Donde:

t_c = Tiempo de Concentración [h]
 S = Pendiente promedio del cauce principal [adimensional]

9. DNOS (Silveira, 2005; Almeida, 2014)

$$t_c = 0.419 \times \frac{A^{0.3} \times L^{0.2}}{K \times S^{0.4}} \quad (3.9)$$

Donde:

t_c = Tiempo de Concentración [h]
 A = Área de la Cuenca [km²]
 L = Longitud del curso de agua más largo [km]
 K = Coeficiente del tipo de superficie [adimensional]
 S = Pendiente promedio del cauce principal [adimensional]

10. Ecuación del SCS (Upegui y Gutiérrez, 2011)

$$t_c = \frac{100 \times L^{0.8} \times \left[\left(\frac{1000}{CN} - 9 \right) \right]^{0.7}}{1900 \times (S \times 100)^{0.5}} \quad (3.10)$$

Donde:

t_c = Tiempo de Concentración [h]
 L = Longitud del curso de agua más largo [ft]
 CN = Número de la curva de escurrimiento (Ver Apéndice B) [adimensional]
 S = Pendiente promedio del cauce principal [adimensional]

11. Epsey (Hotchkiss y McCallum, 1995; Mata-Lima *et al.*, 2007; Almeida, 2014)

$$t_c = 6.89 \times \left(\frac{L}{\sqrt{S}} \right)^{0.36} \quad (3.11)$$

Donde:

- tc = Tiempo de Concentración [h]
- L = Longitud del curso de agua más largo [km]
- S = Pendiente promedio del cauce principal [adimensional]

12. Espey – Winslow (Karamouz *et al.*, 2012)

$$tc = 31 \times \quad \times L^{0.29} \times S^{-0.145} \times I^{-0.6} \quad (3.12)$$

Donde:

- tc = Tiempo de Concentración [min]
- = Factor de conducción (Ver Apéndice C) [adimensional]
- L = Longitud del curso de agua más largo [ft]
- S = Pendiente promedio del cauce principal [adimensional]
- I = Porcentaje de área impermeable en la cuenca [%]

13. Federal Aviation Agency, FAA (Upegui y Gutiérrez, 2011)

$$tc = 3.26(1.1 - C) \frac{(L \times 1000)^{0.5}}{(S \times 100)^{0.333}} \quad (3.13)$$

Donde:

- tc = Tiempo de Concentración [min]
- C = Coeficiente de escurrimiento del método racional (Ver Apéndice D) [adimensional]
- L = Longitud del curso de agua más largo [km]
- S = Pendiente promedio del cauce principal [adimensional]

14. George Rivero (Upegui y Gutiérrez, 2011)

$$tc = \frac{16 \times L}{\left[(1.05 - 0.2 \times p) \times (100 \times S)^{0.04} \right]} \quad (3.14)$$

Donde:

- tc = Tiempo de Concentración [min]
- L = Longitud del curso de agua más largo [km]
- p = Relación entre el área cubierta de vegetación y el área de la cuenca
- S = Pendiente promedio del cauce principal [adimensional]

15. Giandiotti (Upegui y Gutiérrez, 2011)

$$t_c = \frac{4 \times \sqrt{A} + 1.5 \times L}{25.3 \times \sqrt{S \times L}} \quad (3.15)$$

Donde:

t_c	=	Tiempo de Concentración	[h]
A	=	Área de la Cuenca	[km ²]
L	=	Longitud del curso de agua más largo	[km]
S	=	Pendiente promedio del cauce principal	[adimensional]

16. Haktanir y Sezen (Haktanir y Sezen, 1990; Fang *et al.*, 2008; Almeida, 2014)

$$t_c = 0.7473 \times L^{0.841} \quad (3.16)$$

Donde:

t_c	=	Tiempo de Concentración	[h]
L	=	Longitud del curso de agua más largo	[km]

17. Henderson y Wooding (Henderson y Wooding, 1964; Upegui y Gutiérrez, 2011)

$$t_c = 0.94 \times i^{-0.4} \times \left[\frac{n \times L}{\sqrt{S}} \right]^{0.6} \quad (3.17)$$

Donde:

t_c	=	Tiempo de Concentración	[min]
i	=	Intensidad de la lluvia	[mm/h]
n	=	Coefficiente de rugosidad de Manning del cauce (Ver Apéndice A)	[m ^{-1/3} .s]
L	=	Longitud del curso de agua más largo	[ft]
S	=	Pendiente promedio del cauce principal	[adimensional]

18. Izzard (Izzard y Hicks, 1947; Upegui y Gutiérrez, 2011)

$$t_c = \frac{41.025 \times (0.0007 \times i^{0.8} + c) \times L^{0.333} \times n^{0.605}}{i^{0.667} \times S^{0.333}} \quad (3.18)$$

Donde:

t_c	=	Tiempo de Concentración	[min]
i	=	Intensidad de la lluvia	[ft/s]

L	=	Longitud del curso de agua más largo	[ft]
n	=	Coeficiente de rugosidad de Manning del cauce (Ver Apéndice A)	[m ^{-1/3} .s]
S	=	Pendiente promedio del cauce principal	[adimensional]

19. Johnstone Cross (Johnstone y Cross, 1947; Upegui y Gutiérrez, 2011)

$$t_c = 5 \times \left(\frac{L}{\sqrt{S}} \right)^{0.5} \quad (3.19)$$

Donde:

t _c	=	Tiempo de Concentración	[h]
L	=	Longitud del curso de agua más largo	[mi]
S	=	Pendiente promedio del cauce principal	[ft/mi]

20. Kerby – Hathaway (Kerby, 1959; Upegui y Gutiérrez, 2011)

$$t_c = \left[\frac{0.67 \times n \times L}{\sqrt{S}} \right]^{0.467} \quad (3.20)$$

Donde:

t _c	=	Tiempo de Concentración	[min]
n	=	Coeficiente de rugosidad de Manning del cauce (Ver Apéndice A)	[m ^{-1/3} .s]
L	=	Longitud del curso de agua más largo	[ft]
S	=	Pendiente promedio del cauce principal	[adimensional]

21. Kinematic wave (Kibler, 1982; Sharifi y Hosseini, 2011; Almeida, 2014)

$$t_c = 7.35 \times n^{0.6} \times i^{-0.4} \times L^{0.6} \times S^{-0.3} \quad (3.21)$$

Donde:

t _c	=	Tiempo de Concentración	[h]
n	=	Coeficiente de rugosidad de Manning del cauce (Ver Apéndice A)	[m ^{-1/3} .s]
i	=	Intensidad de la lluvia	[mm/h]
L	=	Longitud del curso de agua más largo	[km]
S	=	Pendiente promedio del cauce principal	[adimensional]

22. Kirpich (Almeida, 2014)

$$tc = 0.0663 \times L^{0.77} \times S^{-0.385} \quad (3.22)$$

Donde:

- tc = Tiempo de Concentración [h]
- L = Longitud del curso de agua más largo [km]
- S = Pendiente promedio del cauce principal [adimensional]

23. McCuen *et al.* (McCuen *et al.*, 1984; Fang *et al.*, 2008; Almeida, 2014)

$$tc = 2.253 \times i^{-0.7164} \times L^{0.5552} \times S^{-0.2070} \quad (3.23)$$

Donde:

- tc = Tiempo de Concentración [h]
- i = Intensidad de la lluvia [mm/h]
- L = Longitud del curso de agua más largo [km]
- S = Pendiente promedio del cauce principal [adimensional]

24. Método Racional Generalizado (Upegui y Gutiérrez, 2011)

$$tc = \left[\frac{60 \times n \times L}{H^{0.3}} \right] \quad (3.24)$$

Donde:

- tc = Tiempo de Concentración [min]
- n = Coeficiente de rugosidad de Manning del cauce (Ver Apéndice A) [m^{-1/3}.s]
- L = Longitud del curso de agua más largo [km]
- H = Desnivel entre el punto más alto y el más bajo de la cuenca [m]

25. Modelo Eagleson (Karamouz *et al.*, 2012)

$$tc = 0.0111 \times L \times n \times Rh^{-2/3} \times S^{-1/2} \quad (3.25)$$

Donde:

- tc = Tiempo de Concentración [min]
- L = Longitud del curso de agua más largo [ft]
- n = Coeficiente de rugosidad de Manning del cauce (Ver Apéndice A) [m^{-1/3}.s]

Rh	=	Radio Hidráulico	[ft]
S	=	Pendiente promedio del cauce principal	[adimensional]

26. Morgali y Linsley (Morgali y Linsley, 1965; Upegui y Gutiérrez, 2011)

$$tc = \frac{0.933 \times L^{0.6} \times n^{0.6}}{i^{0.4} \times S^{0.3}} \quad (3.26)$$

Donde:

tc	=	Tiempo de Concentración	[min]
L	=	Longitud del curso de agua más largo	[ft]
n	=	Coefficiente de rugosidad de Manning del cauce (Ver Apéndice A)	[m ^{-1/3} .s]
i	=	Intensidad de la lluvia	[mm/h]
S	=	Pendiente promedio del cauce principal	[adimensional]

27. Papadakis y Kazan (Loukas y Quick, 1996; Almeida, 2014)

$$tc = \frac{2.1539 \times n^{0.52} \times L^{0.5}}{i^{0.38} \times S^{0.31}} \quad (3.27)$$

Donde:

tc	=	Tiempo de Concentración	[h]
n	=	Coefficiente de rugosidad de Manning del cauce (Ver Apéndice A)	[m ^{-1/3} .s]
L	=	Longitud del curso de agua más largo	[km]
i	=	Intensidad de la lluvia	[mm/h]
S	=	Pendiente promedio del cauce principal	[adimensional]

28. Passini (Upegui y Gutiérrez, 2011)

$$tc = \frac{\left[0.108 \times (A \times L)^{1/3} \right]}{S^{0.5}} \quad (3.28)$$

Donde:

tc	=	Tiempo de Concentración	[h]
A	=	Área de la Cuenca	[km ²]
L	=	Longitud del curso de agua más largo	[km]
S	=	Pendiente promedio del cauce principal	[adimensional]

29. Pérez (Pérez, 1985; Upegui y Gutiérrez, 2011)

$$tc = \frac{L}{72 \times \left(\frac{H}{L}\right)^{0.6}} \quad (3.29)$$

Donde:

tc = Tiempo de Concentración [h]
L = Longitud del curso de agua más largo [km]
H = Desnivel entre el punto más alto y el más bajo de la cuenca [m]

30. Pickering (Mata-Lima *et al.*, 2007; Almeida, 2014)

$$tc = \left(\frac{0.871 \times L^3}{H}\right)^{0.385} \quad (3.30)$$

Donde:

tc = Tiempo de Concentración [h]
L = Longitud del curso de agua más largo [km]
H = Desnivel entre el punto más alto y el más bajo de la cuenca [m]

31. Picking (Mata-Lima *et al.*, 2007; Silveira, 2005; Almeida, 2014)

$$tc = 0.0883 \times L^{0.667} \times S^{-0.333} \quad (3.31)$$

Donde:

tc = Tiempo de Concentración [h]
L = Longitud del curso de agua más largo [km]
S = Pendiente promedio del cauce principal [adimensional]

32. Pilgrim y McDermott (Pilgrim y McDermott, 1981; Upegui y Gutiérrez, 2011)

$$tc = 0.76 \times A^{0.38} \quad (3.32)$$

Donde:

tc = Tiempo de Concentración [h]
A = Área de la Cuenca [km²]

33. Simas – Hawkins (Fang *et al.*, 2008; Almeida, 2014)

$$tc = 0.322 \times A^{0.594} \times L^{-0.594} \times S^{-0.150} \times S_{SCS}^{0.31} \quad (3.33)$$

$$S_{SCS} = \frac{25400}{CN} - 254 \quad (3.34)$$

Donde:

tc	=	Tiempo de Concentración	[h]
A	=	Área de la Cuenca	[km ²]
L	=	Longitud del curso de agua más largo	[km]
S	=	Pendiente promedio del cauce principal	[adimensional]
S _{SCS}	=	Máxima capacidad de retención	[mm]
CN	=	Número de la curva de escurrimiento (Ver Apéndice B)	[adimensional]

34. Snyder (Snyder, 1938; Upegui y Gutiérrez, 2011)

$$tc = 1.2 \times (L \times L_{cg})^{0.3} \quad (3.35)$$

Donde:

tc	=	Tiempo de Concentración	[h]
L	=	Longitud del curso de agua más largo	[km]
L _{cg}	=	Distancia desde la salida hasta el centro de gravedad de la cuenca	[mi]

35. Témez (Upegui y Gutiérrez, 2011)

$$tc = 0.3 \times \left[\frac{L}{S^{0.25}} \right]^{0.76} \quad (3.36)$$

Donde:

tc	=	Tiempo de Concentración	[h]
L	=	Longitud del curso de agua más largo	[km]
S	=	Pendiente promedio del cauce principal	[adimensional]

36. Valencia y Zuluaga (Upegui y Gutiérrez, 2011)

$$tc = 1.7694 \times A^{0.325} \times L^{-0.096} \times S^{-0.290} \quad (3.37)$$

Donde:

tc	=	Tiempo de Concentración	[h]
A	=	Área de la Cuenca	[km ²]
L	=	Longitud del curso de agua más largo	[km]
S	=	Pendiente promedio del cauce principal	[%]

37. Van Sickle (Karamouz *et al.*, 2012)

$$tc = 0.55 \times \left(\frac{L \times Lcu}{\sqrt{S}} \right) \quad (3.38)$$

Donde:

tc	=	Tiempo de Concentración	[min]
L	=	Longitud del curso de agua más largo	[mi]
Lcu	=	Perímetro de la cuenca	[mi]
S	=	Pendiente promedio del cauce principal	[adimensional]

38. Ven te Chow (Silveira, 2005; Almeida, 2014)

$$tc = 0.1602 \times L^{0.64} \times S^{-0.32} \quad (3.39)$$

Donde:

tc	=	Tiempo de Concentración	[h]
L	=	Longitud del curso de agua más largo	[km]
S	=	Pendiente promedio del cauce principal	[adimensional]

39. Ventura – Heras (Upegui y Gutiérrez, 2011)

$$tc = \times \frac{A^{0.5}}{S} \quad 0.04 \leq \leq 0.13 \quad (3.40)$$

$$= \frac{L}{\sqrt{S}} \quad (3.41)$$

Donde:

tc	=	Tiempo de Concentración	[h]
	=	Parámetro en función de la pendiente	
A	=	Área de la Cuenca	[km ²]
S	=	Pendiente promedio del cauce principal	[adimensional]

40. Williams (Williams, 1992; Fang *et al.*, 2008; Almeida, 2014)

$$t_c = \frac{0.272 \times L \times A^{0.4}}{D \times S^{0.2}} \quad (3.42)$$

Donde:

t_c	=	Tiempo de Concentración	[h]
L	=	Longitud del curso de agua más largo	[km]
A	=	Área de la Cuenca	[km ²]
D	=	Diámetro equivalente a la cuenca	[km]
S	=	Pendiente promedio del cauce principal	[adimensional]

41. Woolhiser y Liggett's (Woolhiser y Liggett's, 1967; Wong, 2009; Almeida, 2014)

$$t_c = 7.3015 \times \left(\frac{n \times L}{S^{0.5}} \right)^{0.6} \times i^{-0.4} \quad (3.43)$$

Donde:

t_c	=	Tiempo de Concentración	[h]
n	=	Coficiente de rugosidad de Manning del cauce (Ver Apéndice A)	[m ^{-1/3} .s]
L	=	Longitud del curso de agua más largo	[km]
S	=	Pendiente promedio del cauce principal	[adimensional]
i	=	Intensidad de la lluvia	[mm/h]

42. Yen y Chow's (Wong, 2009; Almeida, 2014)

$$t_c = 1.2 \times \left(\frac{n \times L}{S^{0.5}} \right)^{0.6} \quad (3.44)$$

Donde:

t_c	=	Tiempo de Concentración	[h]
n	=	Coficiente de rugosidad de Manning del cauce (Ver Apéndice A)	[m ^{-1/3} .s]
L	=	Longitud del curso de agua más largo	[km]
S	=	Pendiente promedio del cauce principal	[adimensional]

3.4 Medición del Escurrimiento

3.4.1 Definición

El escurrimiento se define como el agua proveniente de la precipitación que circula sobre o bajo la superficie terrestre y que llega a una corriente para finalmente ser drenada hasta la salida de la cuenca.

El escurrimiento se mide en gasto, caudal o flujo volumétrico. Está definido como el volumen de líquido que pasa por una cierta sección del cauce o canal en la unidad de tiempo. Las unidades comunes para el gasto o caudal son litros por segundo, para caudales pequeños, o metros cúbicos por segundo para grandes gastos. Aforar una corriente significa determinar a través de mediciones, el gasto que pasa por una sección dada.

3.4.2 Tipos de Escurrimientos

El escurrimiento superficial es el que llega más rápido hasta la salida de la cuenca, está relacionado directamente con una tormenta particular y se llama *escurrimiento directo*.

El escurrimiento subterráneo es que más lentamente llega a la salida de la cuenca (puede tardar incluso años) y difícilmente se puede relacionar con una tormenta en particular. Es el que alimenta a las corrientes cuando no hay lluvias y por eso se dice que forma el *escurrimiento base*. El escurrimiento sub-superficial suele tratarse en forma conjunta con el escurrimiento directo o con el escurrimiento base, de acuerdo con su velocidad de movimiento.

3.4.3 Métodos de Medición

3.4.3.1 Sección de Control

Una sección de control de una corriente es aquella en la que existe una relación única entre el tirante y el gasto. Las secciones de control más comunes son los vertedores o las que propician el tirante crítico. Se puede formar la sección de control elevando el fondo del cauce (escalón), modificando su ancho, o con una combinación de estas dos técnicas.

Si se forma un tirante crítico

$$Q=1.7 \times B \times H^{3/2} \quad (3.45)$$

Para una caída libre

$$Q=1.65 \times B \times y \sqrt{g \times y} \quad (3.46)$$

Para un vertedor triangular de pared delgada (Ver Figura 3-1)

$$Q=1.49 \times H^{2.48} \quad (3.47)$$

Para un vertedor rectangular de pared delgada

$$Q=1.9 \times L \times H^{3/2} \quad (3.48)$$

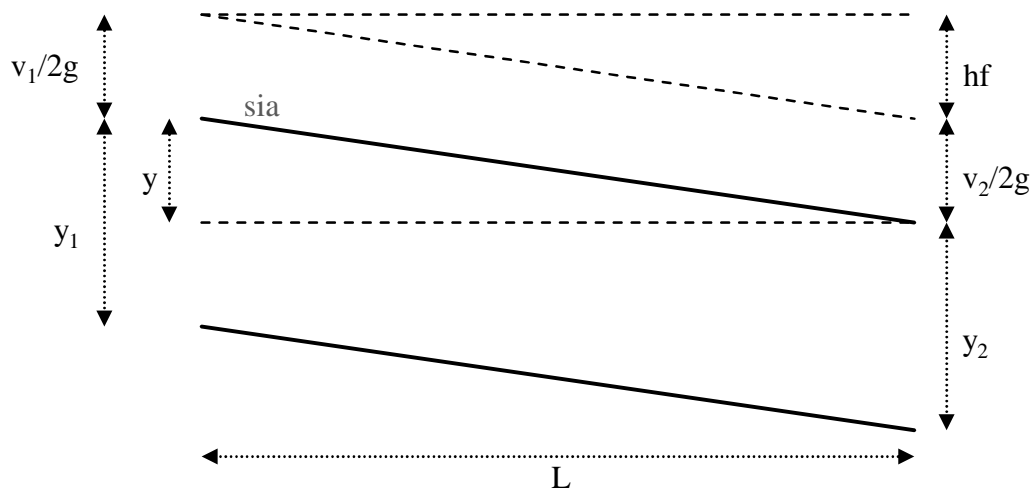


Figura 3-1 Detalle de un vertedor triangular de pared delgada.

3.4.3.2 Sección – Pendiente

Este método se utiliza para estimar el gasto máximo que se presentó durante una avenida reciente en un río donde no se cuenta con otro método de aforo. Se requiere de la topografía de un tramo de cauce y las marcas del nivel máximo del agua durante el paso de la avenida. Se basa en la fórmula de Manning (3.49) y la ecuación de la energía (Bernoulli) (3.50).

$$v = \frac{1}{n} \times R^{2/3} \times S^{1/2} \quad (3.49)$$



$$Q = \frac{\sqrt{\frac{y}{L}}}{\sqrt{K_d^2 - \frac{1}{b \times g \times L} \times \left(\frac{1}{A_1^2} - \frac{1}{A_2^2} \right)}} \quad (3.50)$$

Donde

$$k = \frac{A \times Rh^{2/3}}{n} \quad (3.51)$$

k	=	Coefficiente de conducción	
A ₁ y A ₂	=	Áreas hidráulicas de las secciones transversales al inicio y fin del tramo	[m ²]
b	=	Ancho del cauce	[m]
n	=	Coefficiente de rugosidad del cauce	
L	=	Longitud del curso de agua más largo	[m]
g	=	Fuerza de gravedad	[m ² /s]
y	=	Diferencia de niveles de la superficie libre del agua en las secciones	[m]



Figura 3-2 Escalas de niveles para la aplicación del método sección - pendiente

3.4.3.3 Sección – Velocidad

Es el método más usado en México. Consiste en medir la velocidad en varios puntos de la sección transversal, calcular la velocidad media y después determinar el gasto por medio de la ecuación de continuidad (3.52).

$$Q = A \times v \quad (3.52)$$

La velocidad se determina utilizando un “molinete” (Ver Figura 3-4 y Figura 3-5), y la distribución de velocidades se observa en la Figura 3-3.

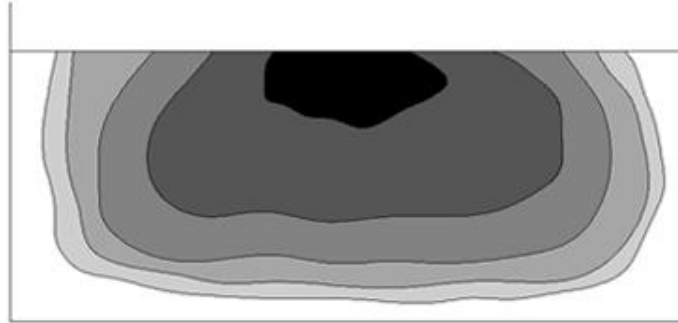


Figura 3-3 Representación de la distribución de velocidades en un cauce

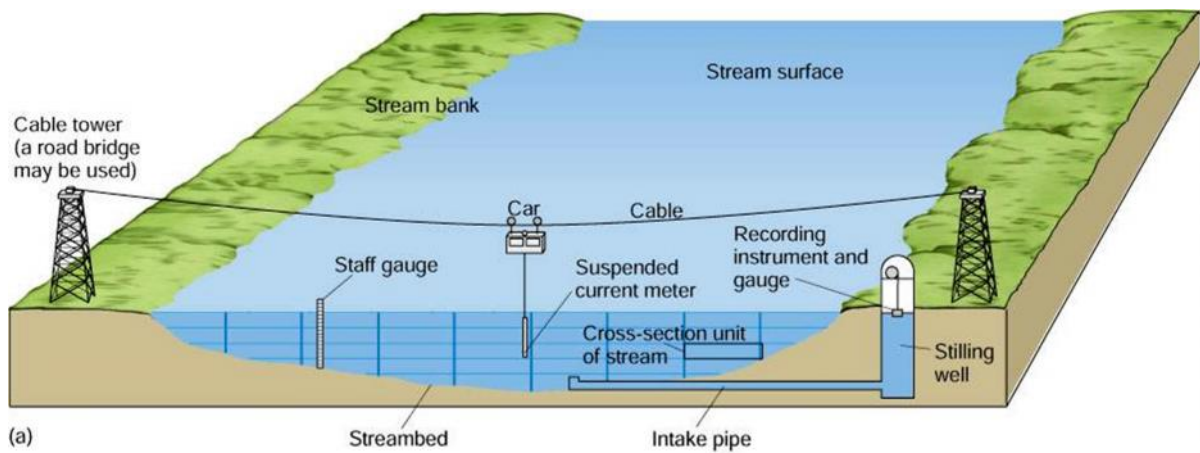


Figura 3-4 Representación esquemática de la medición de velocidades en campo, utilizando molinete

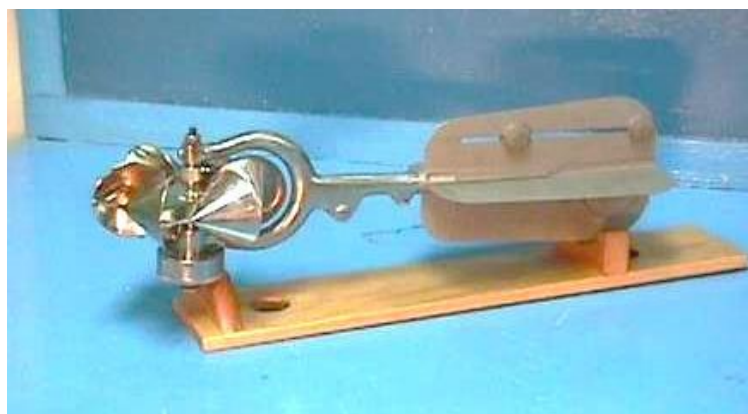


Figura 3-5 Vista lateral de un molinete, se observa su aleta de dirección, y el contador de revoluciones.

3.4.3.4 Trazadores

Este método consiste en soltar una cantidad conocida de una sustancia radiactiva o fluorescente, en una sección situada a una cierta distancia aguas arriba de la sección de aforos para posteriormente medir el tiempo en que tarda en llegar dicha sustancia así como su concentración a la última sección. Estos métodos son de aplicación limitada en México.

3.4.3.5 Sensores

La implementación de sensores en la medición de escurrimiento es una práctica que ha incrementado en los últimos años, por la ventaja que presenta sobre los métodos anteriores.

Existen diferentes tipos de sensores de medición en el mercado, sin embargo su principal desventaja es el elevado costo que tienen, la precisión en la lectura de datos puede ser efectuada en segundos, como el sensor mostrado en la Figura 3-6.



Figura 3-6 Sensor de nivel

Para tratar de resolver el problema que presenta el traslado, implementación y costo de estos equipos; inspirados en el sensor utilizado para la medición de datos en el presente

trabajo de investigación, el Maestro en Ciencias Israel Ruíz, de la carrera de Mecatrónica en conjunto con sus estudiantes han desarrollado un nuevo sensor (Ver Figura 3-7) el cual será más sencillo de transportar y con un costo mucho menor, además se pretende a futuro que no sea un simple medidor que guarde la información, sino que a su vez pueda transmitir estos datos a tiempo real y puedan ser implementados en el diseño de diferentes herramientas hidro-informáticas.

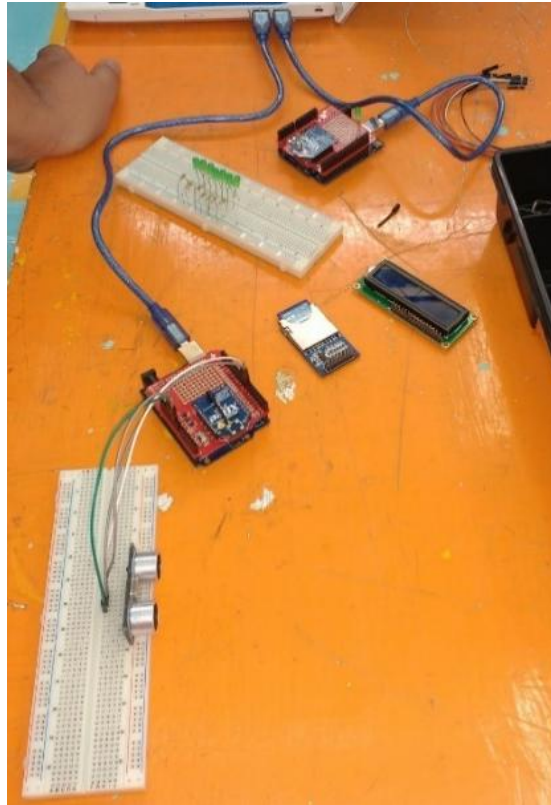


Figura 3-7 Sensor de nivel (Fase de pruebas – Futura implementación para transmisión de datos a tiempo real)

3.4.4 Curva de Elevaciones - Gasto

Una curva de elevaciones – gastos o simplemente “curva de gastos” (Ver Figura 3-8 y Figura 3-9) relaciona la elevación de la superficie libre del agua con el gasto o caudal que pasa por la sección y se construye con datos obtenidos de varios aforos.

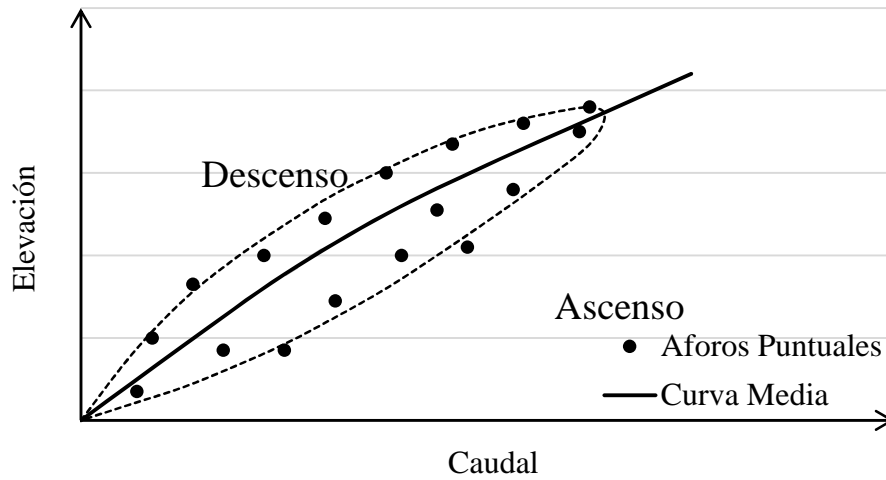


Figura 3-8 Tendencia de la curva elevaciones – gasto producida por la medición de aforos puntuales.

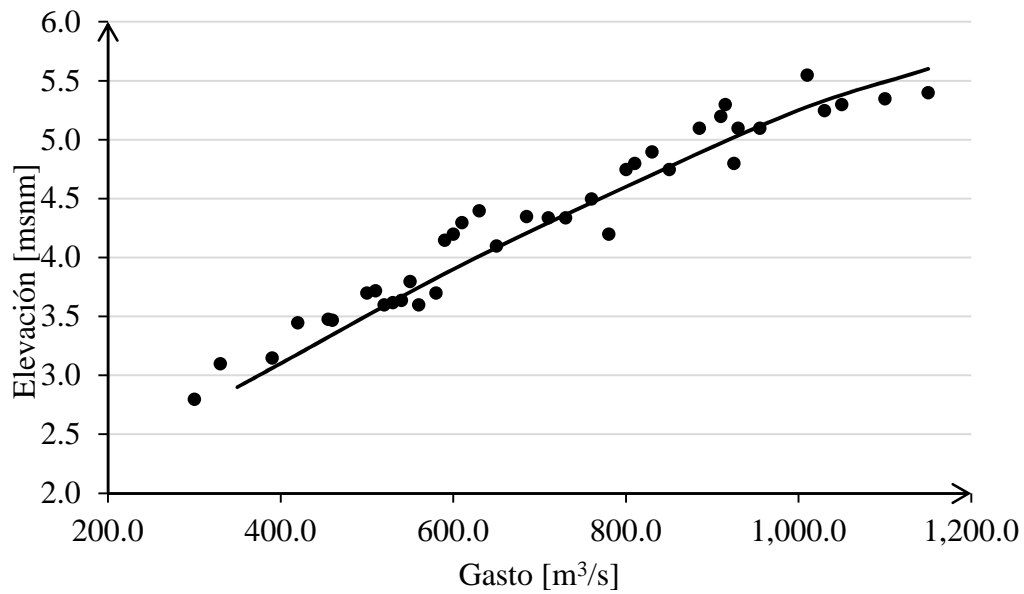


Figura 3-9 Curva elevaciones – gasto medida en el río Grijalva

En la mayoría de los ríos, la forma de las secciones transversales cambia continuamente debido a los procesos de erosión y sedimentación, por lo que es conveniente realizar aforos con frecuencias, con el fin de contar con una curva de gastos actualizada y por lo tanto más confiable.

En muchas estaciones se realizan aforos directos diarios, en otras la frecuencia varía. Una vez conocida la curva de gastos de la sección de aforos, es suficiente determinar la elevación de la superficie libre del agua para conocer el gasto o caudal en cualquier momento. La elevación se determina mediante una regla graduada colocada en una de las márgenes del río, a la cual se la conoce con el nombre de limnómetro o limnígrafo.

3.5 Tipos de Hidrogramas

Mientras que el hidrograma de escurrimiento es irregular, varias investigaciones verifican que los hidrogramas pueden ser representados con formas geométricas (tal como triangular o trapezoidal) simples. A continuación, se mencionarán algunos de los tipos de hidrogramas existentes.

3.5.1 Hidrograma Unitario

Según Moguel y Avedillo (2013) El método del hidrograma unitario fue desarrollado originalmente por Sherman en 1932 (Ver Figura 3-10), y está basado en las siguientes hipótesis:

- i. Distribución uniforme
- ii. Tiempo base constante
- iii. Linealidad y proporcionalidad
- iv. Superposición de causas y efectos.

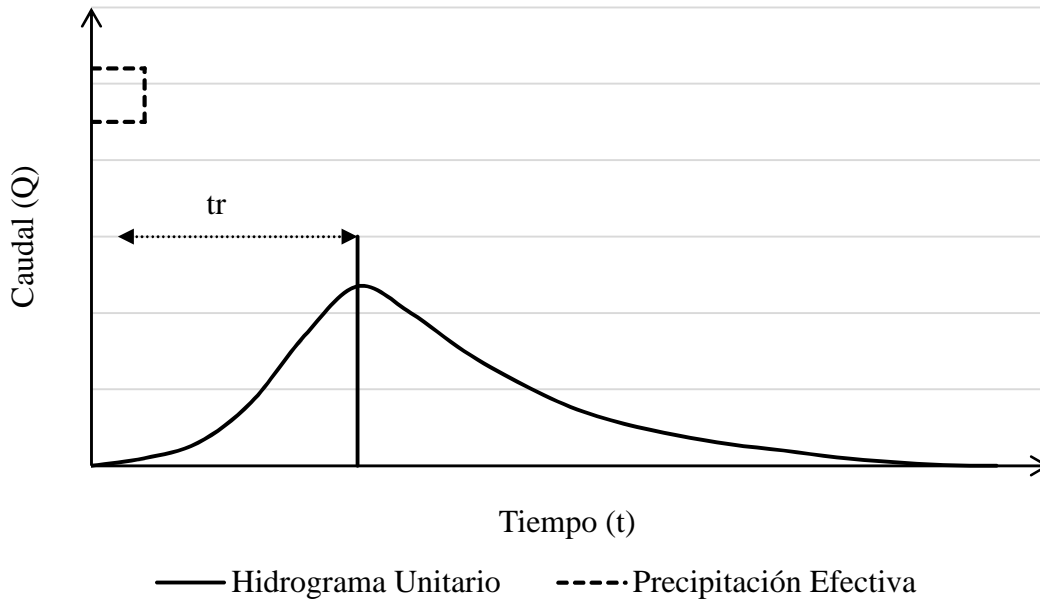


Figura 3-10 Hidrograma Unitario

De esta forma el gasto de pico Q_p de un hidrograma de escurrimiento directo puede expresarse como el producto de la altura de precipitación efectiva Pe por el gasto pico de un hidrograma unitario, q_p (Sherman, 1932).

$$Q_p = q_p \times Pe \quad (3.53)$$

El gasto pico del hidrograma unitario q_p , se expresa como una relación del gasto de equilibrio para un lluvia con intensidad $i = 1 \text{ mm / de}$

$$q_p = \frac{1\text{mm}}{\text{de}} \times A_c \times Z \quad (3.54)$$

Donde Z es la fracción mencionada, que se denomina factor de reducción de pico. Si A_c se expresa en km^2 y de en h , la ecuación (3.54) se escribe como

$$q_p = \frac{0.278 \times A_c}{\text{de}} \times Z \quad (3.55)$$

Donde qp está en m³/s/mm

Sustituyendo se tiene

$$Q_p = \frac{0.278 \times P_e \times A_c}{d_e} \times Z \quad (3.56)$$

3.5.2 Hidrograma Triangular

Mockus (1957) desarrolló un hidrograma unitario sintético de forma triangular (Ver Figura 3-11), que lo usa el SCS (Soil Conservation Service), el cual a pesar de su simplicidad, proporciona los parámetros fundamentales del hidrograma: caudal máximo, tiempo base, y el tiempo en que se produce el caudal máximo (Moguel y Avedillo, 2013).

De la geometría del hidrograma unitario, se escribe el gasto de pico como

$$q_p = \frac{0.555 \times A}{t_b} \quad (3.57)$$

Donde:

qp = Caudal unitario [m³/s/mm]
A = Área de la Cuenca [km²]
tb = Tiempo Base [h]

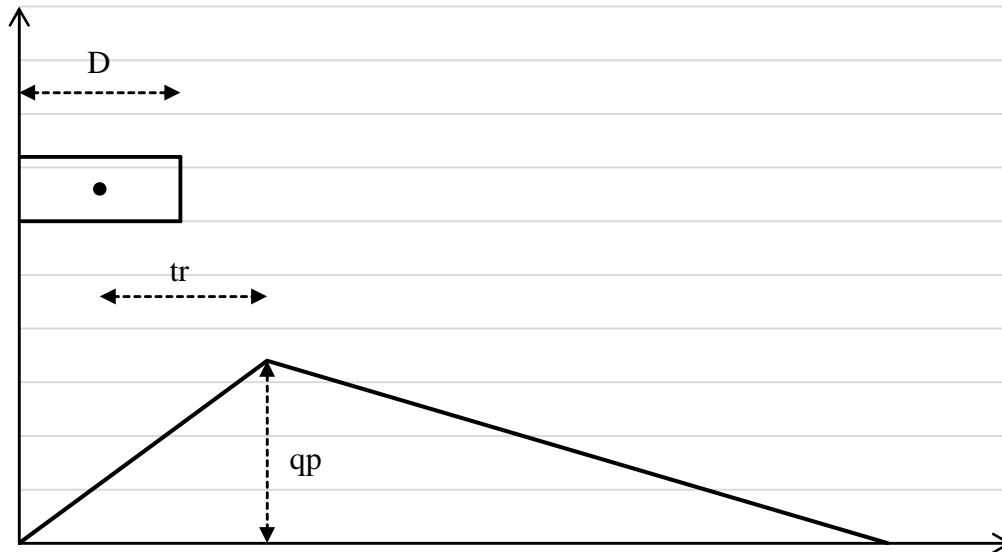


Figura 3-11 Hidrograma Triangular

Del análisis de varios hidrogramas. Mockus concluye que el tiempo base y el tiempo de pico t_p se relacionan mediante la expresión (3.58) (Luxon y Pius, 2013).

$$t_b = 2.67 \times t_p \quad (3.58)$$

A su vez, el tiempo de pico se expresa como

$$t_p = \frac{de}{2} + t_r \quad (3.59)$$

donde de es la duración en exceso [h]; t_r el tiempo de retraso, el cual se lo obtiene de la siguiente ecuación en función del tiempo de concentración

$$t_r = 0.6 \times t_c \quad (3.60)$$

Además la duración en exceso con la que se tiene mayor gasto de pico, a falta de mejores datos, se puede calcular aproximadamente como

$$de = 2 \times \sqrt{t_c} \quad (3.61)$$

Para cuencas grandes, o bien $de=tc$ para las pequeñas. Todos los tiempos y la duración en exceso en las fórmulas están en horas

$$qp = \frac{0.208 \times A}{tp} \quad (3.62)$$

Donde

$$tp = \sqrt{tc} + 0.6 \times tc \quad (3.63)$$

3.5.3 Hidrograma de Snyder

En 1938 Snyder estudio varias cuencas en las montañas Apalaches (varios estados del Este de los Estados Unidos), las cuencas variaban en superficie desde 30 a 30000 km². Snyder encontró relaciones entre las características de las cuencas y su hidrograma unitario, en 1959, el Cuerpo de Ingenieros del Ejército de los Estados Unidos confirmó dichas relaciones y concluyeron que las relaciones obtenidas en las cuencas instrumentadas (pluviógrafos y aforos), pudieran ser extrapolados a cuencas no instrumentadas para deducir su hidrograma unitario basados en parámetros de la cuenca instrumentada, las cuales deben estar en la misma región y con características semejantes (Ramírez, 2000). Las ecuaciones aplicadas en el sistema métrico son las siguientes:

$$tr = 0.75 \times Ct \times (L \times L_{cg})^{0.3} \quad (3.64)$$

$$de = \frac{tr}{5.5} \quad (3.65)$$

$$tb = 3 + \frac{tr}{8} \quad (3.66)$$

$$qp = \frac{2.75 \times A \times Cp}{tr} \quad (3.67)$$

$$tr' = tr + 0.25 \times (de' - de) \quad (3.68)$$

$$W_{75} = 1.22 \times \left(\frac{qp}{A} \right)^{-1.08} \quad (3.69)$$

$$W_{50} = 2.14 \times \left(\frac{qp}{A} \right)^{-1.08} \quad (3.70)$$

Donde:

tr	=	Tiempo de Retraso	[min]
de	=	Duración de la lluvia en exceso	[min]
L	=	Longitud del curso de agua más largo	[km]
L _{cg}	=	Distancia desde la salida hasta el centro de gravedad de la cuenca	[km]
Ct	=	Coficiente derivado de cuencas instrumentadas en la misma región	
A	=	Área de la Cuenca	[km ²]
Cp	=	Coficiente derivado de cuencas instrumentadas en la misma región	
tb	=	Tiempo Base	[min]
qp	=	Caudal unitario	[m ³ /s/mm]
W ₅₀	=	Ancho del hidrograma al 50% de qp	[min]
W ₇₅	=	Ancho del hidrograma al 75% de qp	[min]

3.5.4 Hidrograma de Espey Altman y Graves

Una innovación adicional en el uso del método de Snyder ha sido la regionalización de los parámetros del hidrograma unitario. Espey, Altman y Graves, desarrollaron un conjunto de ecuaciones generalizadas para la construcción de hidrogramas unitarios de 10 minutos, utilizando un estudio de 41 cuencas con tamaños en el rango de 0.014 a 15 mi², y con porcentajes de impermeabilidad entre el 2 y el 100%. De las 41 cuencas, 16 se localizan en Texas, 9 en Carolina el Norte, 6 en Kentucky, 4 en Indiana, 2 en Colorado y Mississippi y 1 en Tennessee y Pensilvania. Las ecuaciones son:

$$tp = 3.1 \times L^{0.23} \times S^{-0.25} \times i^{-0.18} \times 1.57 \quad (3.71)$$

$$qp = 31.62 \times 10^3 \times A^{0.96} \times tp^{-1.07} \quad (3.72)$$

$$tb = 125.89 \times 10^3 \times A \times qp^{-0.95} \quad (3.73)$$

$$W_{50} = 16.22 \times 10^3 \times A^{0.93} \times tp^{-0.92} \quad (3.74)$$

$$W_{75} = 3.24 \times 10^3 \times A^{0.79} \times t_p^{-0.78} \quad (3.75)$$

Donde:

L	=	Longitud del curso de agua más largo	[ft]
H	=	Desnivel entre el punto más alto y el más bajo de la cuenca	[ft]
S	=	Pendiente promedio del cauce principal (H/0.8L)	[ft/ft]
i	=	Porcentaje de área impermeable en la cuenca	[%]
	=	Factor de conducción (Ver Apéndice C)	[adimensional]
A	=	Área de la Cuenca	[millas ²]
t _p	=	Tiempo pico	[min]
q _p	=	Caudal unitario	[cfs/pulg]
t _b	=	Tiempo base	[min]
W ₅₀	=	Ancho del hidrograma al 50% de q _p	[min]
W ₇₅	=	Ancho del hidrograma al 75% de q _p	[min]

3.5.5 Hidrograma del SCS

Del estudio de varios hidrogramas registrados en una gran diversidad de cuencas, se obtuvieron hidrogramas adimensionales (Ver Figura 3-12), dividiendo la escala de caudales entre el caudal máximo, y la escala del tiempo al que se representa el tiempo de máximo caudal, de tal manera que se obtuvo un hidrograma adimensional, para la modificación del hidrograma triangular de Mockus (Moguel y Avedillo, 2013).

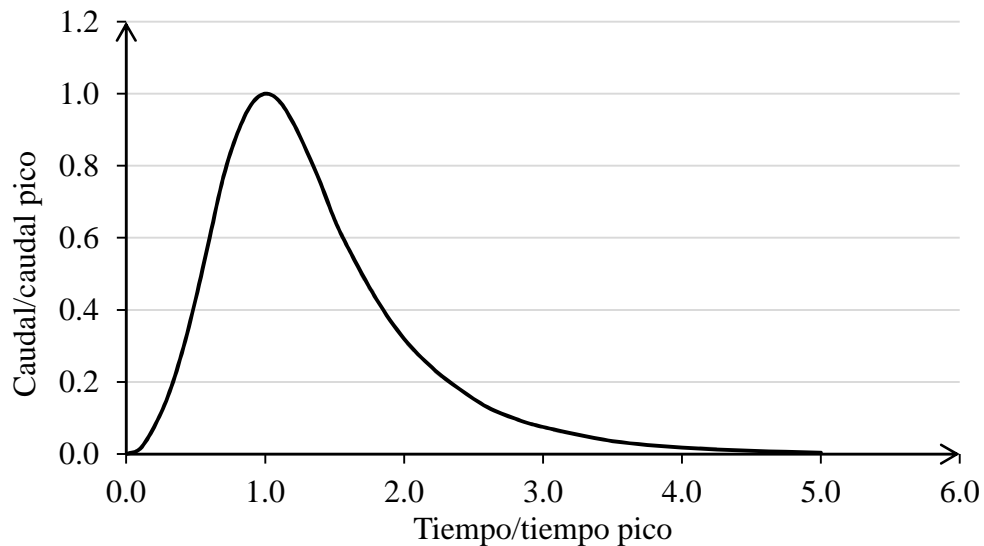


Figura 3-12 Hidrograma del Soil Conservation Service (SCS)

3.5.6 Hidrograma Trapezoidal

Forma de hidrograma analizado por varios investigadores, y recopilado por Hong *et al.* (2006) (Ver Figura 3-13), los cuales determinaron 7 diferentes combinaciones de hidrogramas trapezoidales tanto en la entrada como en la salida del flujo, obteniendo las ecuaciones del volumen de almacenamiento en cada caso.

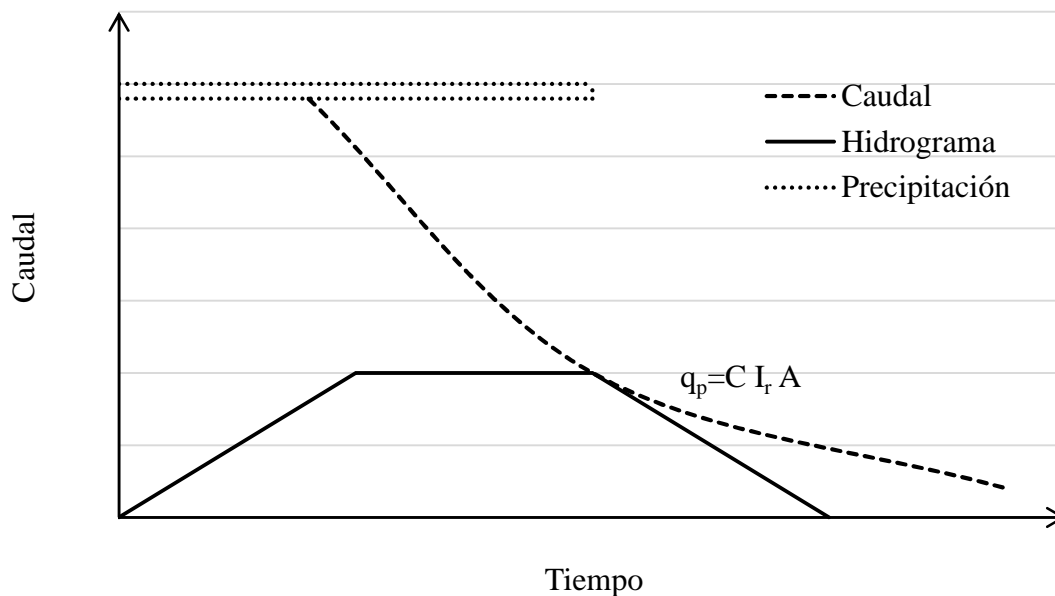


Figura 3-13 Hidrograma Trapezoidal ($t_d > t_c$)

3.5.7 Hidrograma Sintético de C.O. Clark

De todos los hidrogramas unitarios sintéticos, se ha comprobado que el que reporta resultados que mejor se ajustan al hidrograma unitario natural es el de C. O. Clark, debido seguramente a que su fundamento teórico es más riguroso que los otros. Sobre el concepto de hidrograma unitario, originalmente desarrollado por Sherman en 1932, C. O. Clark elaboró un método sobre ese mismo concepto, que es el hidrograma unitario instantáneo, correspondiente a una lluvia efectiva unitaria que cae de golpe, es decir en un instante. El Método de C. O. Clark, se basa en el principio de que el hidrograma total de una crecida, es el resultado de la suma de todos los hidrogramas de las sub-cuencas, debidamente

modificadas por el efecto de almacenaje entre la sub-cuenca y el punto donde se está determinando el hidrograma total. Evidentemente, el hidrograma de la sub-cuenca sería el producto de las otras sub-cuencas más pequeñas y así sucesivamente.

Para considerar el efecto de almacenaje, se han desarrollado métodos llamados de tránsito de avenidas, todos ellos basados en la ecuación de continuidad (3.76).

$$dV = (Q_a - Q_e) dt \quad (3.76)$$

Donde:

- V = Volumen de Almacenamiento
- Q_a = Caudal afluente
- Q_e = Caudal efluente
- t = Tiempo

V, Q_a y Q_e son referidos a un determinado tramo del río.

En el desarrollo de su método, para considerar el efecto del tránsito, Clark usó las fórmulas conocidas como Método de Muskingum, quien luego de una serie de elaboraciones llegó a las siguientes ecuaciones.

$$Q_{e_2} = C_0 \times Q_{a_2} + C_1 \times Q_{a_1} + C_2 \times Q_{e_1} \quad (3.77)$$

Donde

$$C_0 = -\frac{K \times X - 0.5 \times T}{K - K \times X + 0.5 \times T} \quad (3.78)$$

$$C_1 = \frac{K \times X + 0.5 \times T}{K - K \times X + 0.5 \times T} \quad (3.79)$$

$$C_2 = \frac{K - K \times X - 0.5 \times T}{K - K \times X + 0.5 \times T} \quad (3.80)$$

$$C_0 + C_1 + C_2 = 1 \quad (3.81)$$

T = Intervalo de tiempo entre los instantes 1 y 2.

Estas ecuaciones permiten resolver el problema del tránsito de la avenida en un río cualquiera, conocidos K y X (Pizarro *et al.*, 2009)

La idea de Clark consiste en que la modificación por almacenaje puede hacerse suponiendo que ésta es equivalente a la que ocurriría en un embalse con un valor de K igual al de la cuenca. El valor de X será cero, ya que en un embalse el gasto Q es solo función del gasto efluente Q . En resumen, los pasos a seguir para la obtención del hidrograma Unitario por el Método de C. O. Clark son los siguientes: (i) dividir la cuenca en varias sub-cuencas, mediante isócronas de acuerdo a los punto de igual tiempo de viaje o de concentración, y tomando en cuenta la topografía, hidrografía, etc. Las áreas entre las isócronas se expresan en porcentajes del área total. (ii) se construye un diagrama de porcentaje de área en función del tiempo de viaje. Siendo en el hidrograma unitario la lámina de lluvia efectiva igual a la unidad, este diagrama de lluvia correspondería a una lluvia efectiva instantánea (el escurrimiento producida por una lámina unitaria de agua es proporcional al área). Este gráfico constituye el hidrograma afluente del embalse hipotético de Clark, haciendo el tránsito por el Método de Muskingum con K de la cuenca y $X = 0$. El resultado de este tránsito de almacenaje viene dado en porcentaje de área, por lo que para convertirlo en caudales debe multiplicarse por la siguiente relación.

$$\frac{\text{lluvia efectiva [m]} \times \text{área total [m}^2\text{]}}{\text{intervalo entre isocronas} \times 100}$$

3.5.8 Hidrograma Parabólico

En matemática, la parábola es la sección cónica resultante de cortar un cono con un plano paralelo a su generatriz. Moguel y Avedillo (2013) formularon una serie de ecuaciones para relacionar la geometría analítica de una parábola con los parámetros principales de un hidrograma (caudal máximo, tiempo de concentración, etc.), aplicando así sus resultados para una cuenca natural de gran tamaño y obteniendo resultados con un ajuste muy bueno (Ver Figura 3-14).

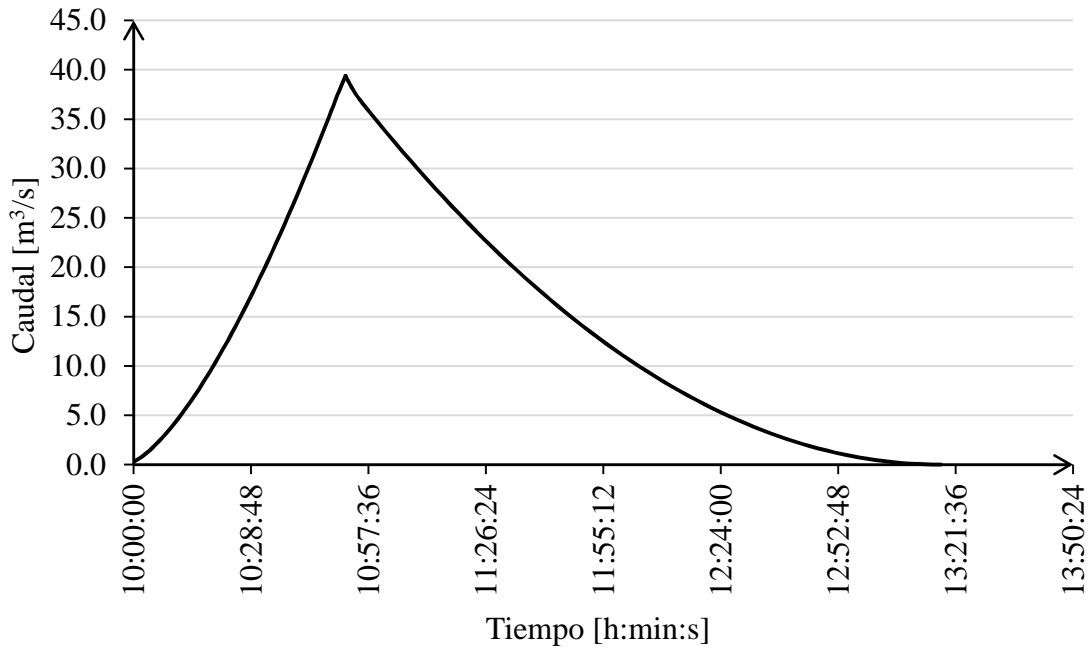


Figura 3-14 Hidrograma Parabólico propuesto por Moguel y Avedillo, 2013

Es necesario efectuar el análisis en dos partes, para obtener dos ecuaciones, la ecuación vertical (3.91) que será utilizada desde el origen hasta el gasto y tiempo pico, y la ecuación horizontal (3.105) que se aplicara del tiempo pico en adelante.

3.5.8.1 Ecuación Vertical

Partiendo de

$$(x - h)^2 = 4 \times y \times p - 4 \times k \times p \quad (3.82)$$

$$(x - h)^2 = 4 \times p \times (y - k) \quad (3.83)$$

$$(t - h)^2 = 4 \times p \times (Q - K) \quad (3.84)$$

Si

$$h=0 \text{ y } k=0 \Rightarrow t^2 = 4 \times p \times Q \quad (3.85)$$

Para

$$t = tp \quad y \quad Q = Qp \quad (3.86)$$

$$tp^2 = 4 \times p \times Qp \quad (3.87)$$

$$4 \times p = \frac{tp^2}{Qp} \quad (3.88)$$

$$t^2 = \frac{tp^2}{Qp} \times Q \quad (3.89)$$

$$Q = \frac{t^2}{\frac{tp^2}{Qp}} \quad (3.90)$$

$$Q = \frac{Qp \times t^2}{tp^2} \quad (3.91)$$

3.5.8.2 Ecuación Horizontal

Partiendo de la premisa que en cualquier parábola $a = b$

Tenemos

$$a = t - (h - p) \quad (3.92)$$

Y,

$$b = \sqrt{[t - (h + p)]^2 + (Q - K)^2} \quad (3.93)$$

Por tanto

$$[t - (h - p)]^2 = [t - (h + p)]^2 + (Q - K)^2 \quad (3.94)$$

Desarrollando

$$[t - (h - p)]^2 = [t^2 - 2 \times t \times (h + p) + (h + p)^2] + (Q^2 - 2 \times Q \times K + K^2) \quad (3.95)$$

$$\left[t^2 - 2 \times t \times (h - p) + (h - p)^2 \right] = t^2 - 2 \times t \times h - 2 \times t \times p + h^2 + 2 \times h \times p + p^2 + Q^2 - 2 \times Q \times K + K^2 \quad (3.96)$$

$$2 \times t \times p - 2 \times h \times p = -2 \times t \times p + 2 \times h \times p + Q^2 - 2 \times Q \times K + K^2 \quad (3.97)$$

Factorizando

$$(Q - K)^2 = 4 \times p \times (t - h) \quad (3.98)$$

$$(y - K)^2 = 4 \times p \times (x - h) \quad (3.99)$$

$$Q^2 = 4 \times p \times t \quad (3.100)$$

Para

$$t = t_p \quad y \quad Q = Q_p \quad (3.101)$$

$$Q_p^2 = 4 \times p \times t_p \quad (3.102)$$

$$4 \times p = \frac{Q_p^2}{t_p} \quad (3.103)$$

Para

$$Q^2 = \frac{Q_p^2}{t_p} \times t \quad (3.104)$$

$$Q = \sqrt{\frac{Q_p^2}{t_p} \times t} \quad (3.105)$$

3.5.9 Hidrogramas Gamma

Basados en una distribución de probabilidad Pearson Tipo III de dos parámetros, también conocida como modelo Gamma, según Campos-Aranda (2008) en su estudio sobre seguridad hidrológica en presas pequeñas, indica que multiplicando la función de densidad de probabilidad de la distribución mencionada, por un volumen máximo, se puede

representar un hidrograma de tormenta aislada, con una variable gamma que modifica el achatamiento del mismo. El rango de valores que pude obtener la variable gamma va de 1.2 hasta 22, presentando un hidrograma más aplanado mientras menor sea el valor de gamma y un hidrograma más esbelto en cuanto mayor sea su valor.

3.5.10 Hidrogramas Hermitianos

Con la finalidad de reducir el número de variables involucradas en la descripción de un hidrograma, surge la necesidad de parametrizarlos. Aldama y Ramírez (1998) y Aldama (2000) proponen una parametrización polinomial de hidrogramas que posee derivadas continuas hasta de orden n , lo cual es conveniente al momento de representar hidrogramas naturales (Ver Figura 3-15). Estos hidrogramas están expresado en términos de interpolantes hermitianos y los definen como hidrogramas tri-paramétricos hermitianos (HTH) que dependiendo del orden, se efectuaron análisis para valores de n iguales a 1, 3 y 5, obteniendo de su análisis que el HTH de primer orden coincide con el hidrograma triangular, y el de orden 5 tiene un mejor ajuste a hidrogramas naturales de tormentas aisladas.

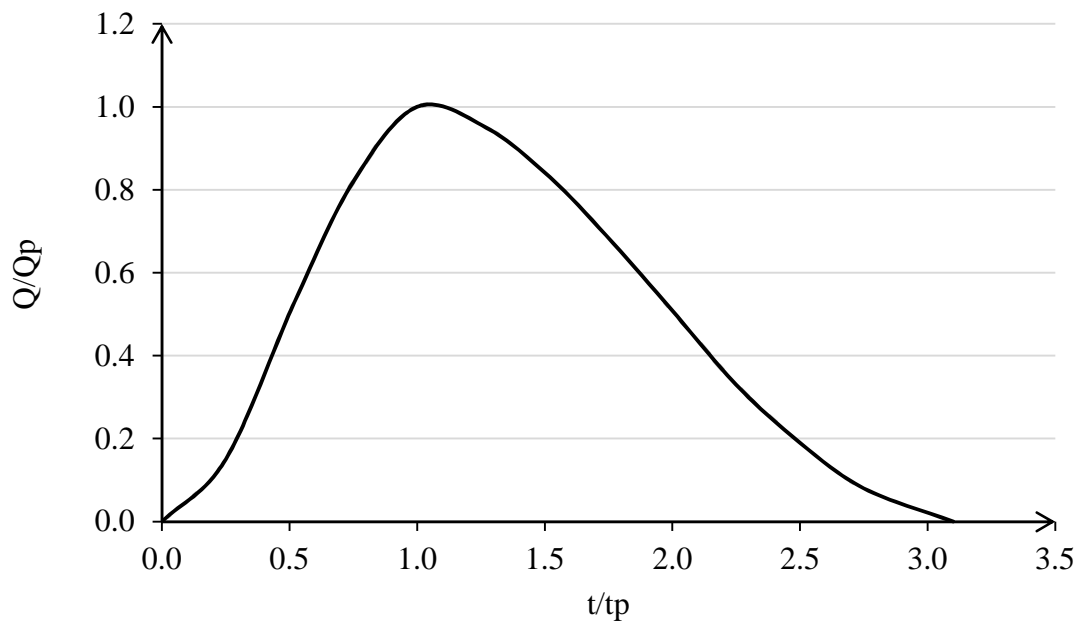


Figura 3-15 Hidrograma Hermitiano Triparamétrico (n=3)

3.5.11 Hidrograma Hiperbólico

Sea t_0 , la abscisa del punto máximo QM de la hipérbola (Ver Figura 3-16)

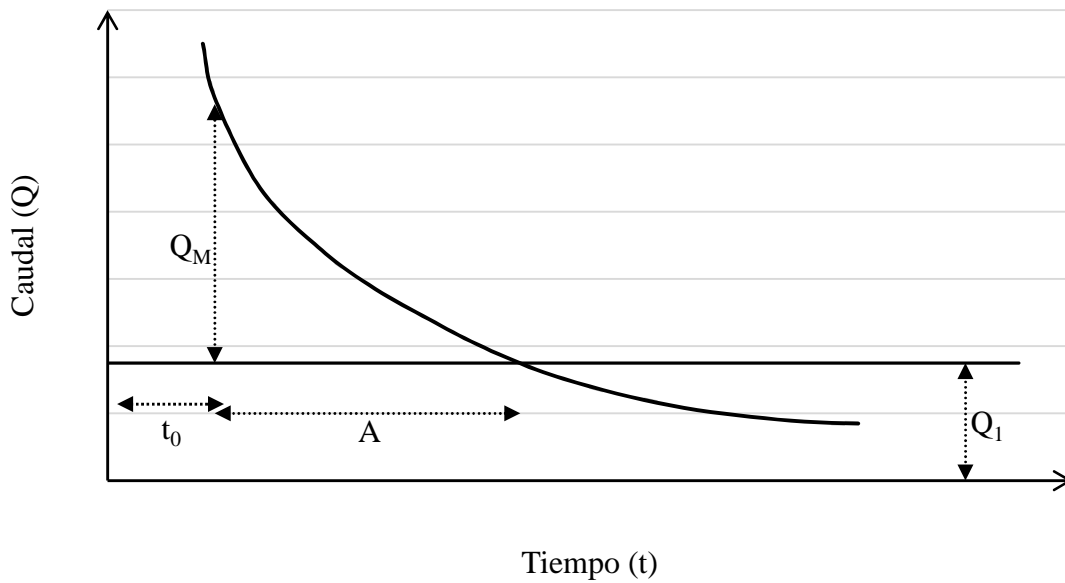


Figura 3-16 Hidrograma estándar de recesión Hiperbólica

La ecuación general (3.106) de la curva es:

$$q(t) + Q_1 = \frac{c}{t + t_0} \quad (3.106)$$

Con las condiciones:

$$q(t) = Q_M \text{ para } t = 0 \quad (3.107)$$

$$q(t) = 0 \text{ para } t = A \quad (3.108)$$

Según la primera condición:

$$Q_M = Q_1 = \frac{c}{t_0} \quad (3.109)$$

Y según la segunda:

$$Q_1 = \frac{c}{A + t_0} \quad (3.110)$$

Entonces:

$$Q_1 = \frac{t_0}{A} \times Q_M \quad (3.111)$$

$$c = (A + t_0) \times \frac{t_0}{A} \times Q_M \quad (3.112)$$

Reemplazando Q1 en c con los valores en la ecuación general (3.106) y considerando:

$$\frac{t_0}{A} = x \quad y \quad \frac{t}{A} = u \quad (3.113)$$

Se obtiene:

$$q(t) = Q_M \times x \times \left(\frac{1+x}{u+x} - 1 \right) \quad (3.114)$$

El volumen de escurrimiento es:

$$V = Q_m \times T_b = \frac{1}{2} \times Q_M \times T_M + A \times Q_m \times Q_M \times \int_0^1 x \times \left(\frac{1+x}{u+x} - 1 \right) du \quad (3.115)$$

La integral tiene como valor:

$$x \times \left[(1+x) \times \ln \left(1 + \frac{1}{x} \right) - 1 \right] \quad (3.116)$$

Considerando:

$$\frac{T_b}{2} - \frac{T_m}{2} = B \quad (3.117)$$

$$\frac{B}{A} = \quad (3.118)$$

Se obtiene finalmente:

$$f(x, l) = x \times \left[e^{\frac{x}{x(1+x)}} - 1 \right] \quad (3.119)$$

La ecuación implícita (3.119), da x en función de l. La relación entre x y l esta expresada como se muestra en la Figura 3-17.

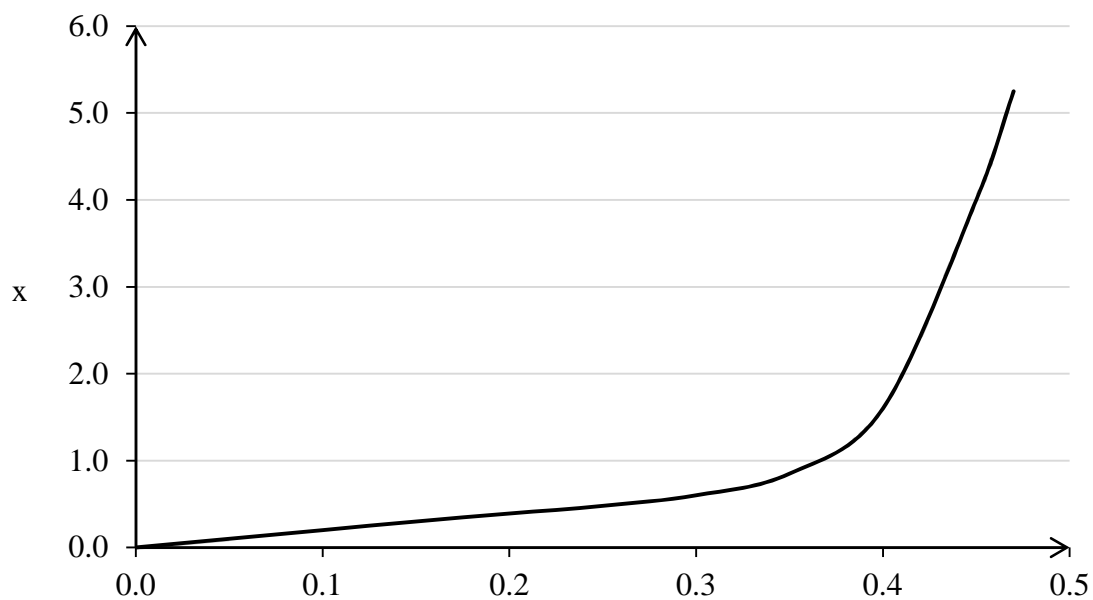


Figura 3-17 Función f(x,l) del hidrograma hiperbólico

4. METODOLOGÍA

4.1 Delimitación de la zona de estudio

La zona de estudio de este trabajo comprende la zona metropolitana central de la ciudad de Querétaro, así como también de las zonas periurbanas del municipio de Querétaro. En la Figura 4-1, se observa el trazado de las cuencas naturales existentes, así como en la Figura 4-2, se presenta el trazado de cuencas urbanas trazadas según la metodología propuesta en este trabajo.

4.2 Identificación de las variables a usar

Una vez delimita la zona de estudio se determinan las variables que serán utilizadas en esta investigación, como lo son el periodo de retorno, la precipitación, el coeficiente de escurrimiento, el número de drenes y bordos. Estas variables serán las características serán el área de la cuenca, el porcentaje de impermeabilidad de la misma, el número de curva y datos meteorológicos que servirán para una simulación preliminar.

4.3 Recopilación de datos de ingeniería básica

Formación de base de datos, esto conlleva: todas las características de la infraestructura hidráulica, topografía, dimensiones de obras y principales características geométricas de las obras hidráulicas existentes para el manejo de aguas pluviales.

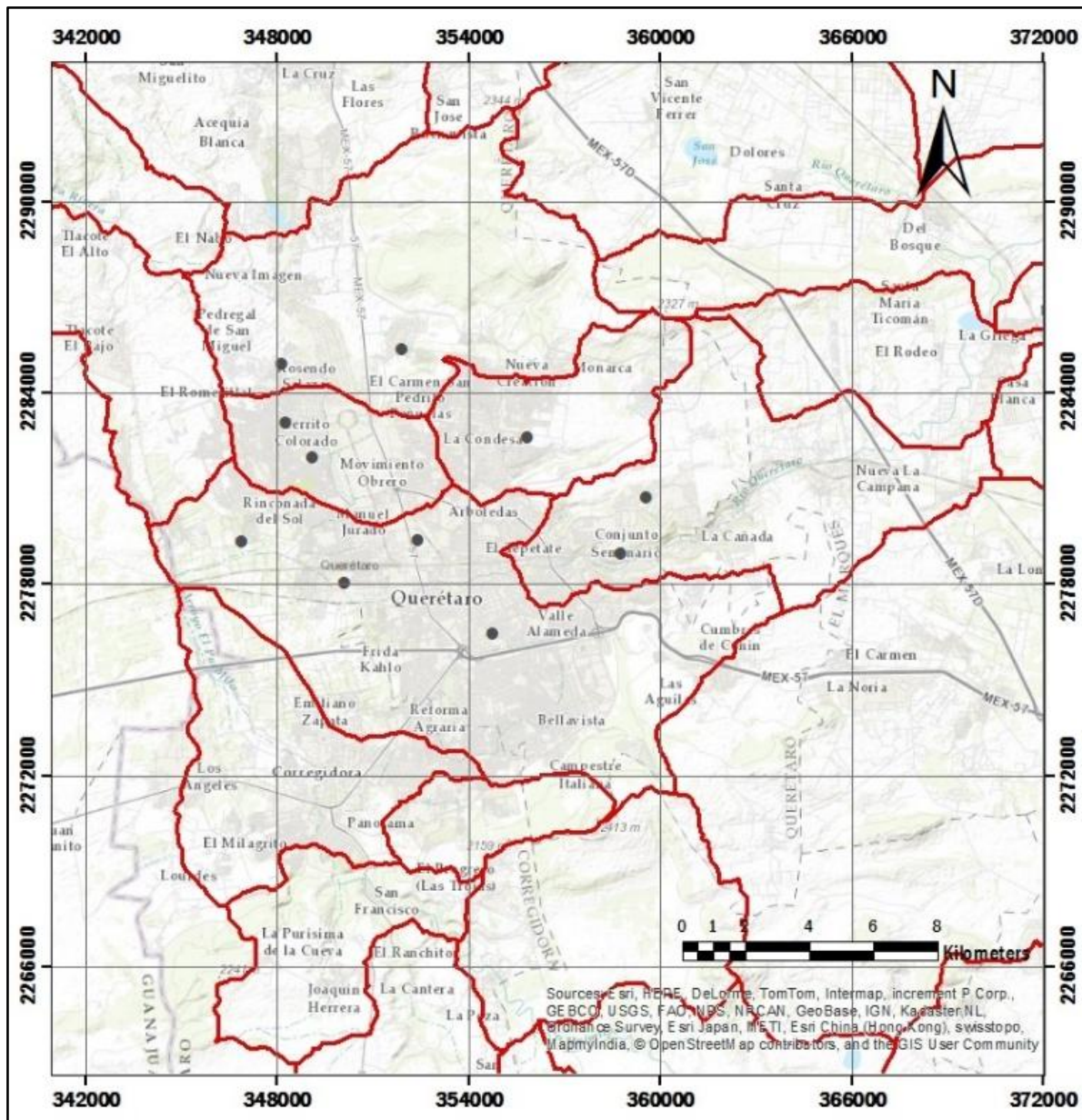


Figura 4-1 Cuencas naturales en el municipio de Querétaro (CONAGUA)

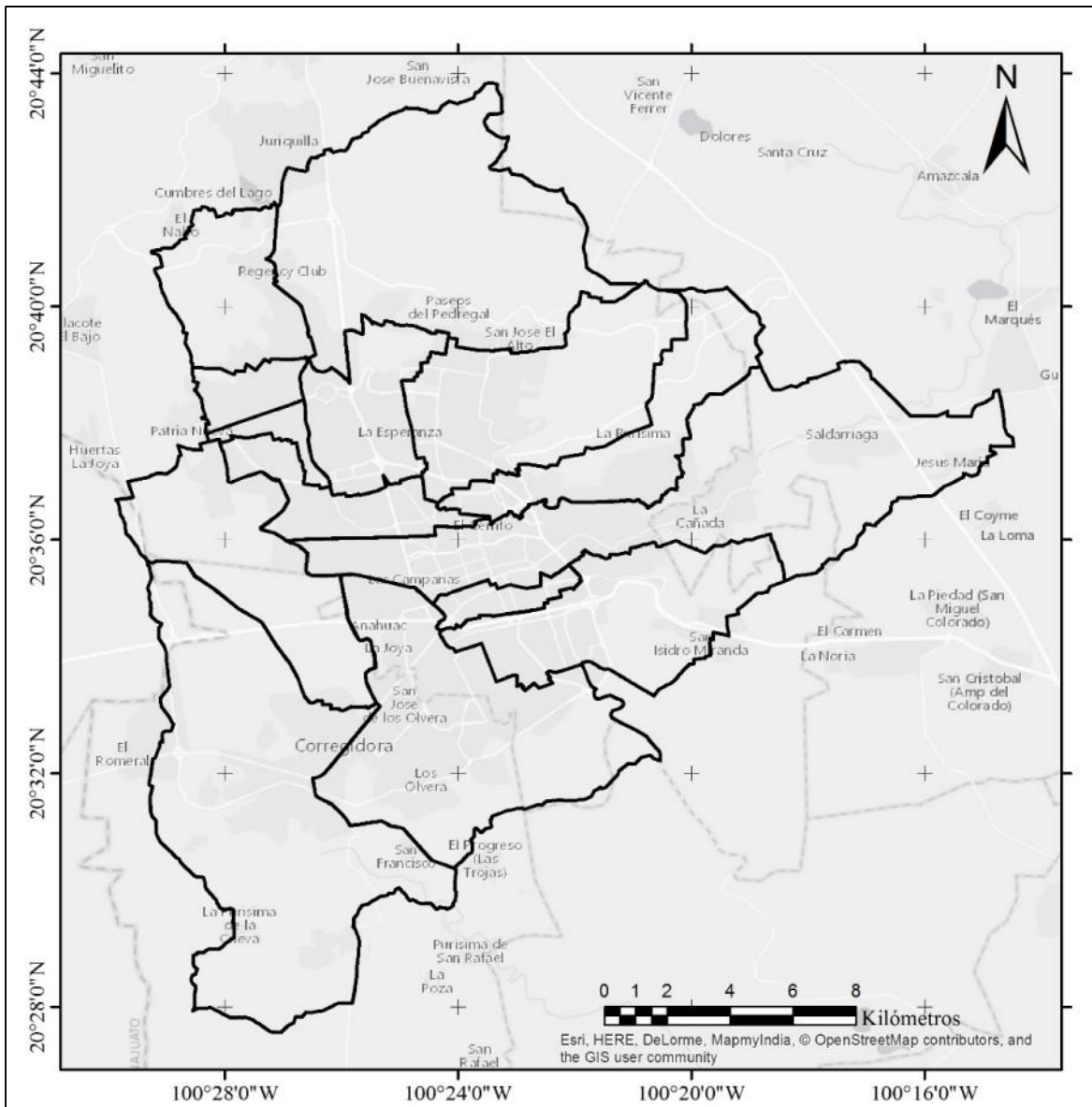


Figura 4-2 Cuencas urbanas en la Zona Metropolitana de Querétaro (elaboración propia)

4.4 Trazado de cuencas urbanas

Con base en el trazado de cuencas naturales existentes por CONAGUA, y considerando las calles y avenidas de la zona urbana y periurbana de Querétaro, se delimitan las cuencas para los principales drenes y bordes de la ciudad. Comprende el área conformada por la cuenca del dren peñuelas. Para la obtención de valores más cercanos a la realidad, esta cuenca tiene un trazado urbano, mostrado en la Figura 4-3, la cual presenta un área de 9.50

km². Una vez concluido el trazado de Cuencas Urbanas, la metodología procede desde dos puntos de estudio/análisis que son:

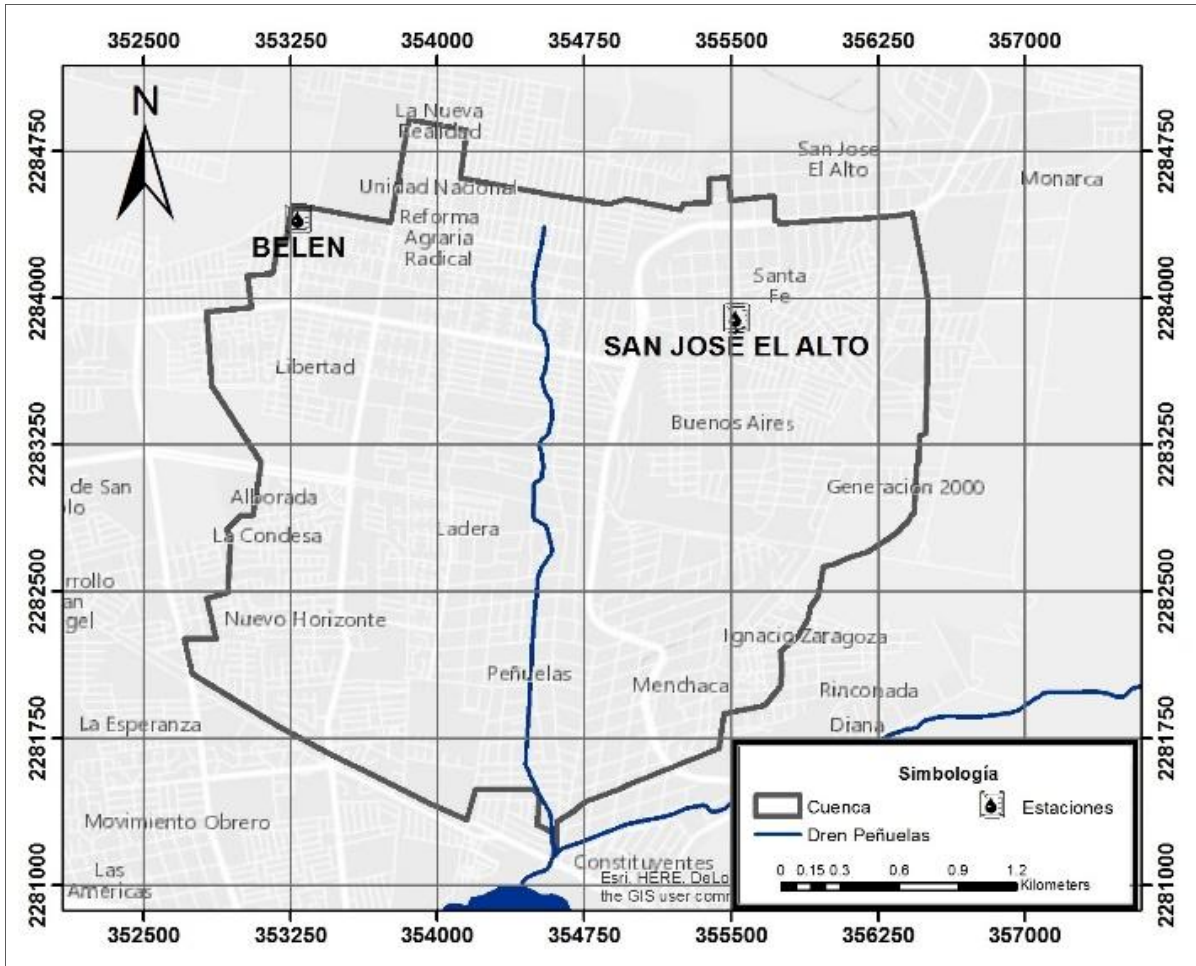


Figura 4-3 Zona de estudio (Cuenca Urbana del Dren Peñuelas)

4.5 Simulación

Con la aplicación del software HEC-HMS se realizaron simulaciones dentro de la cuenca, teniendo como datos de entrada las variables meteorológicas registradas en la tormenta del 16 de agosto de 2014; los cuales fueron obtenidos de las estaciones San José el Alto y Belén.

En las Figura 4-4 y Figura 4-5 se observa que aun tratándose de una simulación los resultados reflejan hidrogramas con dos picos máximos y no muestran una forma perfecta de campana de Gauss.

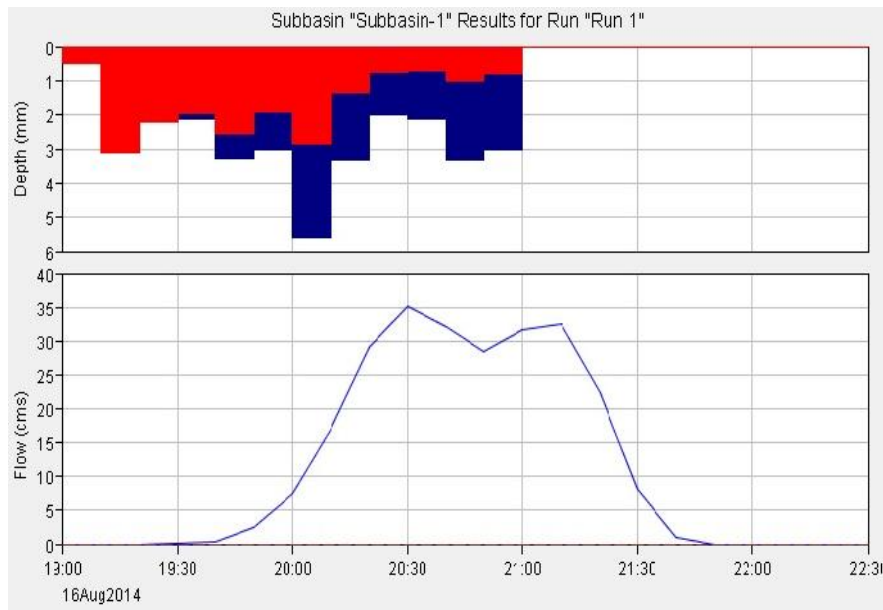


Figura 4-4 Primera Simulación para la cuenca del dren Peñuelas (CN=90)

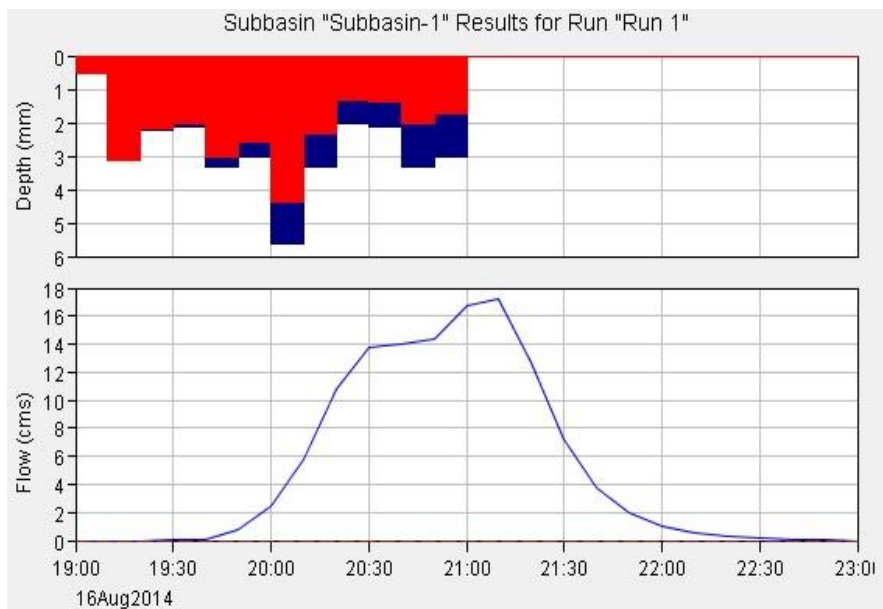


Figura 4-5 Segunda Simulación para la cuenca del dren Peñuelas (CN=75)

4.6 Medición de aforos en campo

Ejecutados aplicando las siguientes metodologías: (i) medición directa durante el evento; (ii) método de Sección-Pendiente. Estas mediciones se realizan en conjunto con estudiantes becarios de verano y estudiantes de ingeniería civil de la facultad de ingeniería, a quienes se les proporciona una beca y un seguro de vida por parte de IFI (*International Flood Initiative IHP UNESCO*).

4.6.1 Medición del hidrograma a tiempo real

Para la medición del hidrograma, se emplea un sensor de niveles, colocado en el borde inferior de un puente situado 200m aguas arriba del punto de cierre de la cuenca. Las características principales del instrumento de medición empleado, son mostradas en la Tabla 4-1 y su diseño interior en la Figura 4-6.

Tabla 4-1 Características del sensor empleado en la medición

Característica	Descripción
Tipo de Instrumento	Sensor
Tipo de programación	Arduino
Número de sensores	2 (emisor y receptor de señal)
Intervalo de medición	5 segundos
Dimensiones	13 x 13 x 07 cm
Fuente de energía	Batería de 9V

Cabe mencionar, que previo a la implementación del sensor en campo, se efectuaron varias pruebas en laboratorio, para verificar que los resultados obtenidos, fueran los correctos.

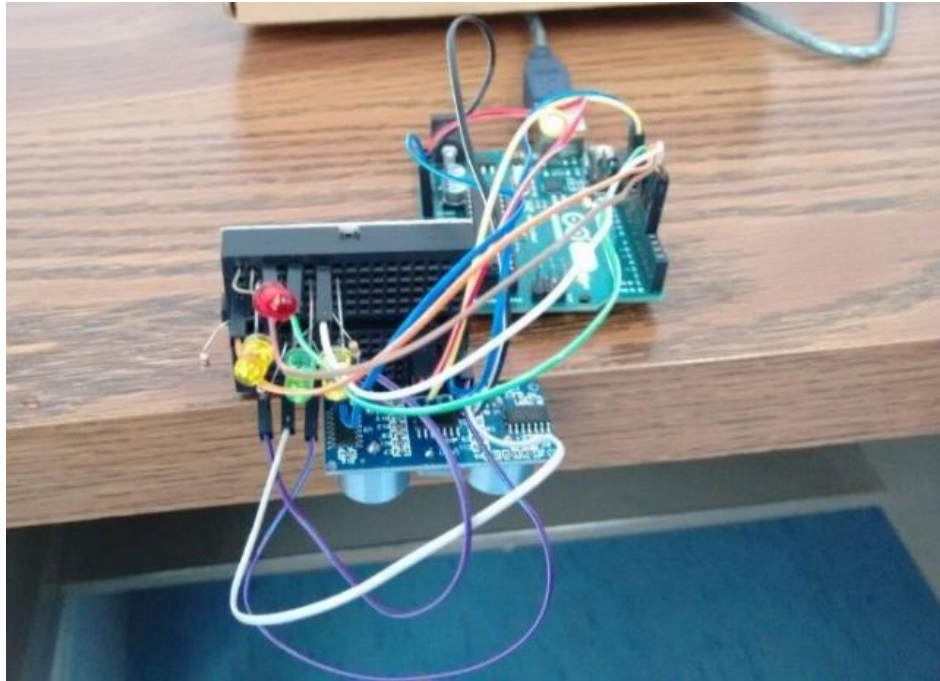


Figura 4-6 Diseño del sensor de medición

4.6.2 Parámetros del hidrograma medido a tiempo real

Los datos obtenidos en la medición, representan la variación del flujo superficial a lo largo del tiempo. Para determinar los parámetros necesarios para el cálculo del caudal, se efectúa un dimensionamiento de la sección transversal en el sitio de medición, así también se obtuvo la pendiente en un tramo de 120 m que representan, 60 m aguas arriba y 60 m aguas abajo del punto de medición. Para determinar la velocidad media del flujo (v) en m/s, se realiza un cálculo con la ecuación de Movimiento Rectilíneo Uniforme y con datos de tiempo y espacio recorrido por un cuerpo tomados en el sitio el día de la tormenta. La velocidad media en [m/s], dentro de un canal revestido con roca dura o mampostería esta entre 3.00 y 4.50 (Martínez *et al.*, 2012), considerando como velocidad alta a aquellas que sobrepasen estos valores. Teniendo la sección transversal, se calcula el área mojada (A_m) en [m²], de esta forma se obtuvo un caudal en [m³/s] aplicando la ecuación (4.1).

$$Q = A_m \times v \quad (4.1)$$

Finalmente, de la Fórmula de Manning,

$$Q = \frac{1}{n} \times A_m \times Rh^{2/3} \times S^{1/2} \quad (4.2)$$

Donde:

Q	=	Caudal	[m ³ /s]
n	=	Coficiente de rugosidad de Manning del cauce (Ver Apéndice A)	[m ^{-1/3} .s]
A _m	=	Área mojada	[m ²]
Rh	=	Radio hidráulica	[m]
S	=	Pendiente promedio del cauce principal	[m/m]

Se obtiene n para la evaluación del caudal en el hidrograma suavizado por promedios móviles. Una vez obtenido este hidrograma, se procede a la evaluación de sus parámetros principales de la siguiente forma:

- i. Caudal pico (Q_p), se lo obtiene conociendo el mayor caudal del hidrograma suavizado.
- ii. Tiempo Pico (t_p), se lo obtiene de la diferencia entre la hora en que se produjo el caudal pico y la hora en que empezó el escurrimiento directo.
- iii. Tiempo base (t_b), es el tiempo total en que se produjo el hidrograma.
- iv. El tiempo de retraso (t_r), se lo puede cuantificar como el tiempo desde el centroide del hietograma de precipitación, hasta el centroide del hidrograma.
- v. La precipitación total (P), se la obtiene de los registros de la estaciones Belén, y San José el Alto, pertenecientes a la Red CIAQ, las cuales se encuentran dentro del área de estudio, y se aplicaron polígonos de Thiessen para determinar qué porcentaje de área representa cada estación. Una vez obtenido ese porcentaje, se multiplico los datos de precipitación medidos cada minuto y finalmente se obtuvo una precipitación total acumulada.
- vi. La precipitación efectiva o lluvia en exceso (P_e), se la determina, hallando el área del hidrograma, la cual representa el volumen efectivo y contando además con el área de la cuenca se aplica la siguiente ecuación:

$$Pe = 1000 \times \frac{Ve}{A} \quad (4.3)$$

Donde:

$$\begin{aligned} Pe &= \text{Precipitación efectiva} && [\text{mm}] \\ Ve &= \text{Volumen de escurrimiento directo} && [\text{m}^3] \\ A &= \text{Área de la cuenca} && [\text{m}^2] \end{aligned}$$

- i. La duración en exceso (de), es el tiempo en que se produjo la precipitación efectiva, y se obtuvo de los hietogramas de precipitación total y efectiva.
- ii. El tiempo de concentración (tc), se lo calcula para zonas urbanas como una sumatoria entre el tiempo de concentración en los colectores y el tiempo de respuesta de la cuenca.
- iii. Finalmente, el número de escurrimiento (CN) del *US Soil Conservation Service*, se calcula mediante la ecuación (4.4).

$$Pe = \frac{\left[P - \frac{508}{CN} + 5.08 \right]^2}{P + \frac{2032}{CN} - 20.32} \quad (4.4)$$

Donde:

$$\begin{aligned} Pe &= \text{Precipitación efectiva} && [\text{cm}] \\ P &= \text{Precipitación total} && [\text{cm}] \\ CN &= \text{Número de la curva de escurrimiento (Ver Apéndice B)} && [\text{adimensional}] \end{aligned}$$

4.7 Análisis de los resultados

Se analizan los valores de lluvia y escurrimiento medidos, con los cuales se procede de la siguiente manera.

4.7.1 Forma o tipo de hidrogramas medidos

Lo primero que se revisa, es cómo son los hidrogramas medidos, que forma y que tendencia tienen.

4.7.2 Elección de la forma del Hidrograma (Parabólicos)

Para la validación de la hipótesis, se adopta un hidrograma parabólico para realizar el ajuste a los hidrogramas medidos.

4.8 Calibración del método propuesto (Matemático vs Medición en campo)

Mediante la comparación entre los hidrogramas parabólicos y reales, se ajustan los parámetros y se efectúan las debidas rectificaciones para la calibración del método.

4.9 Validación del método propuesto

Finalmente se realiza una validación cruzada, la cual consiste en extraer datos medidos de una serie, aplicar el método del hidrograma parabólico y comparar los resultados obtenidos con los reales medidos, en ese intervalo de tiempo.

5. ÁREA DE ESTUDIO

5.1 Localización de la Zona de Estudio

La ciudad de Santiago de Querétaro, municipio de Querétaro se encuentra ubicada en el centro de la República Mexicana en el estado de Querétaro colindando al norte y al oeste con el estado de Guanajuato, al sur con los municipios de Corregidora y Huimilpan y al este con el municipio de El Marqués (Ver Figura 5-1), posee una superficie de 11769 km² dividida en 18 municipios (Ver Tabla 5-1). La población correspondiente a la zona urbana de la ciudad de Querétaro, son los municipios de Corregidora, Santiago de Querétaro y Huimilpan, con una población de 143073 habitantes, 801940 habitantes y 35554 habitantes, respectivamente (INEGI 2010). El centro del municipio se encuentra en las coordenadas 20°35'29.63" N 100°23'24.26" O y tiene una elevación de 1820 msnm. Los municipios del estado tienen las siguientes extensiones:

Tabla 5-1 Superficies por municipio del estado de Querétaro.

Municipio	Extensión [km²]
Amealco de Bonfil	682.1
Arroyo Seco	717.2
Cadereyta de Montes	1131.0
Colón	764.9
Corregidora	245.8
El Marqués	787.4
Ezequiel Montes	278.4
Huimilpan	396.2
Jalpan de Serra	1121.0
Landa de Matamoros	840.1
Pedro Escobedo	290.9
Peñamiller	795.0
Pinal de Amoles	611.9
Querétaro	759.9
San Joaquín	499.0
San Juan del Río	779.9
Tequisquiapan	343.6
Tolimán	724.7
TOTAL	11769.0

5.2 Delimitación de sub-cuencas naturales

La delimitación de sub-cuencas naturales en el municipio de Querétaro, fue elaborada a partir de un Modelo Digital de Elevación (MDE) a cargo de la Comisión Nacional del Agua (CONAGUA) de donde se obtuvieron 36 sub-cuencas; en la Tabla 5-2 se observa la distribución de áreas y perímetros, además de la ubicación de cada sub-cuenca en su municipio correspondiente (Ver Figura 5-3).

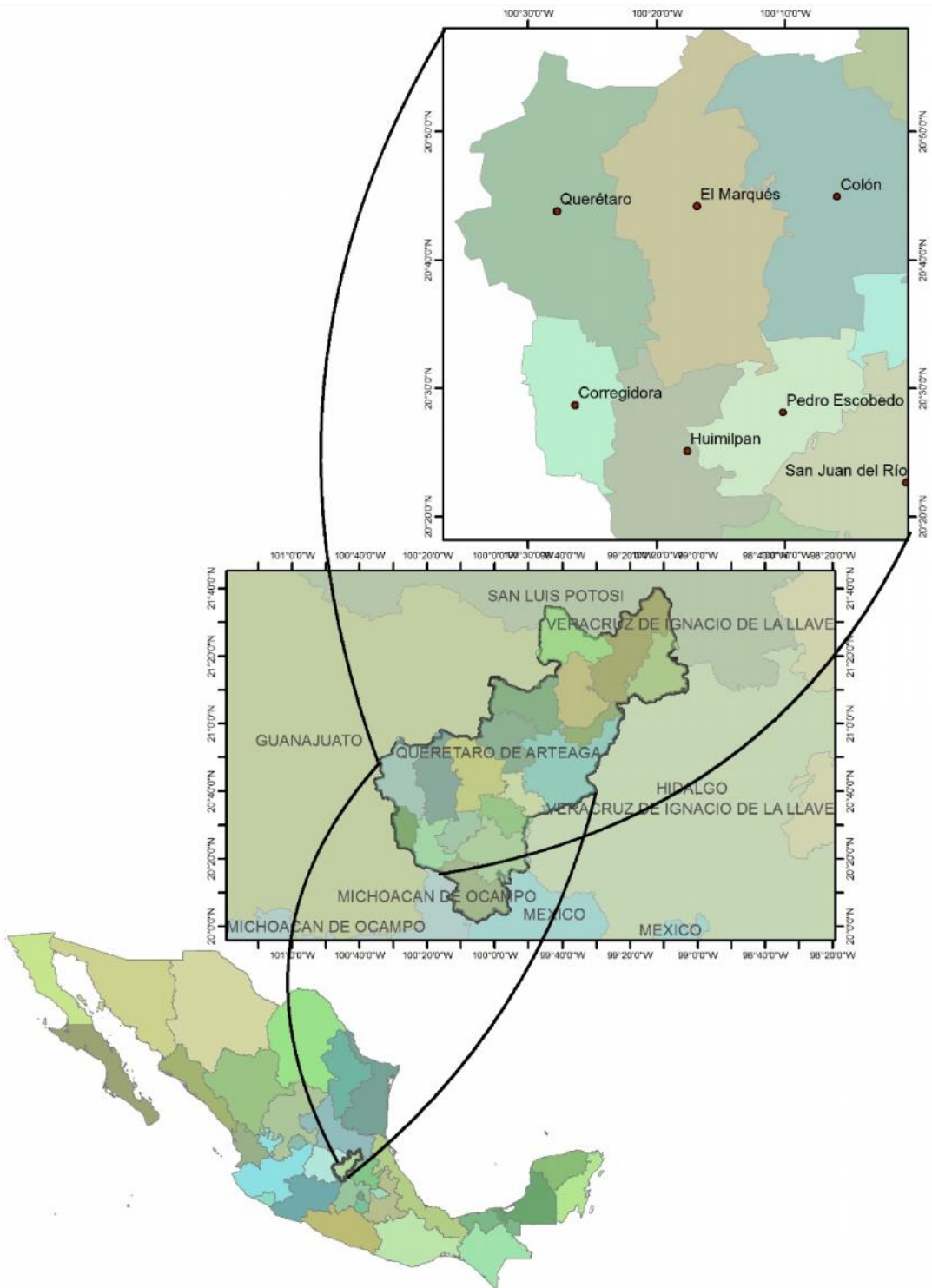


Figura 5-1 Ubicación de la Zona de Estudio

Tabla 5-2 Superficies correspondientes a las sub-cuencas naturales.

Nombre	Área [km²]	Perímetro [km]	Municipio
La Laborcilla	70.81228	46.005	El Marqués
Buenavista	131.9993	56.714	Querétaro
La Gotera	59.9009	39.919	Querétaro
Puerto del Coyote	52.4568	33.693	Colón
Matanzas	57.2098	38.409	El Marqués
La Estacada	30.6650	22.165	Querétaro
La Carbonera	27.2272	26.523	Colón
Atongo	55.7638	38.773	El Marqués
Chichimequillas	34.3744	25.795	El Marqués
Solana	43.6349	32.026	El Marqués
Santa Rosa Jáuregui	101.3958	51.109	Querétaro
Santa Cruz	85.0678	49.621	El Marqués
San Miguel Amazcala	38.8030	33.403	El Marqués
El Lobo	101.0639	52.378	Colón
El Nabo	26.2836	25.443	Querétaro
San José el alto	77.6655	46.759	Querétaro
Amazcala	47.8110	43.629	El Marqués
Galeras	117.1625	55.602	Colón
Tlacote el Bajo	39.7142	33.816	Querétaro
La Griega	34.0366	31.767	El Marqués
Col. Rancho Menchaca	29.1970	27.207	Querétaro
La Cañada	67.1748	49.130	El Marqués
Colinas de Santa Cruz Segunda Sección	21.2265	19.478	Querétaro
Santiago de Querétaro	107.1732	61.273	Querétaro
General Lázaro Cárdenas (El Colorado)	213.9148	68.985	El Marqués
El Pueblito	45.0403	37.362	Corregidora
Los Olvera	15.2219	19.134	Corregidora
La Noria	48.1727	32.110	Huimilpan
Joaquín Herrera	30.7528	30.952	Corregidora

Puerta de San Rafael	32.9619	27.016	Corregidora
Huimilpan	80.4697	58.134	Huimilpan
El Vegil	52.9854	36.149	Huimilpan
La Sabanilla (San José de la Sabanilla)	46.4247	38.165	Huimilpan
San José Tepuzas	41.9027	29.451	Huimilpan
Neverias	32.8660	29.754	Huimilpan
San pedro	42.1169	33.185	Huimilpan

5.3 Drenaje existente

En la zona urbana de la ciudad de Santiago de Querétaro se localizan alrededor de 30 obras de infraestructura de drenaje pluvial (Ver Figura 5-4) tanto superficiales como subterráneos; en la fotografía, se aprecia el tipo de sección correspondiente al dren Peñuelas, localizado a espaldas del parque Querétaro 2000 (Ver Figura 5-2).

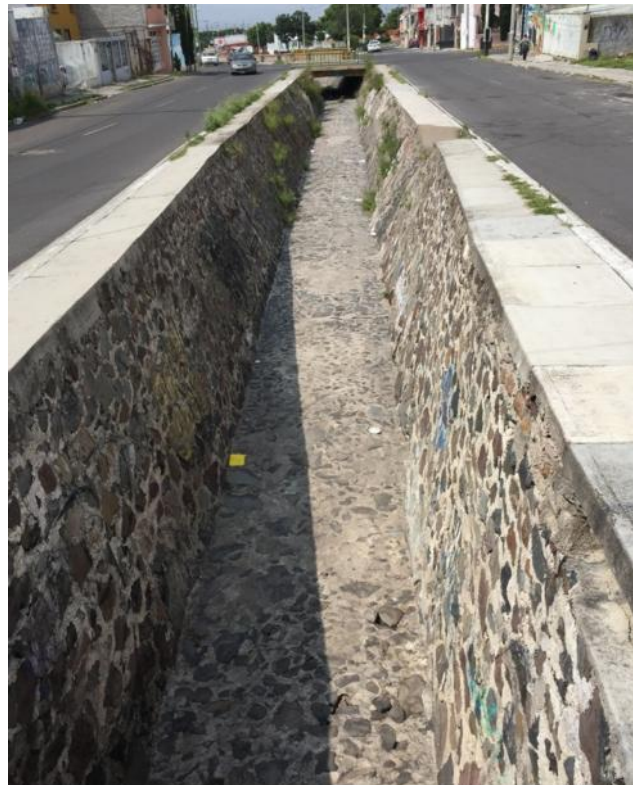


Figura 5-2 Sección rectangular del dren Peñuelas

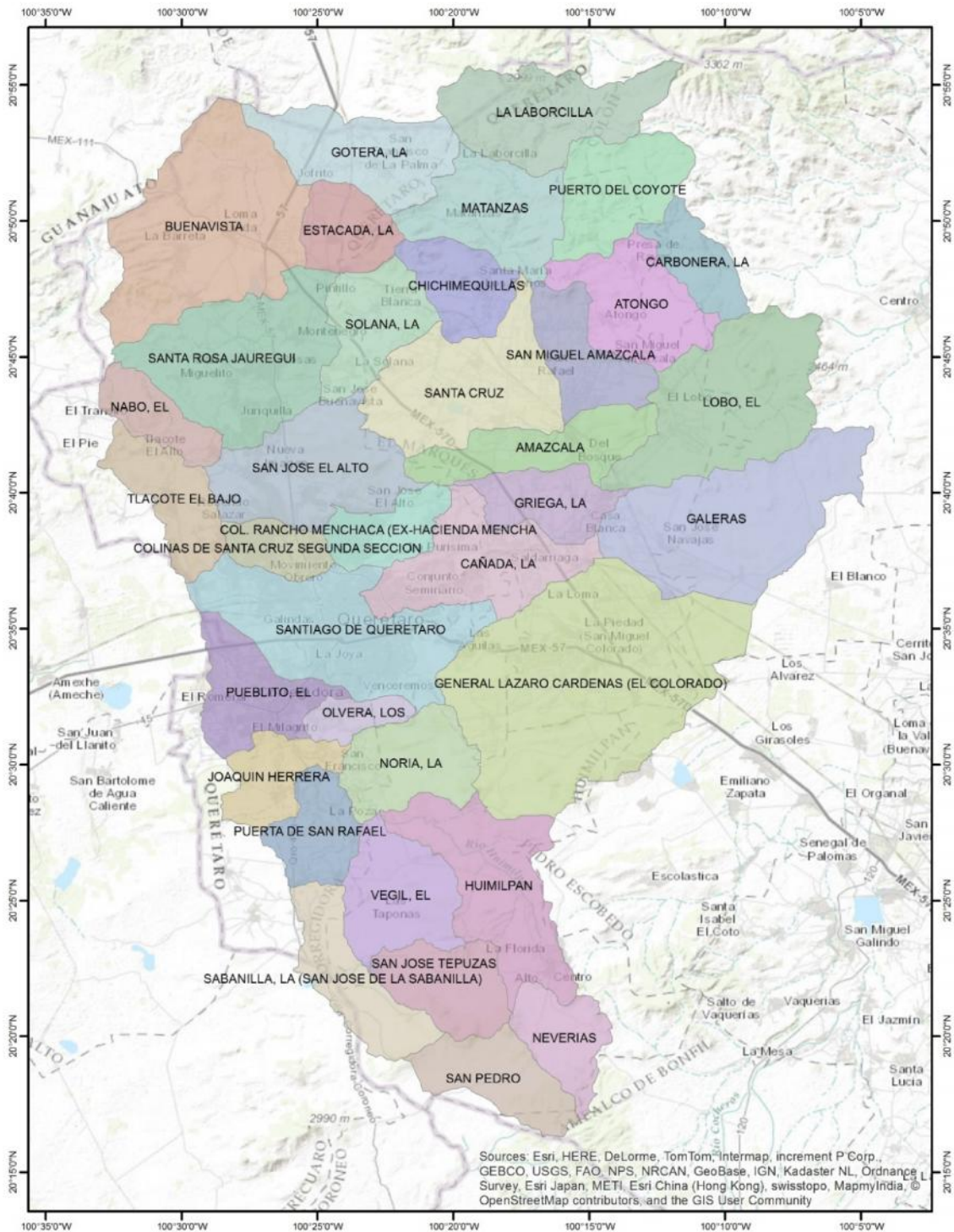


Figura 5-3 Localización de las sub-cuencas naturales

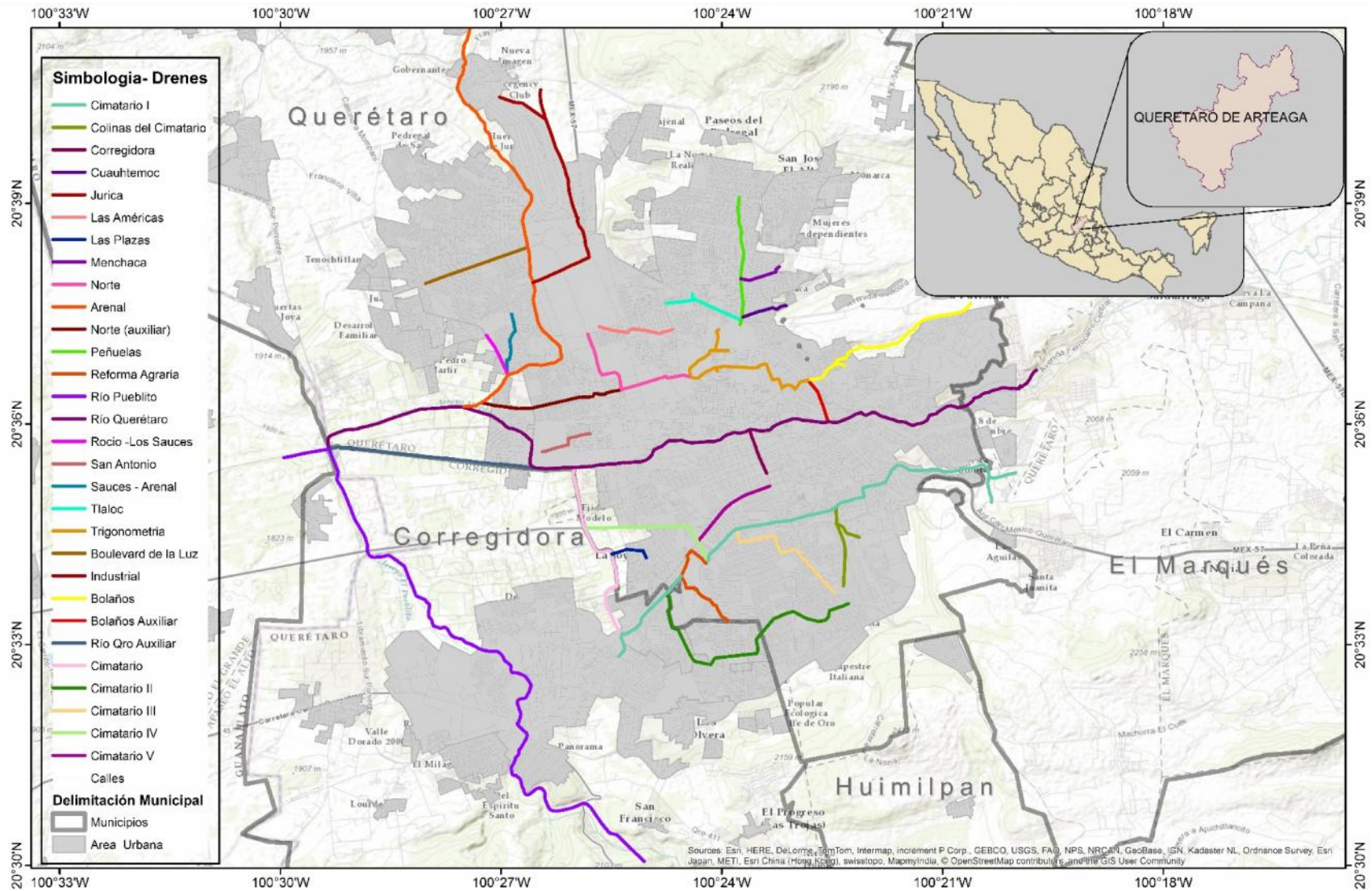


Figura 5-4 Localización de los drenes en la zona metropolitana de Querétaro

5.4 Red de estaciones y polígonos de Thiessen

En el mapa mostrado a continuación (Ver Figura 5-5), se observa la distribución de la red de estaciones meteorológicas del Centro de Investigación del Agua de Querétaro, estas estaciones están distribuidas dentro de los municipios de Querétaro, El Marqués, Corregidora, Colón, Pedro Escobedo, Huimilpan, Amealco de Bonfil, San Juan del Río, Tequisquiapan, Ezequiel Montes, Cadereyta de Montes, San Joaquín, Tolimán, Peñamiller, Pinal de Amoles, Arroyo Seco, y Landa Matamoros.

Para garantizar un buen control de datos meteorológicos y para efecto de investigaciones, es importante conocer el área de afectación que tendrá cada una de las estaciones, y para esto en la Figura 5-5, se muestra además, los polígonos de Thiessen, los cuales permiten determinar qué área de influencia tiene cada estación, a través de una Red de Triángulos Irregulares que se logra uniendo con segmentos rectos la posición de cada estación y trazando mediatrices correspondientes a cada triángulo dibujado; en los polígonos externos se continúan estas mediatrices hasta el exterior del límite de la cuenca, mientras que en los polígonos limítrofes se deberá considerar únicamente el área interior de la cuenca (Segeber y Villodas, 2006). En la Tabla 5-3, se presentan los valores de superficie que cubre cada una de las estaciones

Tabla 5-3 Estaciones meteorológicas pertenecientes a Red CIAQ con su correspondiente área de influencia

N°	Nombres de Estaciones	Latitud [°]	Longitud [°]	Altura [msnm]	Área de Influencia [km²]
1	Huimilpan	20.3752	-100.2743	2285	489.71
2	San Juan del Rio	20.3891	-99.9729	1956	669.64
3	Tolimán	20.9046	-99.9313	1570	574.12
4	El Marqués	20.7644	-100.3361	2200	393.06
5	Arroyo seco	21.5474	-99.6877	1824	600.28
6	Landa de Matamoros	21.1842	-99.3201	1048	1934.61

7	San Jose el Alto	20.6488	-100.3868	2034	19.91
8	Viñedos	20.6079	-100.4893	1801	49.92
9	Cerro de las Campanas UAQ	20.5905	-100.4119	1850	20.22
10	El Refugio	20.6539	-100.3522	2015	70.17
11	Milenio III	20.5945	-100.3457	1966	156.14
12	Centro Histórico	20.5939	-100.3885	1840	13.52
13	Cimatario	20.5594	-100.3762	1917	79.77
14	Candiles	20.5465	-100.4013	1921	87.53
15	Real del Parque	20.6114	-100.4037	1965	15.83
16	Belén	20.6532	-100.4083	1972	28.20
17	Chulavista	20.6314	-100.4709	1866	70.49
18	Pedro Escobedo	20.5012	-100.1390	1931	551.08
19	Corregidora	20.5470	-100.4316	1818	155.86
20	Amealco	20.1864	-100.1444	2626	708.65
21	Tequisquiapan	20.6114	-99.9145	1945	414.04
22	Ezequiel Montes	20.7000	-99.9000	1979	206.74
23	Peñamiller	21.0538	-99.8146	1336	723.12
24	San Joaquín	20.9159	-99.5661	2424	931.06
25	Cadereyta	20.7011	-99.8118	2405	689.89
26	Pinal de Amoles	21.1352	-99.6276	2360	893.49
27	Parque Industrial Querétaro	20.8219	-100.4409	1200	229.24
28	Santa Rosa Jáuregui	20.7418	-100.4472	1971	129.87
29	Geo-ciencias	20.7008	-100.4437	1800	68.91
30	Cotas-Amazcala	20.7104	-100.3378	1980	161.78
31	Colón	20.7817	-100.0524	1900	632.22

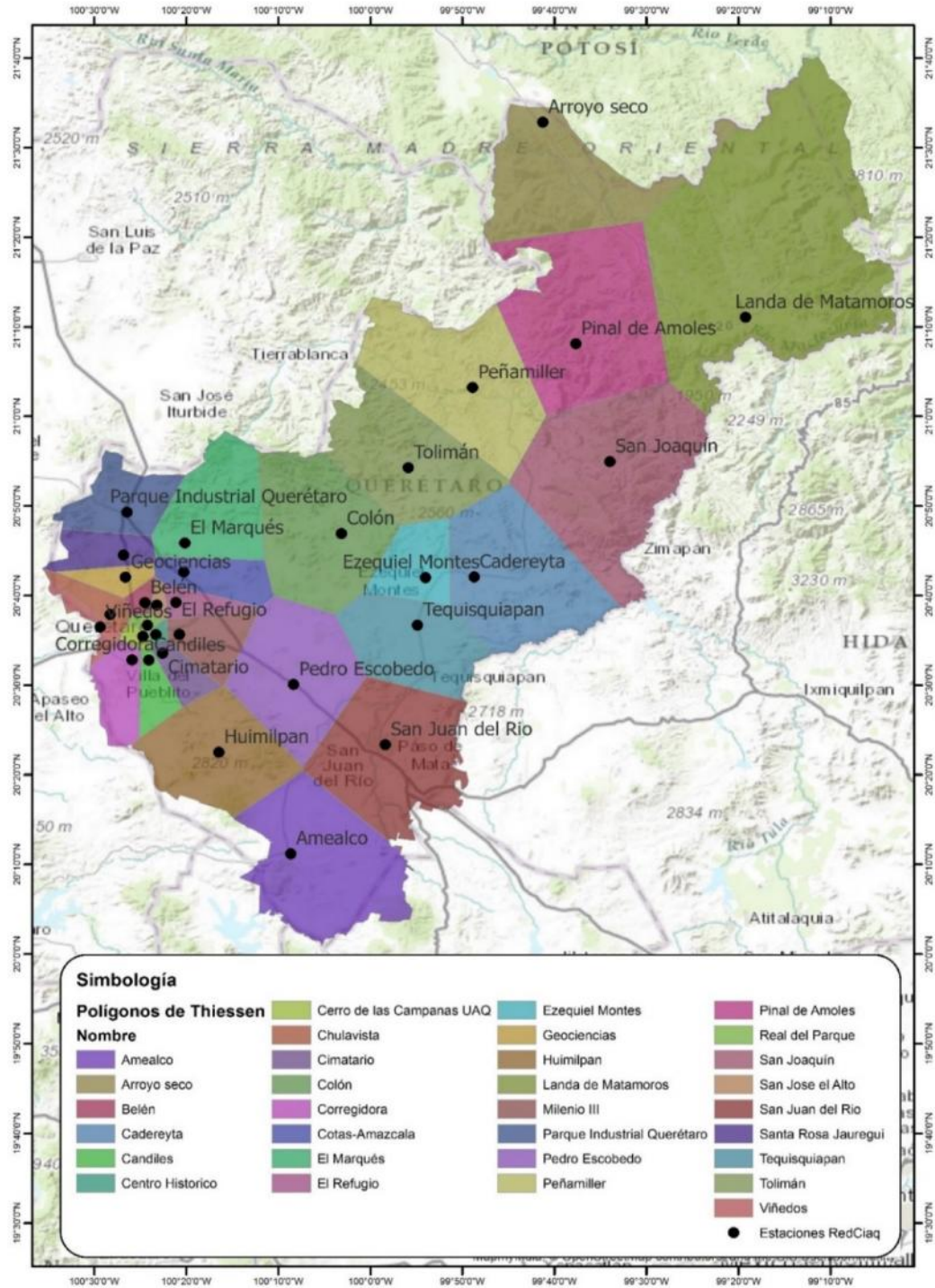


Figura 5-5 Polígonos de Thiessen obtenidos a partir de las estaciones pertenecientes a REDCIAQ para el estado de Querétaro

5.5 Delimitación de cuencas urbanas

Para la delimitación de una zona urbana se emplean dos *software* basados en sistemas de información geográfica como son *Google Earth* y ArcGIS. La metodología a seguir se presenta a continuación:

5.5.1 Trazado preliminar

Con el *software Google Earth* se realiza un trazado inicial de las cuencas, basados en los drenes existentes dentro de la zona urbana, es decir, en función de los principales drenes de la ciudad, se efectúa un trazo siguiendo las calles que lo rodean y observando que la línea divisoria no corte a otro dren cercano.

5.5.2 Correcciones calle a calle

Con el mismo *software Google Earth*, se realiza la corrección del trazado preliminar, para esto se utiliza la versión PRO del programa mencionado, y mediante la herramienta de línea de tiempo, se establece las imágenes más actuales de la zona estudiada, una vez visualizadas estas imágenes, con la opción de zoom se modifica el trazado de cada cuenca urbana pertenecientes a los drenes ubicando la línea divisoria exactamente por las calles del municipio (Ver Figura 5-6), ya que generalmente son estas las que forman el parte-aguas.



Figura 5-6 Corrección de cuencas urbanas calle a calle considerando la pendiente mostrada en *Google Earth PRO*

5.5.3 Revisión en campo

Finalizada la corrección en *Google Earth Pro*, se evalúa cada cuenca de los diferentes drenes para designar puntos importantes de revisión, y en caso de ser necesaria, la revisión de la cuenca en su totalidad.

Determinados dichos puntos se realizan visitas en automóvil y caminando para las revisiones finales del parte-aguas (Ver Figura 5-7).

Se debe verificar las calles en donde existe un cambio de pendiente, el cual generalmente se identifica mediante una inspección visual.



Figura 5-7 Revisiones del parte-aguas urbano en visitas en campo

5.5.4 Modificación final en el trazo de cuencas urbanas

Una vez recorrido todos los puntos, se procede a la modificación final de cada polígono que conforma las cuencas de los drenes en el *software Google Earth Pro*.

5.5.5 Elaboración de planos (cartografía)

Para una presentación final de las cuencas se efectúan los planos con ayuda del software ArcGIS, con el cual se importan los archivos .kmz (Formato de archivos que utiliza Google Earth), a .shp (Formato de archivo que utiliza ArcGIS), y se elaboran los mapas finales (Ver Figura 5-8), así también, se calcula las propiedades principales de cada cuenca como lo son el área, perímetro, índice de Gravelius, entre otras; en la Tabla 5-4 se muestran las cuencas urbanas con su respectiva área y perímetro.

Tabla 5-4 Cuencas urbanas en Querétaro

Nombre	Perímetro [km]	Área [km²]
Jurica Inferior, Industrial y Las Américas	18.56	15.35
Rio Querétaro y Brazo Auxiliar	27.31	26.26
15 Jurica Superior	39.05	56.58
Arenal parte 1	18.76	16.71
Arenal pte 2, Blvd Luz	10.32	5.18
Arenal pte 3	11.24	2.84
Rio Pueblito	49.44	69.10
Rocío, Sauces, arenal pte 4	23.08	11.09
San Antonio	9.16	2.26
Río Querétaro parte 1, Bolaños (Brazo Auxiliar), Corregidora (Alameda-Río Qro)	54.43	59.23
Peñuelas, Menchaca, Cuauhtémoc, San Antonio - Las Teresas	30.98	31.64
Bolaños, Trigonometría	34.39	20.30
Cimatario, Cimatario I,II, IV, Las Plazas, Reforma Agraria	35.36	48.08
Cimatario V	12.19	3.81
Cimatario I, Colinas del Cimatario, Cimatario III	29.41	26.74

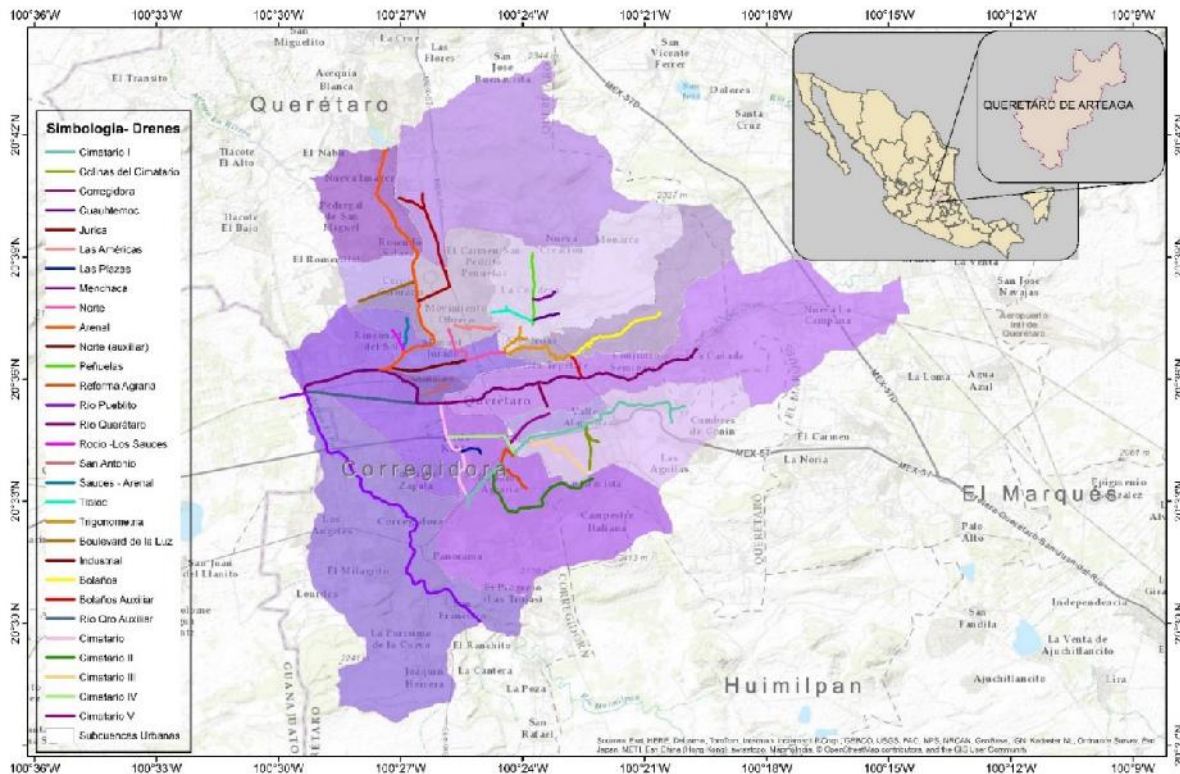


Figura 5-8 Mapa de las principales cuencas urbanas en la zona metropolitana de la ciudad de Santiago de Querétaro

5.5.6 Comparación en el trazo de cuencas urbanas

La metodología para el trazo de cuencas implementada en la presente investigación, se basada en el trazo de un parteaguas urbano que recorre las calles y avenidas de la cuenca, es decir, no se considera un trazo que vaya por los techos de las casas. Se considera que el trazo del parteaguas por las calles es más simple y no representa mayor error que el trazo por los techos de las casas; y en alguno de los casos es mucho más preciso. Para justificar esta forma de trazo, se evaluaron varias condiciones y se compararon sus resultados obteniendo los datos mostrados en la Tabla 5-5.

Como primera condición, se analizó la diferencia existente entre un trazo, de parteaguas urbano, realizado únicamente por las calles (Ver Figura 5-9 a) y un trazo realizado únicamente por los techos de las casas (Ver Figura 5-9 b) (Bolinaga, 1979). Al tratarse de consideraciones en las cuales no intervienen otros factores como la pendiente; estos resultados fueron comparados mostrando una diferencia de 4.30 % entre sus áreas. *Como*

segunda condición, se analizó la diferencia entre un trazo que considera las pendientes de las calles, pero desprecia la pendiente de los techos (método empleado en la presente investigación) (Ver Figura 5-10 a), con un trazo que puede llamarse “ideal”, considerando tanto la pendiente de las calles como la pendiente de los techos (Ver Figura 5-10 b); obteniendo una diferencia de áreas del 1.50 %, la cual se considera despreciable.

Tabla 5-5 Comparación de áreas urbanas

Método	Consideraciones	Área [m ²]	Diferencia Porcentual [%]
1	Calles	11287.5	4.30 Primera condición
2	Techos	11775.0	
3	Pendiente de calles	14737.5	1.50 Segunda condición
4	Pendiente de calles y techos	14525.0	

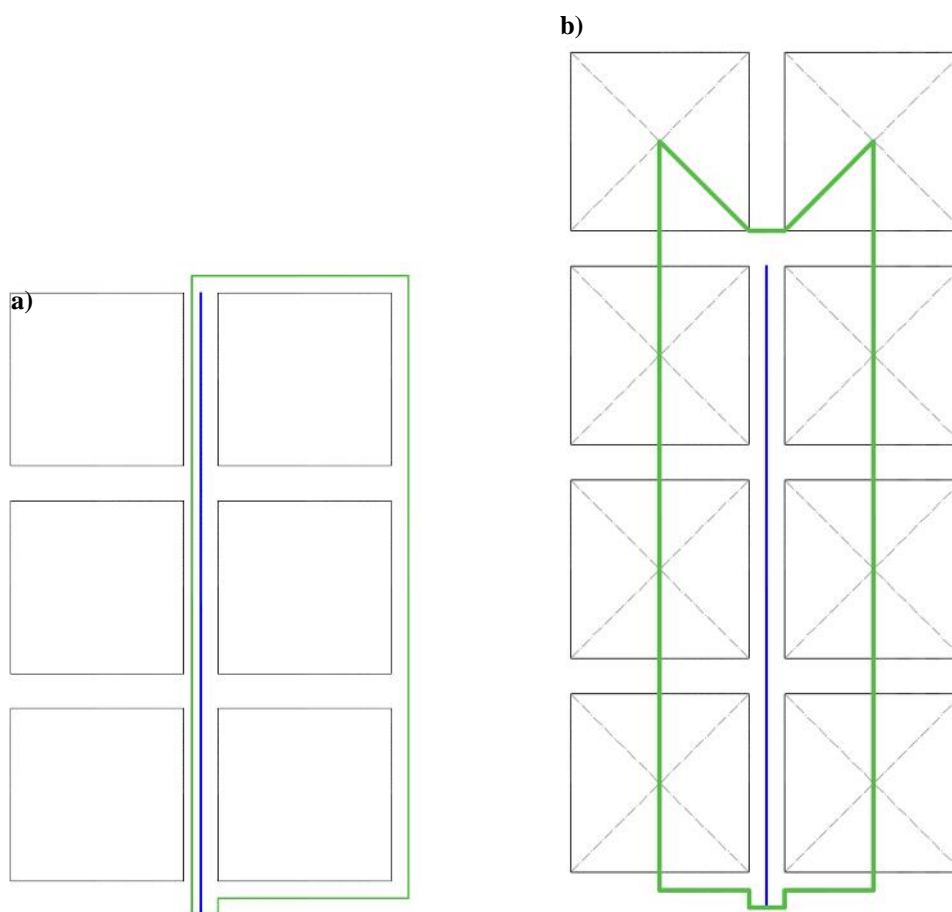


Figura 5-9 Trazo de cuencas urbanas (Primera Comparación)
 a) Considerando únicamente las calles. b) Considerando únicamente los techos.

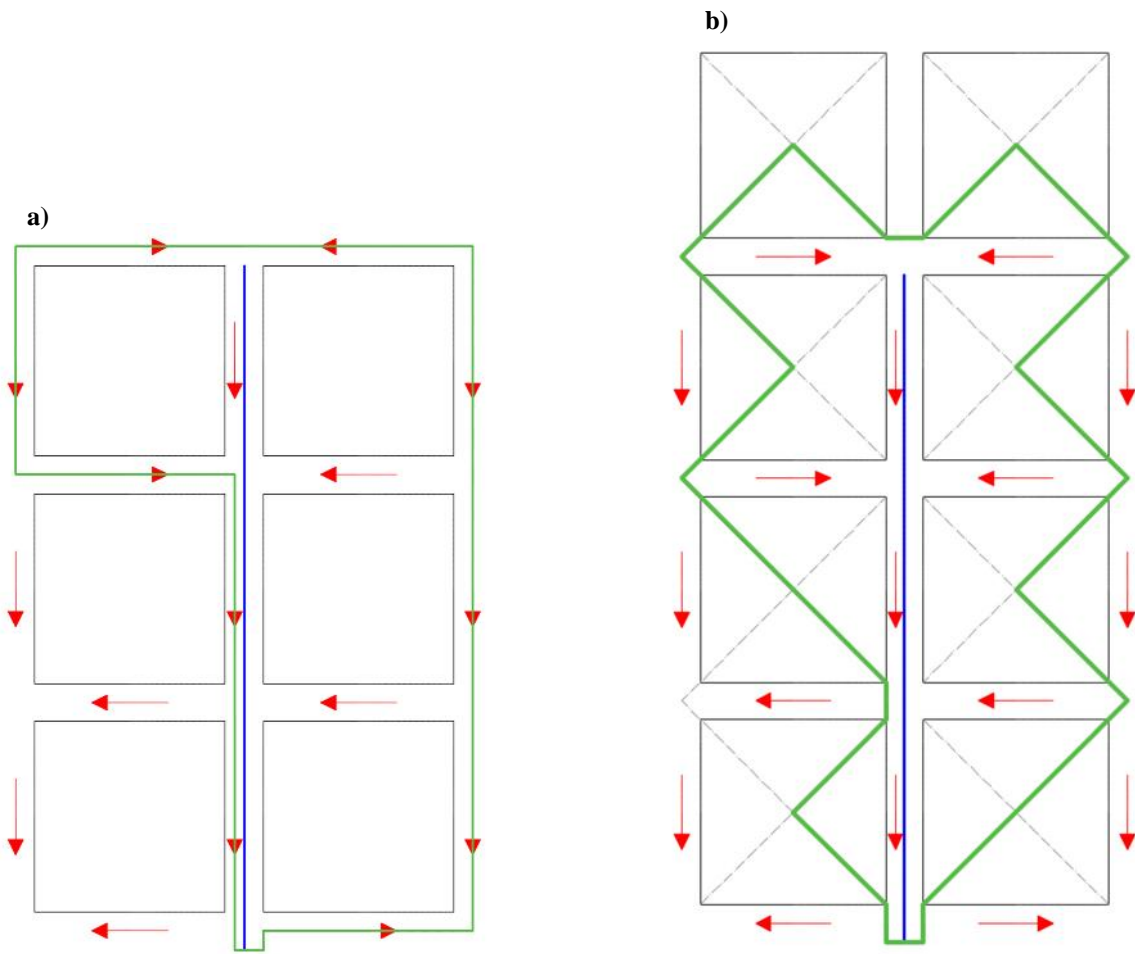


Figura 5-10 Trazo de cuencas urbanas (Segunda Comparación). a) Considerando la pendiente de las calles. b) Considerando la pendiente de las calles y los techos.

5.6 Variables a utilizar

De acuerdo a lo detallado en el apartado (4.2), en la Tabla 5-6 se muestran las variables con las que se dará inicio al modelado con el programa de cómputo HEC HMS, el cual permite simular el proceso lluvia escurrimiento de una manera simple y sencilla.

Tabla 5-6 Variables iniciales a usar en la simulación

Sub-cuenca	Peñuelas	Cuauhtémoc
Área [km ²]	8.06	16.45
Método de Pérdidas	Número de Curva SCS	Número de Curva SCS
Método de Flujo Base	Ninguno	Ninguno
CN	88.07	78.80
% Impermeable	0	0
Tiempo de Retardo [min]	99	44.64
Modelo Meteorológico	Peso de Estaciones	Peso de Estaciones
Reemplazo de pérdidas	Por Defecto	Por Defecto
Cuencas	Incluir Sub-cuencas / SI	Incluir Sub-cuencas / SI
Estación Climatológica	Juriquilla	Juriquilla, Qro. Obs.
Medidores de Precipitación	Incremento en milímetros	Incremento en milímetros
Tiempo de Intervalo	1 min / Acum. 10 min	1 min / Acum. 10 min

5.7 Datos de ingeniería básica

El Dren Peñuelas posee una longitud total de 3294.00 m, dando inicio en el punto con coordenadas geográficas 20.653° latitud y -100.396° longitud ubicado en las calles Portal de la Alegría y Santiago de machaca, y finaliza en la confluencia con el Dren Cuauhtémoc en el punto con coordenadas 20.624° latitud y -100.395° longitud ubicado en la calle Sinceridad; para determinar el tipo de material con el cual está revestido el canal a lo largo de toda su longitud, se realizó una visita al sitio, obteniendo los resultados mostrados en la Tabla 5-7.

Tabla 5-7 Datos de ingeniería básica del dren Peñuelas

Descripción	Latitud [°]	Longitud [°]	Elevación [msnm]	Fondo	Lateral	Tipo	Longitud [m]
Punto de Inicio	20.653	-100.396	1949	Mampostería	Mampostería	Rectangular	0.00
Cambio de Sección	20.651	-100.397	1931	Mampostería	Mampostería	Trapezial	117.00
Cambio de Fondo	20.649	-100.397	1929	Concreto	Mampostería	Trapezial	184.00
Cambio de Fondo e Intersección	20.648	-100.366	1931	Concreto	Mampostería	Trapezial	1020.00
Cambio de Fondo	20.647	-100.396	1927	Mampostería	Mampostería	Trapezial	160.00
Cambio de Fondo e Intersección	20.641	-100.397	1901	Concreto	Mampostería	Trapezial	683.00
Último Tramo	20.624	-100.395	1836	Concreto	Mampostería	Trapezial	2030.00

6. RESULTADOS

6.1 Dispersión del hidrograma medido

La tormenta del 17 de septiembre del 2015, fue medida en el dren Peñuelas, desde que dio inicio a las 19:00:00 horas, comenzando con una intensidad muy leve, la cual incrementó considerablemente a las 20:00:00 aproximadamente, dando comienzo al flujo superficial a lo largo del dren, el cual con la implementación de un sensor de niveles, arrojó la dispersión mostrada en la Figura 6-1. La medición del segundo evento, se realizó la madrugada del día 09 de marzo del 2016 a partir de la 01:00:00, su dispersión es la mostrada en la

Figura 6-2. Finalmente la tercera medición fue realizada la noche del 09 de marzo del 2016 a partir de las 20:30:00, su dispersión es la mostrada en la Figura 6-3.

6.2 Ajuste del hidrograma por promedios móviles

A los valores que fueron registrados cada 5 segundos, se les aplicó un ajuste por promedios móviles, obteniendo valores de caudal con un intervalo de un minuto (Ver Figura 6-4, Figura 6-6 y Figura 6-8), mismo intervalo que se consideró para los hietogramas de

precipitación total y efectiva mostrados respectivamente en las Figura 6-5, Figura 6-7 y Figura 6-9.

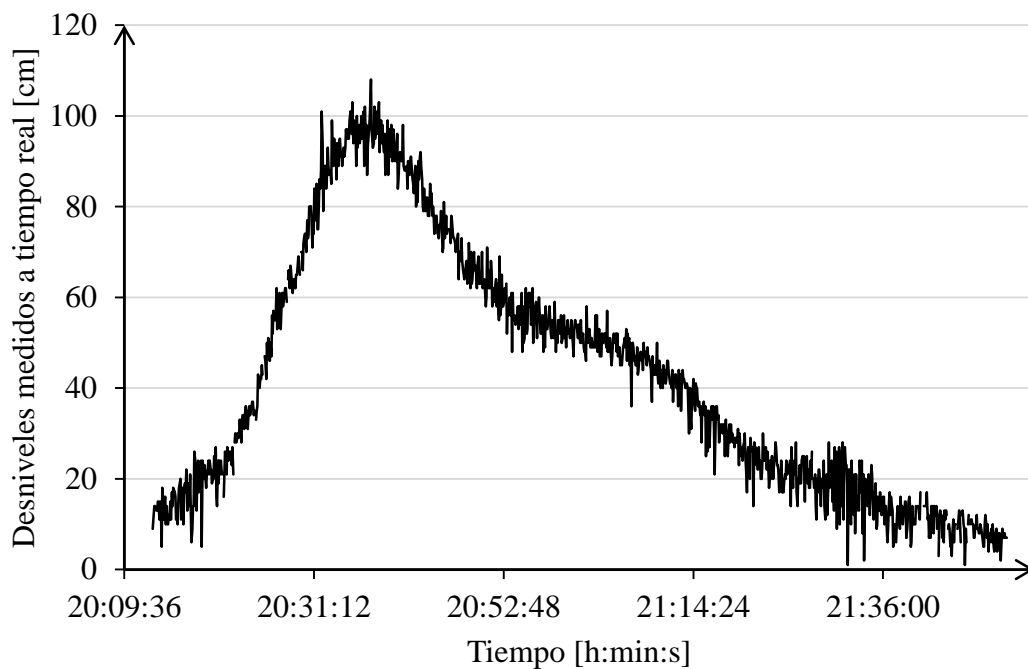


Figura 6-1 Niveles de flujo obtenidos en la medición a tiempo real del 17 de Septiembre del 2015 en el dren Peñuelas.

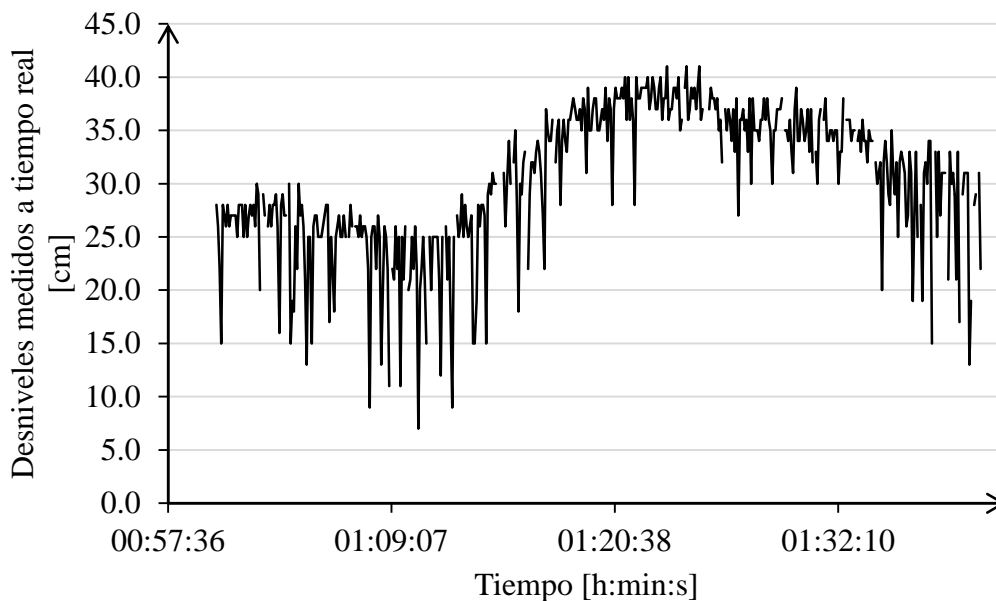


Figura 6-2 Niveles de flujo obtenidos en la medición a tiempo real del 09 de marzo del 2016 en el dren Peñuelas (a partir de la 01:00:00).

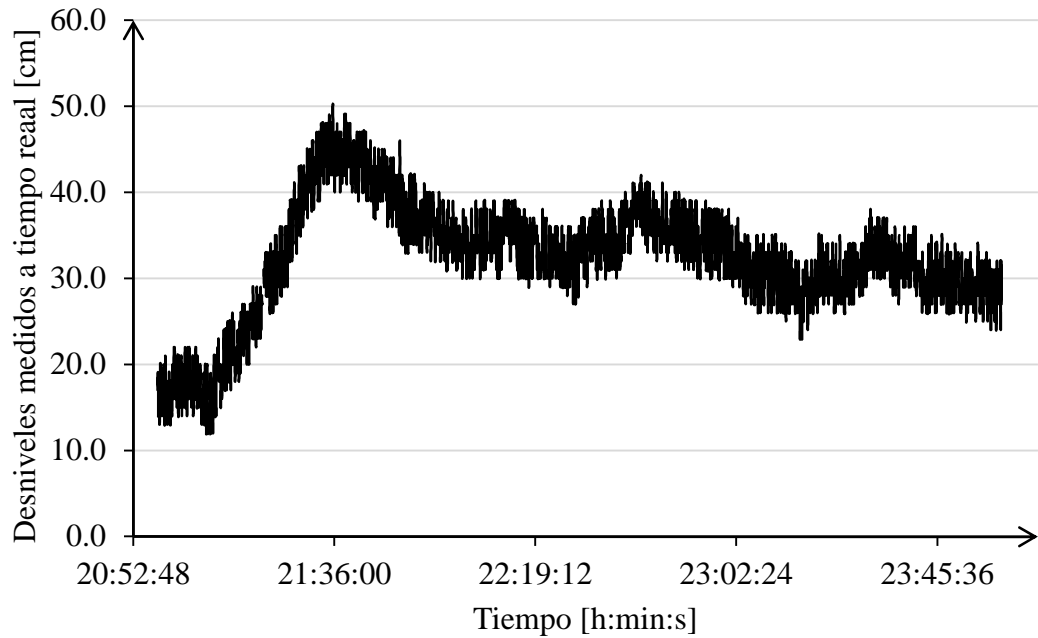


Figura 6-3 Niveles de flujo obtenidos en la medición a tiempo real del 09 de marzo del 2016 en el dren Peñuelas (a partir de las 20:30:00).

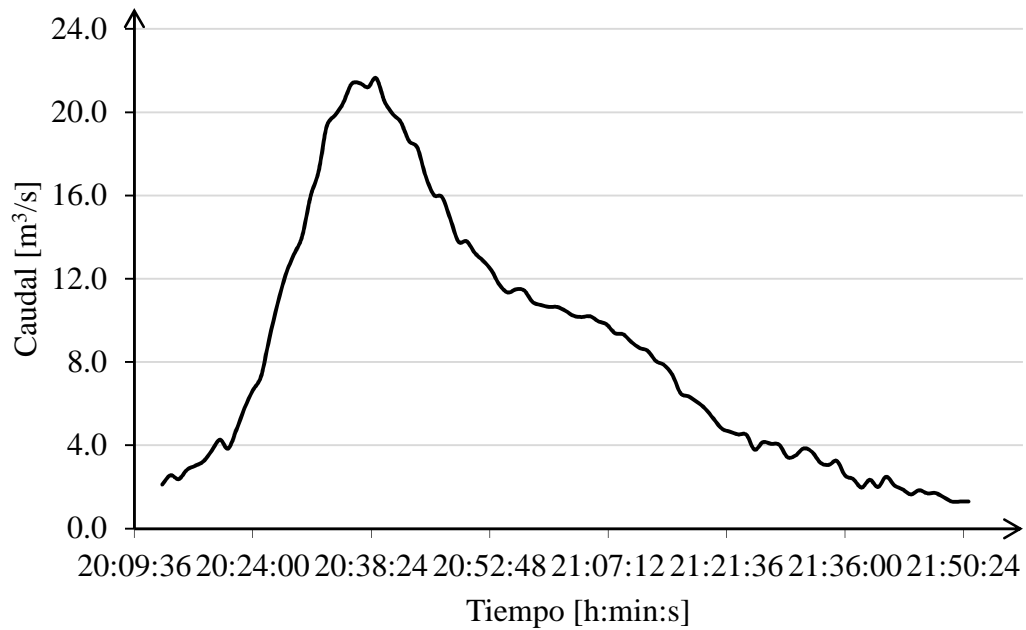


Figura 6-4 Hidrograma medido a tiempo real. Ajuste por promedios móviles (17 de septiembre de 2015).

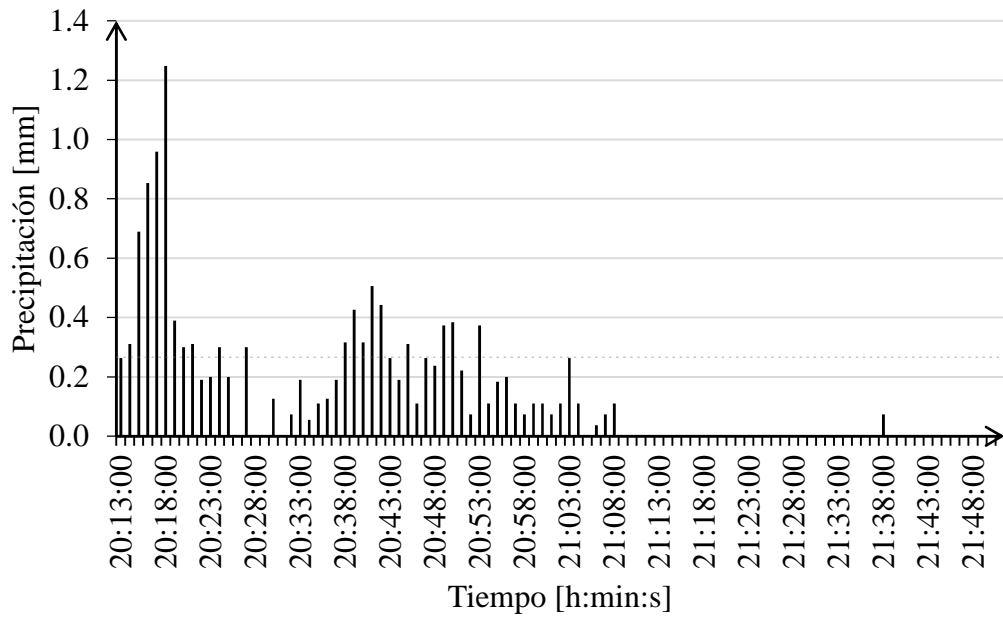


Figura 6-5 Hietogramas de precipitación total y efectiva (17 de septiembre de 2015)

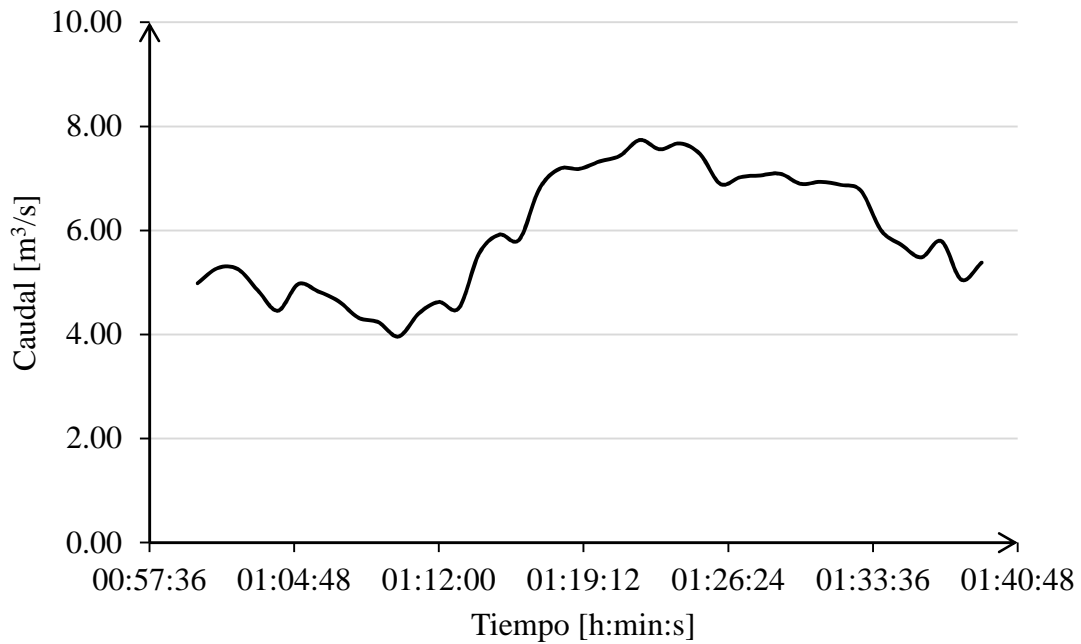


Figura 6-6 Hidrograma medido a tiempo real. Ajuste por promedios móviles (09 de marzo de 2016 a partir de la 01:00:00).

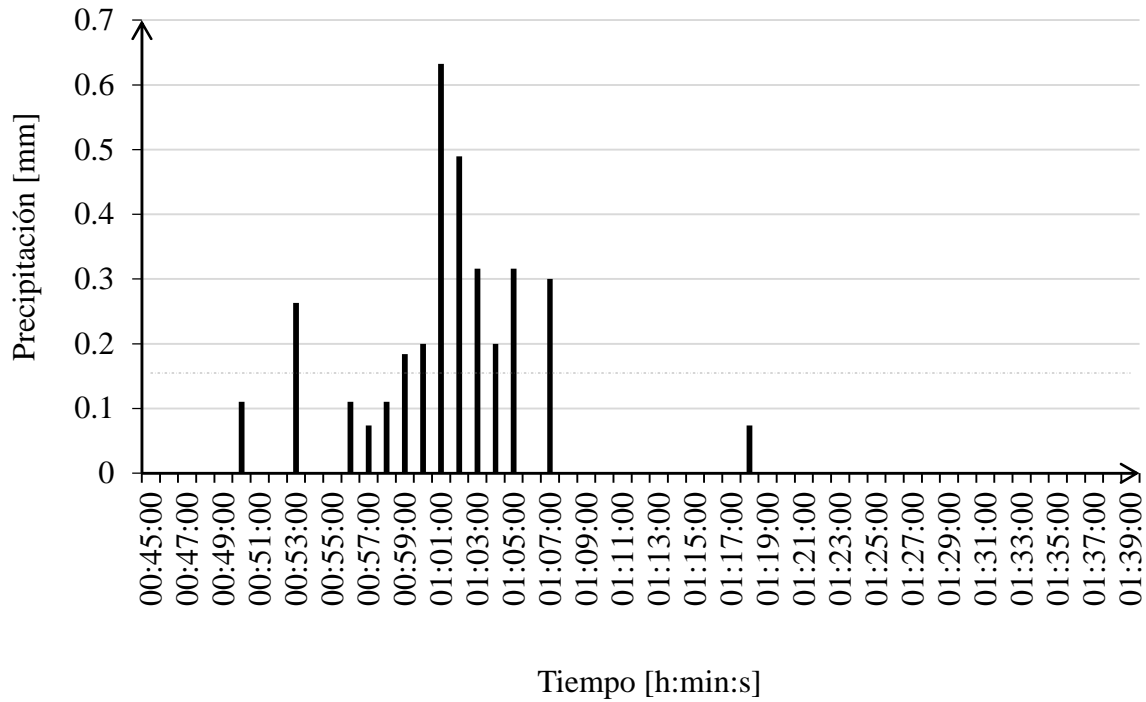


Figura 6-7 Hietogramas de precipitación total y efectiva (09 de marzo de 2016 a partir de las 00:50:00)

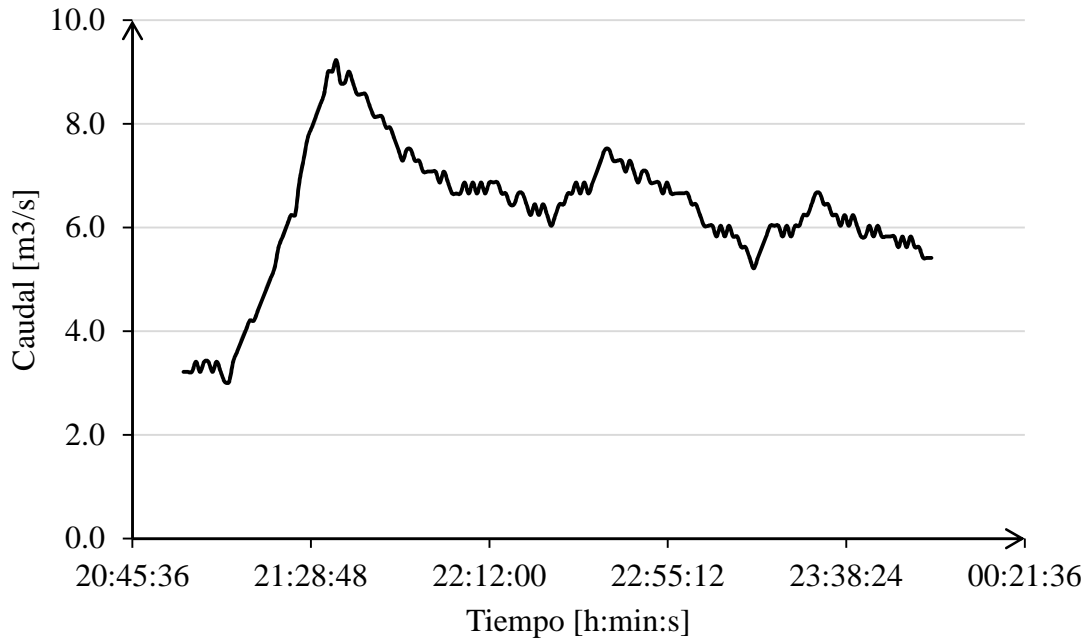


Figura 6-8 Hidrograma medido a tiempo real. Ajuste por promedios móviles (09 de marzo de 2016 a partir de las 20:30:00).

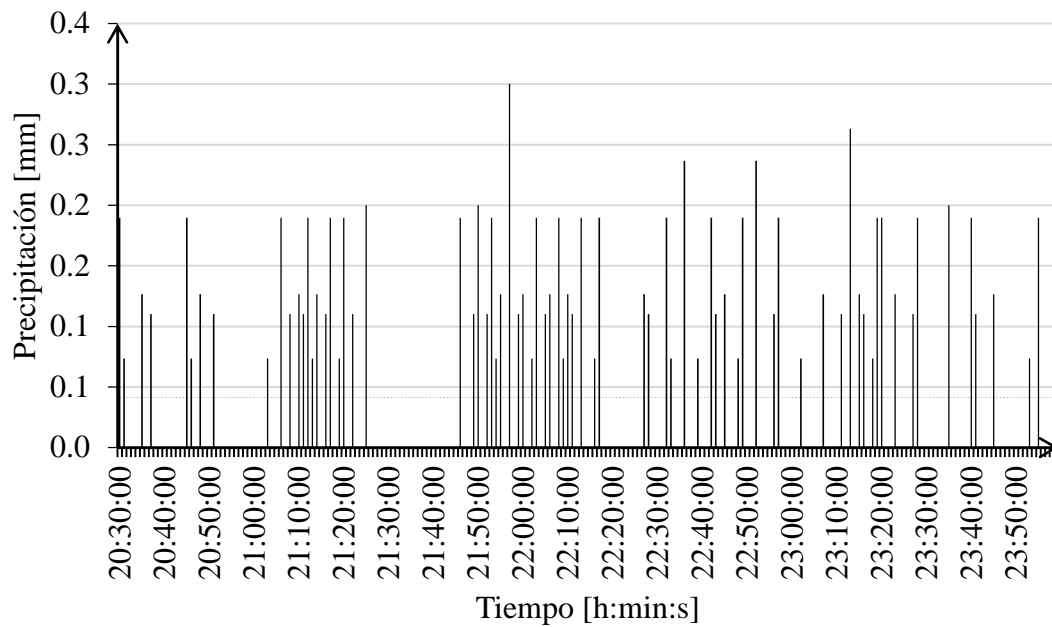


Figura 6-9 Hietogramas de precipitación total y efectiva (09 de marzo de 2016 a partir de las 20:30:00)

En las Figura 6-10, Figura 6-11, Figura 6-12 y Figura 6-13 se presentan fotografías tomadas durante las mediciones de escurrimiento en la zona urbana del dren Peñuelas, en las cuales se puede observar la fuerte velocidad del flujo en el dren, la ubicación del sensor de nivel y la colaboración que se tuvo por parte de la policía municipal.



Figura 6-10 Fotografía tomada al inicio de la tormenta del 17 de septiembre de 2015 a las 19:00:00



**Figura 6-11 Ubicación del sensor de nivel en la base del puente ubicado en las coordenadas UTM
354587.04 m E, 2281282.07 m N**



Figura 6-12 Escurrimiento dentro del dren Peñuelas (se observa la alta velocidad del flujo)



Figura 6-13 Protección por parte de la Policía Municipal

6.3 Parámetros obtenidos de la medición

De las gráficas de hietogramas e hidrogramas obtenidos en las mediciones del 17 de septiembre del 2015 y 09 de marzo del 2016, se calcularon los parámetros principales de

cada hidrograma medido a tiempo real y ajustado por promedios móviles, obteniendo los resultados mostrados en las Tabla 6-1, Tabla 6-2 y Tabla 6-3.

Tabla 6-1 Parámetros del hidrograma medido a tiempo real (Primera medición).

Parámetro		[unidad]	Valor
Caudal Pico	Qp	[m ³ /s]	21.64
Tiempo Pico	tp	[h:min:s]	00:26:00
Tiempo Base	tb	[h:min:s]	01:38:00
Tiempo de Concentración	tc	[h:min:s]	00:17:19
Tiempo de retraso	tr	[h:min:s]	00:21:00
Duración efectiva	de	[h:min:s]	00:19:00
Precipitación total	P	[mm]	13.94
Precipitación Efectiva	Pe	[mm]	5.39
Número de Escurrimiento	CN	[adimensional]	95.23

Tabla 6-2 Parámetros del hidrograma medido a tiempo real (Segunda medición).

Parámetro		[unidad]	Valor
Caudal Pico	Qp	[m ³ /s]	7.74
Tiempo Pico	tp	[h:min:s]	00:22:00
Tiempo Base	tb	[h:min:s]	00:39:00
Tiempo de Concentración	tc	[h:min:s]	00:31:00
Tiempo de retraso	tr	[h:min:s]	00:21:00
Duración efectiva	de	[h:min:s]	00:09:00
Precipitación total	P	[mm]	3.40
Precipitación Efectiva	Pe	[mm]	1.50
Número de Escurrimiento	CN	[adimensional]	98.97

Tabla 6-3 Parámetros del hidrograma medido a tiempo real (Tercera medición).

Parámetro		[unidad]	Valor
Caudal Pico	Qp	[m ³ /s]	9.23
Tiempo Pico	tp	[h:min:s]	00:37:00
Tiempo Base	tb	[h:min:s]	03:29:00
Tiempo de Concentración	tc	[h:min:s]	00:29:13
Tiempo de retraso	tr	[h:min:s]	00:25:00
Duración efectiva	de	[h:min:s]	01:15:00
Precipitación total	P	[mm]	10.5
Precipitación Efectiva	Pe	[mm]	7.27
Número de Escurrimiento	CN	[adimensional]	98.66

6.4 Parámetros obtenidos con el hidrograma triangular de Mockus

Aplicando las ecuaciones mencionadas en la metodología se obtuvieron los parámetros mostrados en las Tabla 6-4, Tabla 6-5 y Tabla 6-6, además, en las Figura 6-14, Figura 6-15 y Figura 6-16, se presenta la representación gráfica del hidrograma triangular propuesto por Mockus (1957).

Tabla 6-4 Parámetros del hidrograma triangular de Mockus (Primera medición).

Parámetro		[unidad]	Valor
Caudal Pico	Qp	[m ³ /s]	33.48
Tiempo Pico	tp	[h:min:s]	00:19:04
Tiempo Base	tb	[h:min:s]	00:50:54
Tiempo de Concentración	tc	[h:min:s]	00:17:19
Tiempo de retraso	tr	[h:min:s]	00:10:25
Duración efectiva	de	[h:min:s]	00:17:19

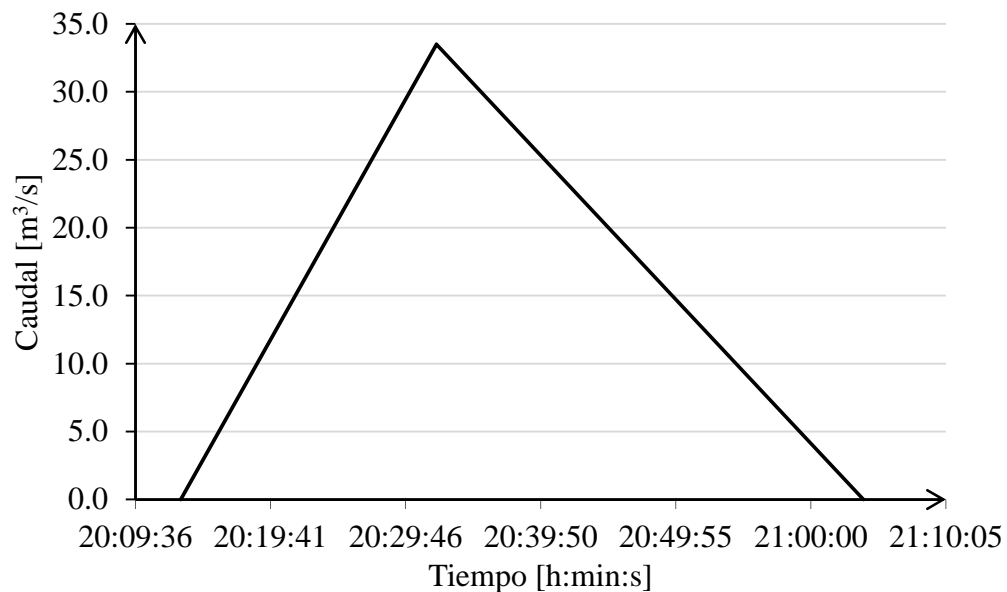


Figura 6-14 Hidrograma triangular de Mockus (Primera medición).

Tabla 6-5 Parámetros del hidrograma triangular de Mockus (Segunda medición).

Parámetro		[unidad]	Valor
Caudal Pico	Qp	[m ³ /s]	5.22
Tiempo Pico	tp	[h:min:s]	00:34:07
Tiempo Base	tb	[h:min:s]	01:31:06
Tiempo de Concentración	tc	[h:min:s]	00:31:01
Tiempo de retraso	tr	[h:min:s]	00:18:37
Duración efectiva	de	[h:min:s]	00:31:01

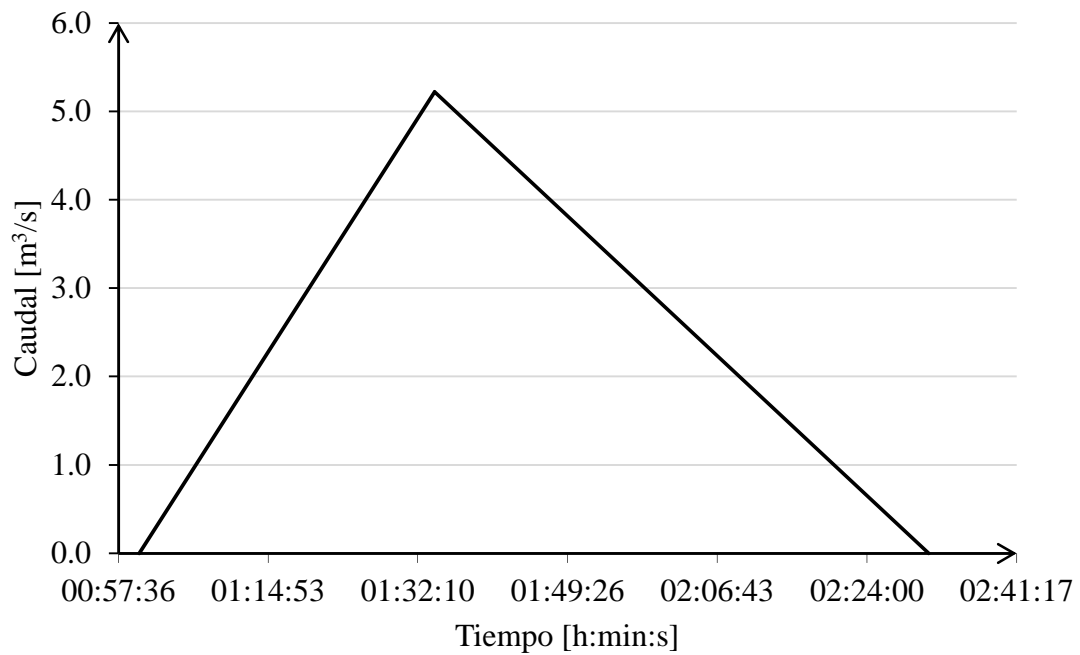


Figura 6-15 Hidrograma triangular de Mockus (Segunda medición).

Tabla 6-6 Parámetros del hidrograma triangular de Mockus (Tercera medición).

Parámetro		[unidad]	Valor
Caudal Pico	Qp	[m ³ /s]	26.82
Tiempo Pico	tp	[h:min:s]	00:32:09
Tiempo Base	tb	[h:min:s]	01:25:50
Tiempo de Concentración	tc	[h:min:s]	00:29:13
Tiempo de retraso	tr	[h:min:s]	00:17:32
Duración efectiva	de	[h:min:s]	00:29:13

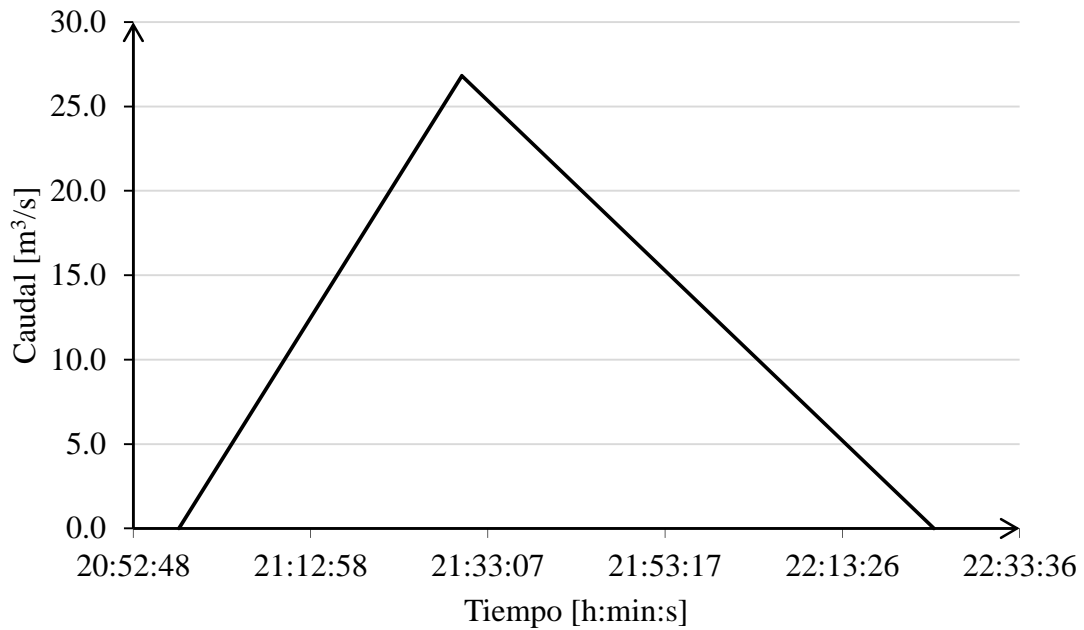


Figura 6-16 Hidrograma triangular de Mockus (Tercera medición).

6.5 Parámetros obtenidos con el hidrograma del SCS (*Soil Conservation Service*)

Aplicando las ecuaciones mencionadas en la metodología se obtuvieron los parámetros mostrados en las Tabla 6-7, Tabla 6-8 y Tabla 6-9, además, en las Figura 6-17, Figura 6-18 y Figura 6-19, se presenta la representación gráfica del hidrograma del SCS.

Tabla 6-7 Parámetros del hidrograma del SCS (Primera medición).

Parámetro		[unidad]	Valor
Caudal Pico	Qp	[m ³ /s]	32.10
Tiempo Pico	tp	[h:min:s]	00:19:55
Tiempo Base	tb	[h:min:s]	01:39:30
Tiempo de Concentración	tc	[h:min:s]	00:17:19
Tiempo de retraso	tr	[h:min:s]	00:10:25
Duración efectiva	de	[h:min:s]	00:19:00

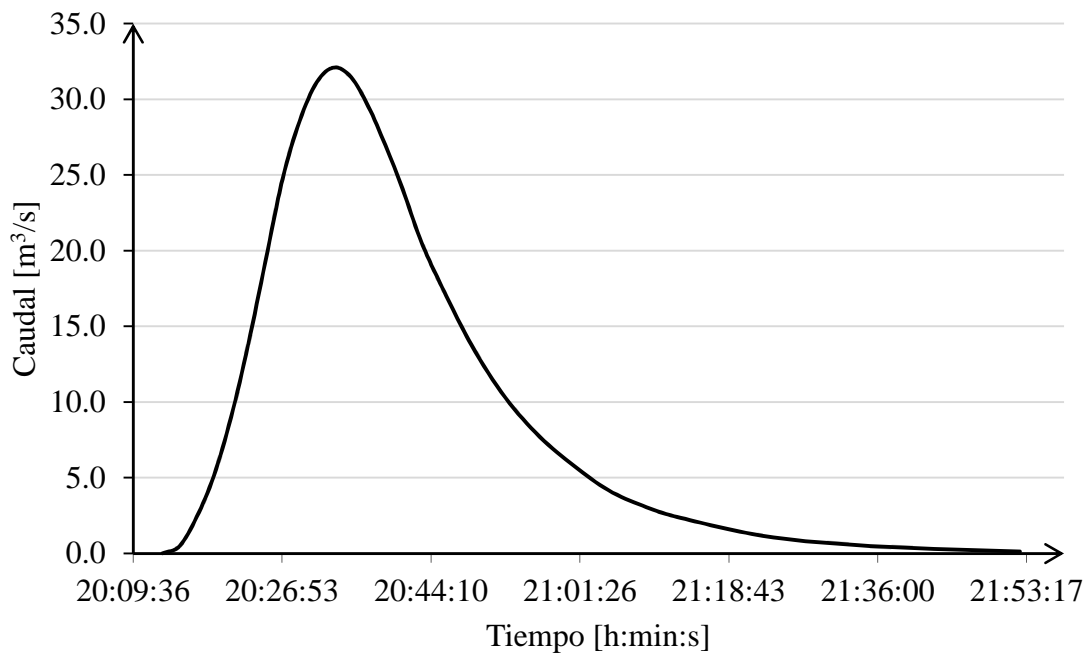


Figura 6-17 Hidrograma del SCS (Primera medición).

Tabla 6-8 Parámetros del hidrograma del SCS (Segunda medición).

Parámetro		[unidad]	Valor
Caudal Pico	Qp	[m ³ /s]	7.71
Tiempo Pico	tp	[h:min:s]	00:23:07
Tiempo Base	tb	[h:min:s]	01:55:33
Tiempo de Concentración	tc	[h:min:s]	00:31:01
Tiempo de retraso	tr	[h:min:s]	00:18:37
Duración efectiva	de	[h:min:s]	0:09:00

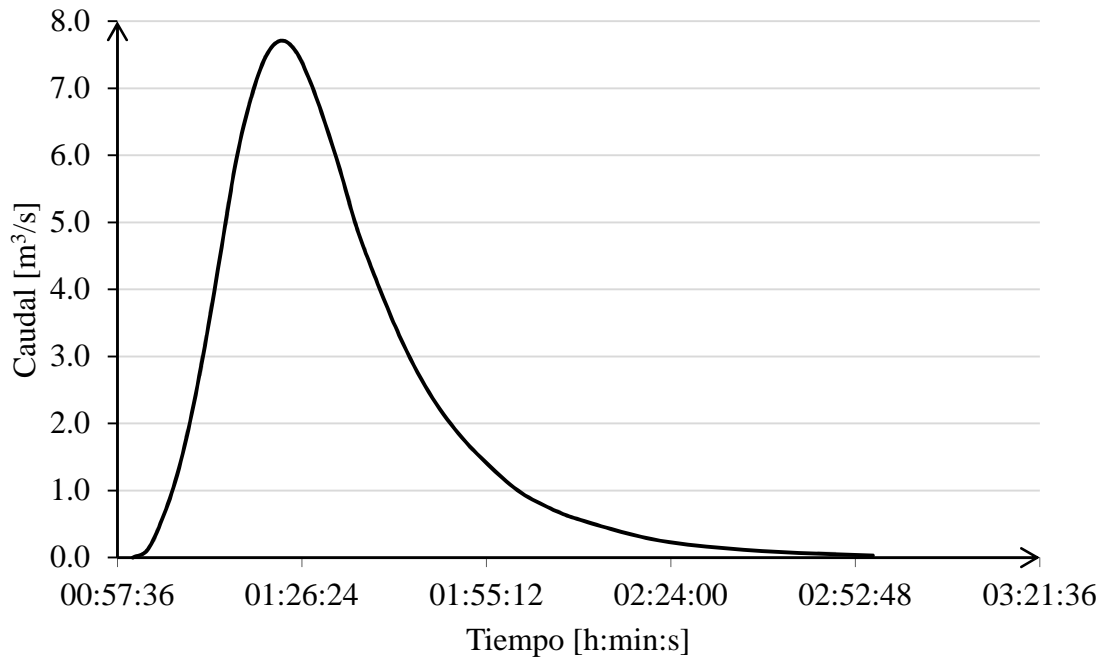


Figura 6-18 Hidrograma del SCS (Segunda medición).

Tabla 6-9 Parámetros del hidrograma del SCS (Tercera medición).

Parámetro		[unidad]	Valor
Caudal Pico	Qp	[m ³ /s]	15.67
Tiempo Pico	tp	[h:min:s]	00:55:02
Tiempo Base	tb	[h:min:s]	04:35:10
Tiempo de Concentración	tc	[h:min:s]	00:29:13
Tiempo de retraso	tr	[h:min:s]	00:17:32
Duración efectiva	de	[h:min:s]	01:15:00

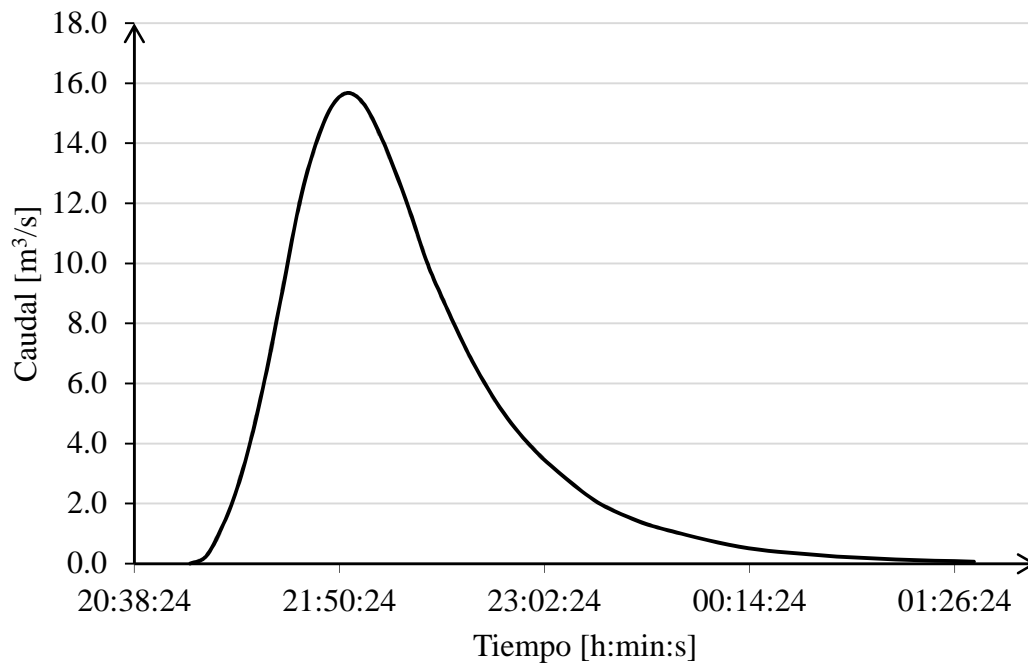


Figura 6-19 Hidrograma del SCS (Tercera medición).

6.6 Parámetros obtenidos con el hidrograma de Espey Altman y Graves

Aplicando las ecuaciones mencionadas en la metodología se obtuvieron los parámetros mostrados en las Tabla 6-10, Tabla 6-11 y Tabla 6-12, además, en las Figura 6-20, Figura 6-21 y Figura 6-22, se presenta la representación gráfica del hidrograma de Espey Altman y graves.

Tabla 6-10 Parámetros del hidrograma de Espey Altman y Graves (Primera medición).

Parámetro		[unidad]	Valor
Caudal Pico	Qp	[m ³ /s]	35.41
Tiempo Pico	tp	[h:min:s]	00:15:25
Tiempo Base	tb	[h:min:s]	02:00:55
Tiempo de Concentración	tc	[h:min:s]	-----
Tiempo de retraso	tr	[h:min:s]	-----
Duración efectiva	de	[h:min:s]	-----

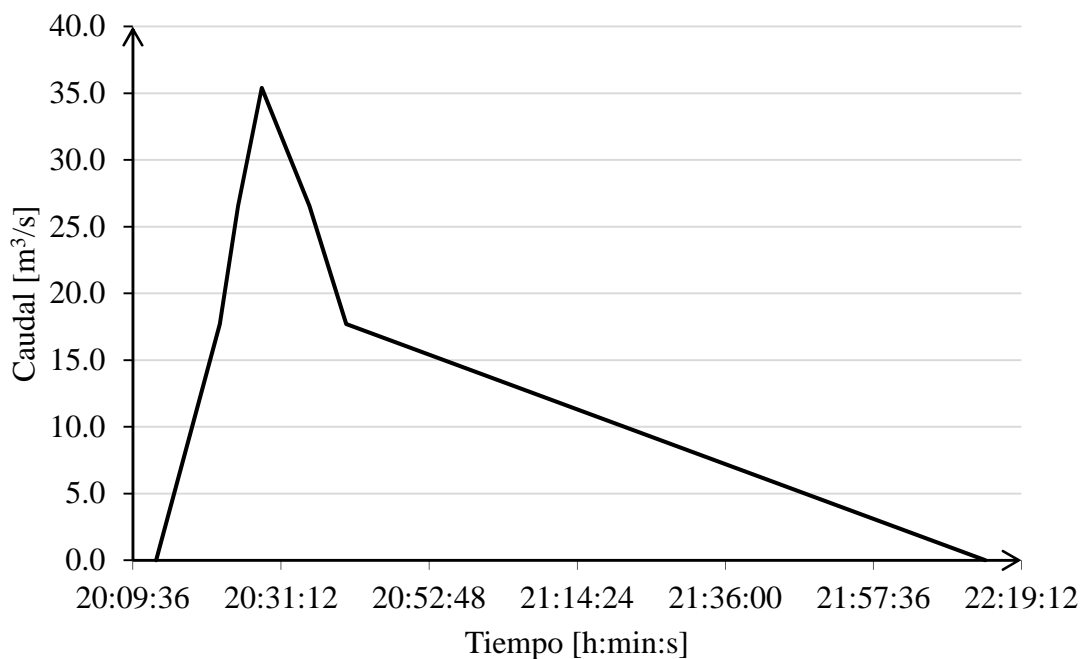


Figura 6-20 Hidrograma de Espey Altman y Graves (Primera medición).

Tabla 6-11 Parámetros del hidrograma de Espey Altman y Graves (Segunda medición).

Parámetro		[unidad]	Valor
Caudal Pico	Qp	[m ³ /s]	9.88
Tiempo Pico	tp	[h:min:s]	00:15:25
Tiempo Base	tb	[h:min:s]	02:00:55
Tiempo de Concentración	tc	[h:min:s]	-----
Tiempo de retraso	tr	[h:min:s]	-----
Duración efectiva	de	[h:min:s]	-----

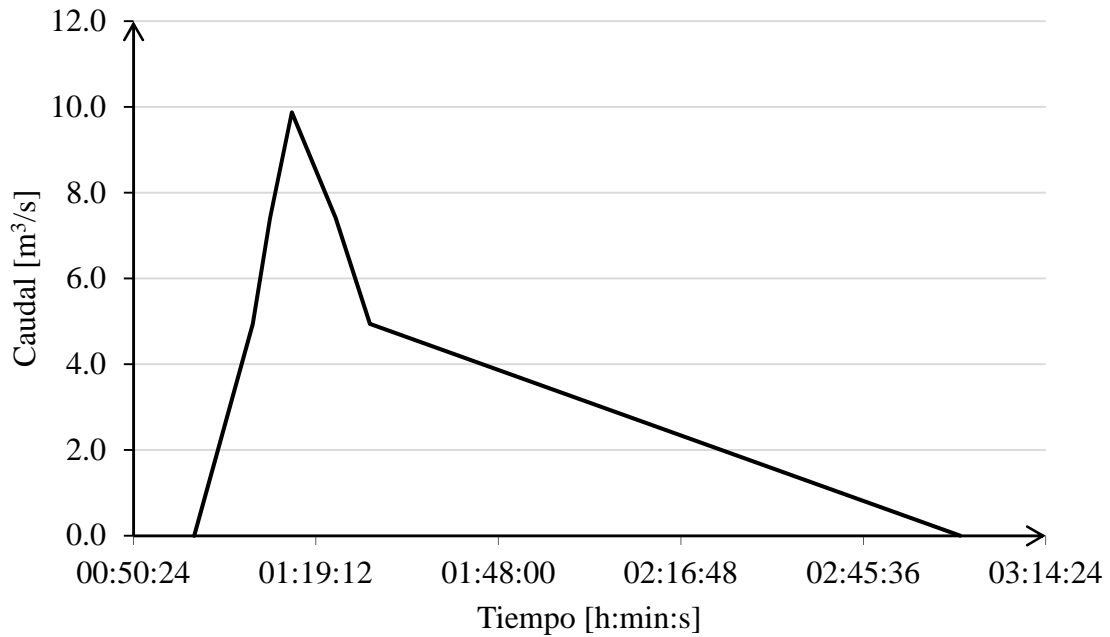


Figura 6-21 Hidrograma de Espey Altman y Graves (Segunda medición).

Tabla 6-12 Parámetros del hidrograma de Espey Altman y Graves (Tercera medición)..

Parámetro		[unidad]	Valor
Caudal Pico	Qp	[m ³ /s]	47.82
Tiempo Pico	tp	[h:min:s]	00:15:25
Tiempo Base	tb	[h:min:s]	02:00:55
Tiempo de Concentración	tc	[h:min:s]	-----
Tiempo de retraso	tr	[h:min:s]	-----
Duración efectiva	de	[h:min:s]	-----

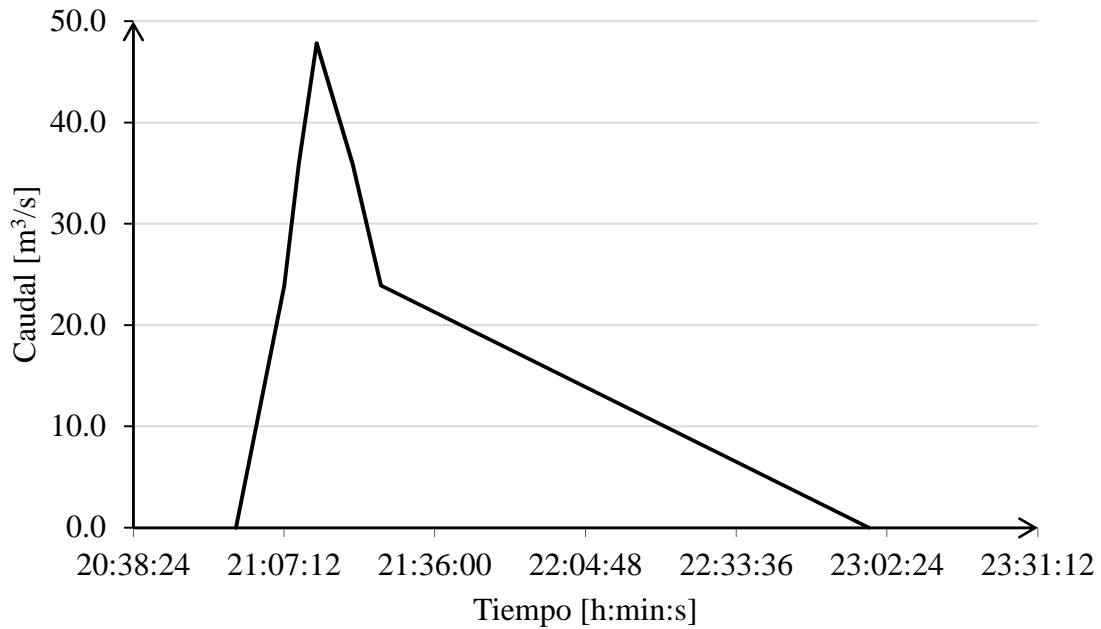


Figura 6-22 Hidrograma de Espey Altman y Graves (Tercera medición).

6.7 Parámetros obtenidos con el hidrograma de Snyder

Aplicando las ecuaciones mencionadas en la metodología se obtuvieron los parámetros mostrados en las Tabla 6-13, Tabla 6-14 y Tabla 6-15, además, en las Figura 6-23, Figura 6-24 y Figura 6-25, se presenta la representación gráfica del hidrograma de Snyder.

Tabla 6-13 Parámetros del hidrograma de Snyder (Primera medición).

Parámetro		[unidad]	Valor
Caudal Pico	Qp	[m ³ /s]	21.63
Tiempo Pico	tp	[h:min:s]	00:17:01
Tiempo Base	tb	[h:min:s]	01:18:55
Tiempo de Concentración	tc	[h:min:s]	-----
Tiempo de retraso	tr	[h:min:s]	-----
Duración efectiva	de	[h:min:s]	-----

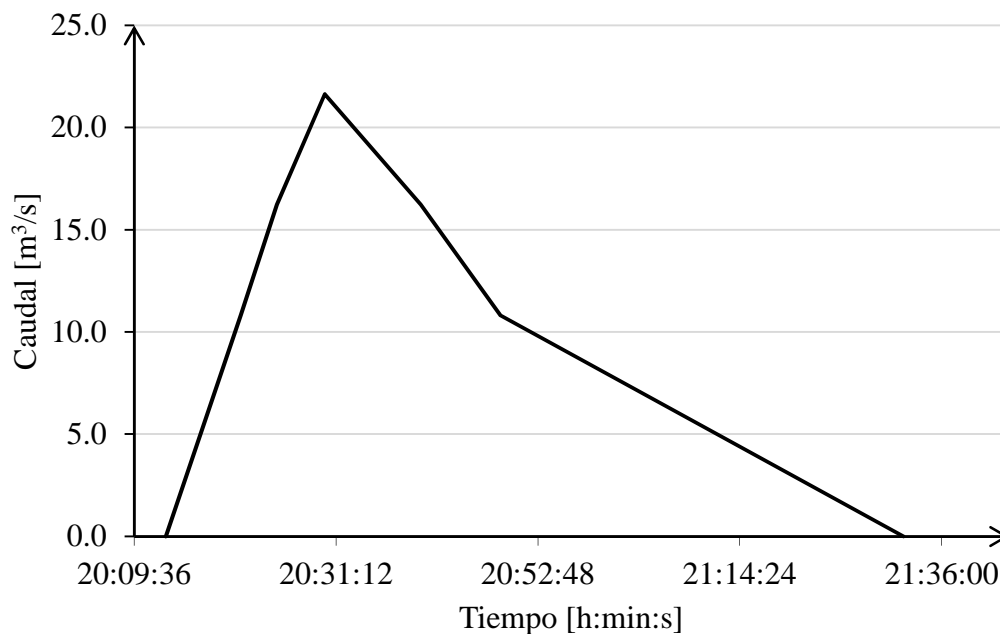


Figura 6-23 Hidrograma de Snyder (Primera medición).

Tabla 6-14 Parámetros del hidrograma de Snyder (Segunda medición).

Parámetro		[unidad]	Valor
Caudal Pico	Qp	[m ³ /s]	7.74
Tiempo Pico	tp	[h:min:s]	00:19:39
Tiempo Base	tb	[h:min:s]	01:01:32
Tiempo de Concentración	tc	[h:min:s]	-----
Tiempo de retraso	tr	[h:min:s]	-----
Duración efectiva	de	[h:min:s]	-----

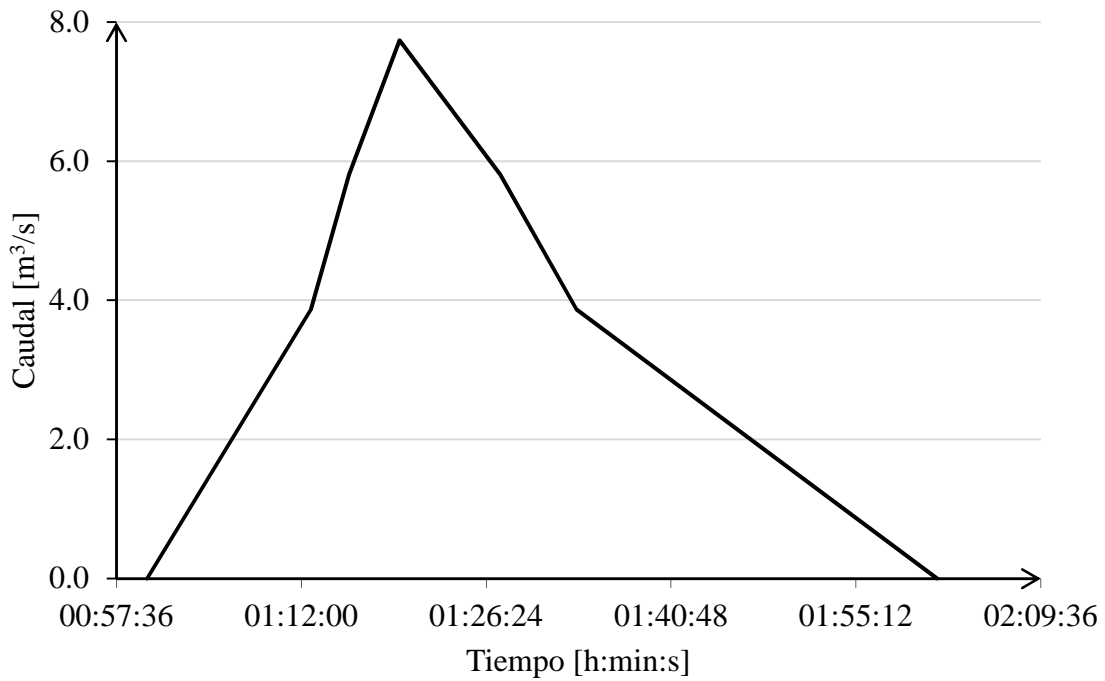


Figura 6-24 Hidrograma de Snyder (Segunda medición).

Tabla 6-15 Parámetros del hidrograma de Snyder (Tercera medición).

Parámetro		[unidad]	Valor
Caudal Pico	Qp	[m ³ /s]	9.23
Tiempo Pico	tp	[h:min:s]	00:06:33
Tiempo Base	tb	[h:min:s]	04:09:57
Tiempo de Concentración	tc	[h:min:s]	-----
Tiempo de retraso	tr	[h:min:s]	-----
Duración efectiva	de	[h:min:s]	-----

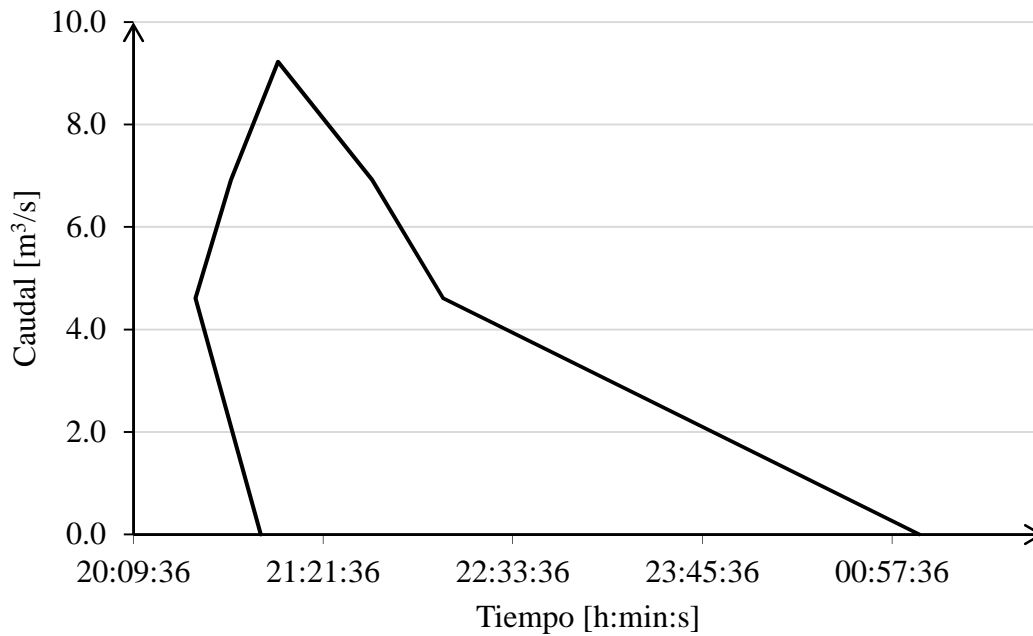


Figura 6-25 Hidrograma de Snyder (Tercera medición).

6.8 Parámetros obtenidos con el hidrograma parabólico

Aplicando las ecuaciones mencionadas en la metodología se obtuvieron los parámetros mostrados en las Tabla 6-16, Tabla 6-17 y Tabla 6-18, además, en las Figura 6-26, Figura 6-27 y Figura 6-28, se presenta la representación gráfica del hidrograma parabólico.

Tabla 6-16 Parámetros del hidrograma parabólico (Primera medición).

Parámetro		[unidad]	Valor
Caudal Pico	Qp	[m ³ /s]	21.05
Tiempo Pico	tp	[h:min:s]	00:27:01
Tiempo Base	tb	[h:min:s]	01:42:12
Tiempo de Concentración	tc	[h:min:s]	00:18:25
Tiempo de retraso	tr	[h:min:s]	00:22:06
Duración efectiva	de	[h:min:s]	-----

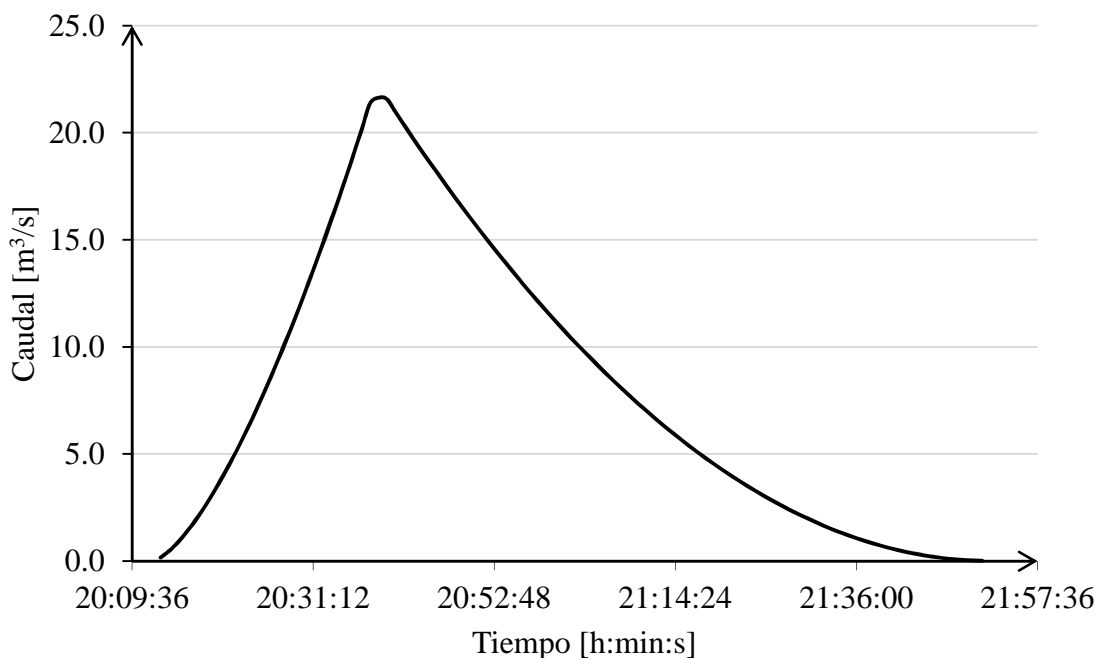


Figura 6-26 Hidrograma parabólico (Primera medición)

Tabla 6-17 Parámetros del hidrograma parabólico (Segunda medición).

Parámetro		[unidad]	Valor
Caudal Pico	Qp	[m ³ /s]	6.88
Tiempo Pico	tp	[h:min:s]	00:23:30
Tiempo Base	tb	[h:min:s]	00:43:29
Tiempo de Concentración	tc	[h:min:s]	00:15:41
Tiempo de retraso	tr	[h:min:s]	00:18:49
Duración efectiva	de	[h:min:s]	-----

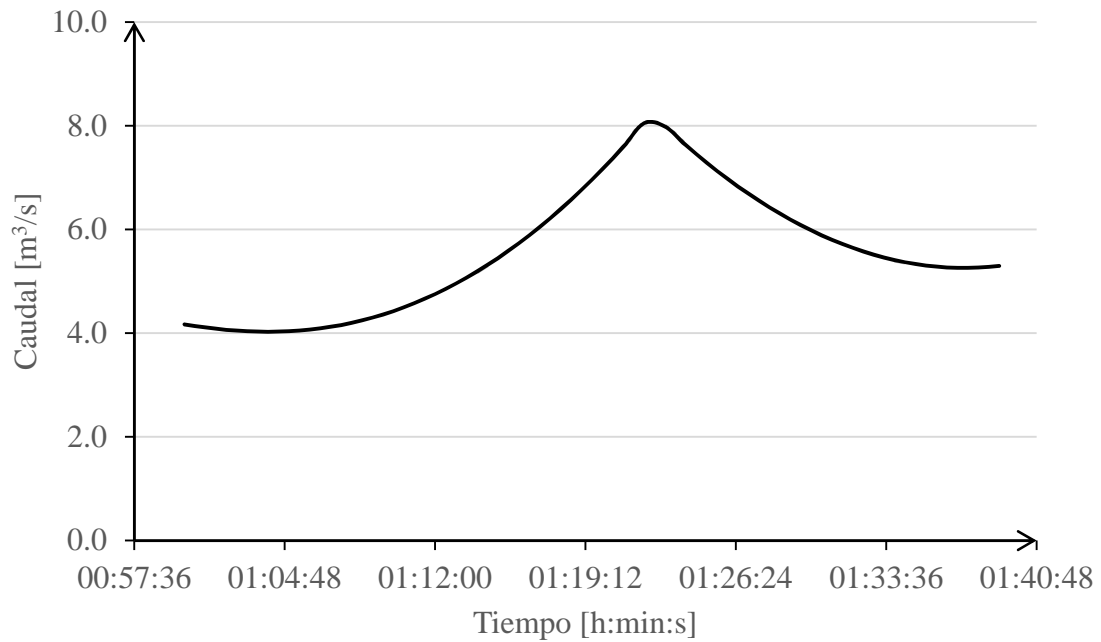


Figura 6-27 Hidrograma parabólico (Segunda medición)

Tabla 6-18 Parámetros del hidrograma parabólico (Tercera medición).

Parámetro		[unidad]	Valor
Caudal Pico	Qp	[m ³ /s]	9.70
Tiempo Pico	tp	[h:min:s]	00:40:25
Tiempo Base	tb	[h:min:s]	03:42:18
Tiempo de Concentración	tc	[h:min:s]	00:26:57
Tiempo de retraso	tr	[h:min:s]	00:32:21
Duración efectiva	de	[h:min:s]	-----

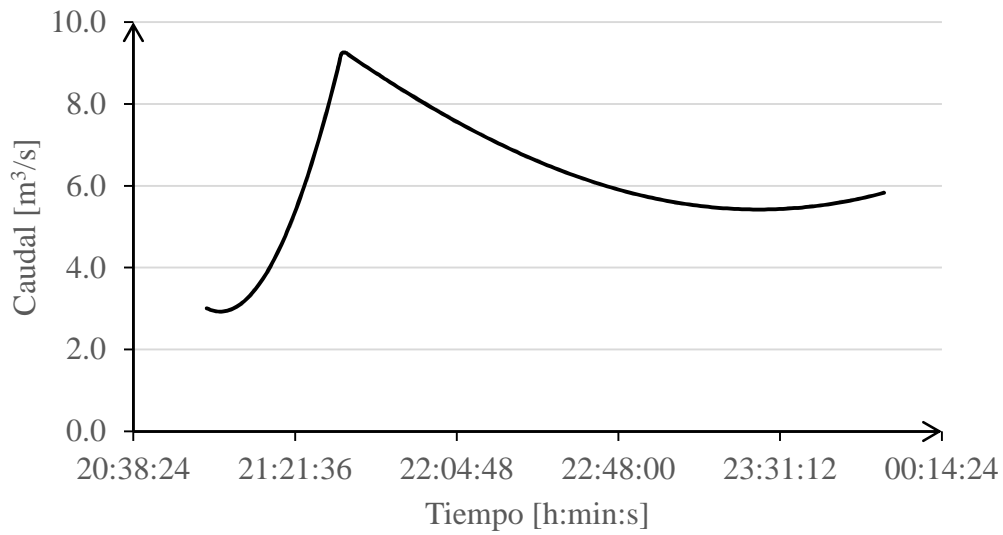


Figura 6-28 Hidrograma parabólico (Tercera medición)

6.9 Comparación gráfica de hidrogramas

Los resultados obtenidos, son mostrados en las Figura 6-29, Figura 6-30 y Figura 6-31.

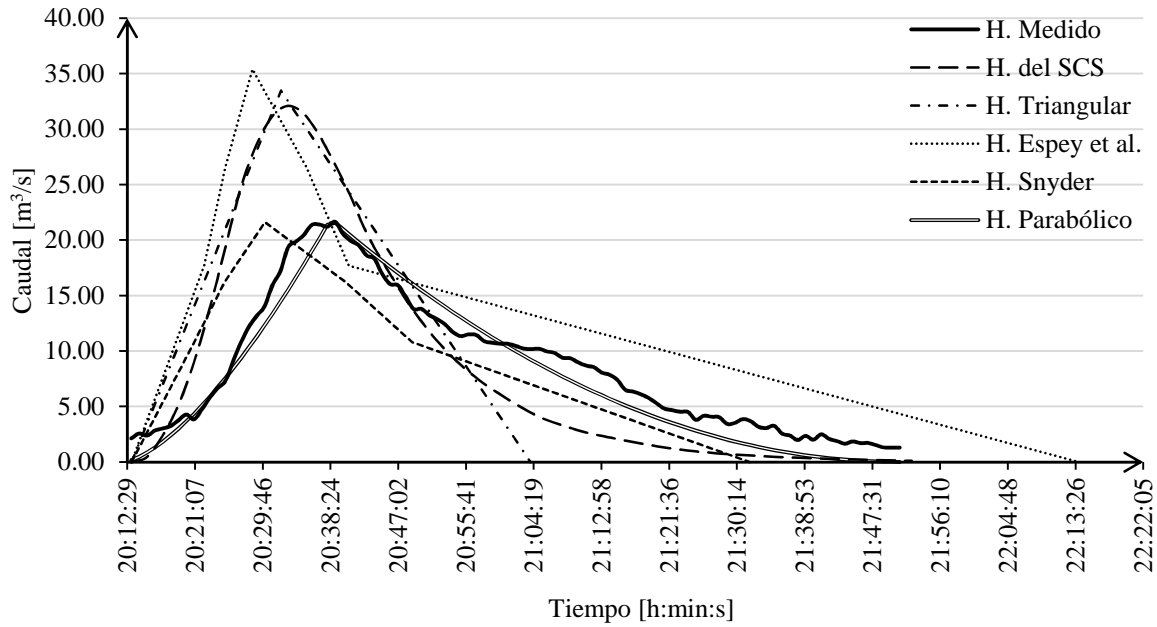


Figura 6-29 Comparación gráfica (17 de septiembre del 2015)

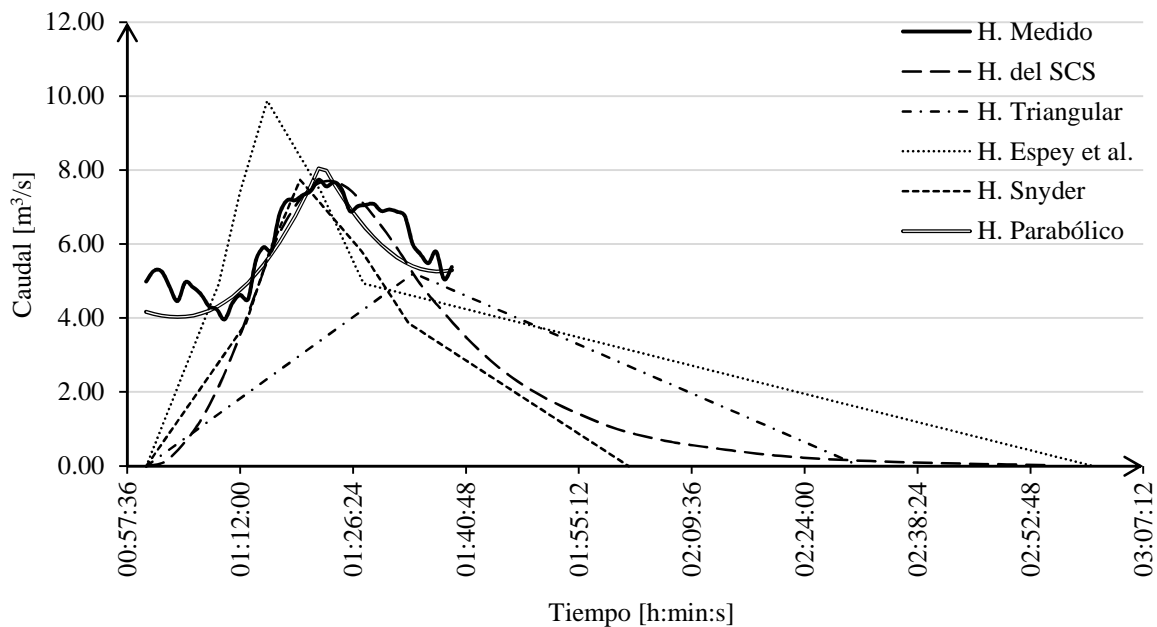


Figura 6-30 Comparación gráfica (09 de marzo del 2016 a partir de las 01:00:00)

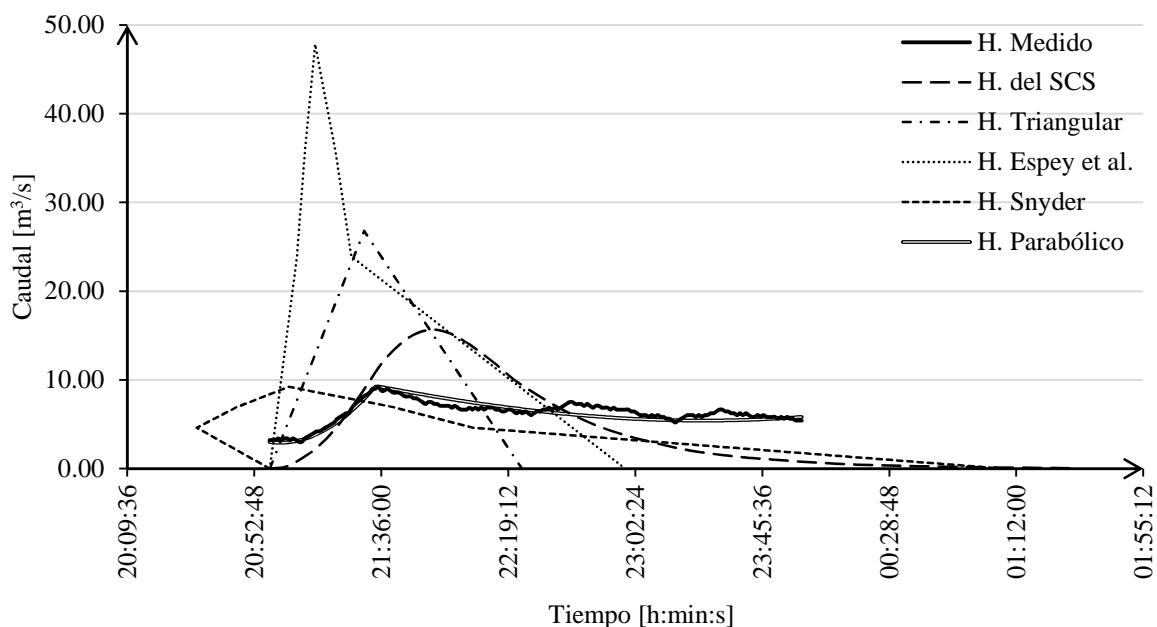


Figura 6-31 Comparación gráfica (09 de marzo del 2016 a partir de las 20:30:00)

6.10 Comparación de Métodos Aplicados

Los resultados obtenidos, son mostrados en las Tabla 6-19, Tabla 6-20 y Tabla 6-21.

Tabla 6-19 Comparación entre las formas de hidrogramas y la medición del evento puntual (17 de septiembre del 2015).

Variable	[unidad]	Real	Parabólico	SCS	Triangular	Espey et al. (1977)	Snyder
Caudal Pico	[m ³ /s]	21.64	21.05	32.10	33.48	35.41	21.63
Tiempo Pico	[h:min:s]	00:26:00	00:27:01	00:19:55	00:19:00	00:15:25	00:17:01
Tiempo Base	[h:min:s]	01:38:00	01:42:12	01:39:30	00:50:55	02:00:55	01:18:55

Tabla 6-20 Comparación entre las formas de hidrogramas y la medición del evento puntual (09 de marzo del 2016 a partir de las 01:00:00).

Variable	[unidad]	Real	Parabólico	SCS	Triangular	Espey et al. (1977)	Snyder
Caudal Pico	[m ³ /s]	7.74	6.88	7.71	5.22	9.88	7.74
Tiempo Pico	[h:min:s]	00:22:00	00:23:30	00:23:07	00:34:07	00:15:25	00:19:39
Tiempo Base	[h:min:s]	00:39:00	00:43:29	01: 55:33	01:31:06	02:00:55	01:01:32

Tabla 6-21 Comparación entre las formas de hidrogramas y la medición del evento puntual (09 de marzo del 2016 a partir de las 20:30:00).

Variable	[unidad]	Real	Parabólico	SCS	Triangular	Espey et al. (1977)	Snyder
Caudal Pico	[m ³ /s]	9.23	9.7	15.67	26.82	47.82	9.23
Tiempo Pico	[h:min:s]	00:37:00	00:40:25	00:55:02	00:32:09	00:15:25	00:06:33
Tiempo Base	[h:min:s]	03:29:00	03:42:18	04:35:10	01:25:50	02:00:55	04:09:57

6.11 Error porcentual

Los resultados obtenidos, son mostrados en las Tabla 6-22, Tabla 6-23 y Tabla 6-24.

Tabla 6-22 Error porcentual (17 de septiembre del 2015 a partir de las 20:00:00).

Variable	[unidad]	Parabólico	SCS	Triangular	Espey et al. (1977)	Snyder
Caudal Pico	[%]	2.8	32.59	35.36	38.89	0.05
Tiempo Pico	[%]	3.76	30.54	36.84	68.28	52.79
Tiempo Base	[%]	4.11	1.51	92.47	18.95	24.18
Promedio	[%]	3.56	21.55	54.89	42.04	25.67

Tabla 6-23 Error porcentual (09 de marzo del 2016 a partir de las 01:00:00).

Variable	[unidad]	Parabólico	SCS	Triangular	Espey <i>et al.</i> (1977)	Snyder
Caudal Pico	[%]	12.5	0.39	48.28	21.66	0.00
Tiempo Pico	[%]	6.38	4.83	35.52	42.70	11.96
Tiempo Base	[%]	10.31	66.25	57.19	67.75	36.62
Promedio	[%]	9.73	23.82	46.99	44.04	16.19

Tabla 6-24 Error porcentual (09 de marzo del 2016 a partir de las 20:30:00).

Variable	[unidad]	Parabólico	SCS	Triangular	Espey <i>et al.</i> (1977)	Snyder
Caudal Pico	[%]	4.85	41.10	65.59	80.70	0.00
Tiempo Pico	[%]	8.45	32.77	15.09	140.00	464.89
Tiempo Base	[%]	5.98	24.05	143.50	72.85	16.38
Promedio	[%]	6.43	32.64	74.72	97.85	160.42

6.12 Variables y ecuaciones para determinar el hidrograma parabólico

A continuación se presentan las ecuaciones para determinar el caudal pico y tiempo pico del hidrograma parabólico, así como también las ecuaciones para determinar las ramas ascendente y descendente.

Se presentan a continuación las ecuaciones para determinar los parámetros del hidrograma parabólico, así también las consideraciones a tener en cuenta:

$$t_c = 3.245 \times 10^{-5} \times \left(\frac{d_e \times L^{0.77}}{P_e \times S^{0.385}} \right) \quad (6.1)$$

Donde:

t_c	=	Tiempo de concentración	[h]
d_e	=	Duración efectiva	[min]
L	=	Longitud del curso de agua más largo	[m]
P_e	=	Precipitación efectiva	[mm]
S	=	Pendiente promedio del cauce principal	[m/m]

Para aplicar la ecuación (6.1) en tormentas con una baja intensidad, debe ser multiplicada por el factor 0.5.

$$t_r = 1.2 \times t_c \quad (6.2)$$

Donde:

t_r	=	Tiempo de retraso	[h]
t_c	=	Tiempo de concentración	[h]

$$t_p = 0.882 \times \left(\frac{t_c}{2} + t_r \right) \quad (6.3)$$

Donde:

t_p	=	Tiempo pico	[h]
t_c	=	Tiempo de concentración	[h]
t_r	=	Tiempo de retraso	[h]

$$t_b = 3.7 \times t_p \quad (6.4)$$

Donde:

tb = Tiempo base [h]

tp = Tiempo pico [h]

Para aplicar la ecuación (6.4) en tormentas con una baja intensidad, debe ser multiplicada por el factor 0.5, así también si se trata de un tren de avenidas, debe ser multiplicada también por el factor 3.00.

$$qp = \frac{0.70 \times A}{tb} \quad (6.5)$$

Donde:

qp = Caudal unitario [m³/s/mm]

A = Área de la cuenca [km²]

tb = Tiempo base [h]

Para aplicar la ecuación (6.5) en tormentas con una baja intensidad, debe ser multiplicada por el factor 0.5.

7. DISCUSIÓN

Una de las partes más importantes de cualquier estudio hidrológico es sin duda el trazo de las cuencas. Para el caso de las cuencas urbanas es aún más delicado este tema, el detalle con el que las cuencas urbanas deben trazarse sin duda es un parámetro fundamental en el proceso lluvia-escurrimiento urbano. Los resultados de la comparación del trazo de las cuencas urbanas demostraron que no influye si el parteaguas se traza por la calle o por los techos de las casas. Como se observa en la Tabla 5-5 que la variación que existe al comparar un trazo de cuenca urbana considerando las pendientes de las calles y despreciando la pendiente en los techos, con un trazo “ideal” de cuenca urbana presenta una diferencia de sobre-estimación de 1.50 % la cual no cambia de manera significativa el caudal total además de poder ser considerada como un pequeño factor de seguridad al dimensionamiento de obras de drenaje pluvial. Así también el método empleando en la presente investigación presenta ventajas sobre un trazo de cuenca “ideal”, por el tiempo que conlleva, por la facilidad de verificación en campo y desde un punto económico efectuar un trazo considerando la pendiente en los techos implica realizar un levantamiento LIDAR el cual tiene un costo muy elevado.

Los desniveles de flujo mostrados en las Figura 6-1, Figura 6-2 y Figura 6-3, tomados a tiempo real, en campo y con un intervalo de cinco segundos en una cuenca urbana,

muestran la importancia de la implementación del sensor de nivel ya que se logró obtener datos con los que hasta el momento no se contaba; o al menos no se tiene documentado en ninguna cuenca urbana de México.

El escurrimiento del flujo (a lo largo de los 3294.00 m del dren), tiene una respuesta inmediata en una zona urbana, esto se lo puede corroborar al momento de efectuar el cálculo de las velocidades medidas en el flujo para las respectivas tormentas, alcanzando estos valores entre 3.00 m/s y 5.25 m/s, siendo considerada como una velocidad alta para un canal de mampostería. El valor de rugosidad del canal, fue obtenido para cada una de las mediciones realizadas través de la velocidad del flujo, dado que las condiciones del canal no cambiaron en el periodo de tiempo de las tres mediciones, el número de Manning no debe verse afectado, esta hipótesis fue corroborada con los valores obtenidos de n siendo estos 0.0214, 0.0211 y 0.0212 respectivamente.

Se observó durante las mediciones en campo, que el flujo dentro del canal es turbulento, entonces ¿Cómo justificar la aplicación de la ecuación de Manning? Si bien es cierto que el análisis de un flujo turbulento se efectúa con la aplicación de las ecuaciones de Navier-Stockes, al obtener y verificar la rugosidad de Manning con datos medidos, esta ecuación puede ser aplicada para la obtención de velocidades en la sección analizada, ya que los rangos están dentro de la realidad y no fuera de ella, además en un análisis efectuado con las ecuaciones de Navier-Stockes se considera la velocidad de Manning como aproximación de la velocidad. Finalmente cabe mencionar que la variación vertical del flujo en la sección no influye en el análisis de la velocidad ya que Navier-Stockes considera un flujo bidimensional (x,y) en su análisis.

La medición realizada el 09 de marzo del 2016 a partir de la una de la mañana, muestra una lluvia precedente, la cual produjo un escurrimiento que por cuestiones de movilización no se alcanzó a medir con el sensor, y esta lluvia antecedente se la confirma con la gráfica de los hietogramas de precipitación total y efectiva.

El escurrimiento producido por la precipitación de la noche 09 de marzo del 2016, muestra lo que se conoce como tren de venidas, ya que se observa que a lo largo de las tres horas y media que se midió, se presentan tres picos de caudal, siendo el máximo el producido a los 40 minutos de haber empezado la medición con un valor de 9.23 m³/s.

La obtención del número de escurrimiento refleja la veracidad y precisión en las mediciones, ya que al ser obtenida de la relación de precipitaciones totales y efectivas calculadas con un intervalo de un minuto, se obtuvieron resultados de CN mayores a 90, valor que indica una alta impermeabilidad en la zona de estudio, lo cual es razonable por tratarse una cuenca urbanizada casi en su totalidad. El número de curva (CN), al tener un valor muy similar para las tres mediciones (95.23, 98.97 y 98.66 para cada medición respectivamente), no solo indica la veracidad de la medición de escurrimiento con sensor, sino también la veracidad en la medición de la precipitación total obtenida de la red de monitoreo de precipitaciones extremas en la zona metropolitana de Querétaro www.redciaq.uaq.mx ya que, el número de curva, se lo obtiene a través de la relación entre la precipitación total y efectiva, las cuales a su vez se obtienen de: la precipitación efectiva, del análisis del área bajo la curva obtenida del hidrograma medido, y la precipitación total, de la estaciones San José y Belén pertenecientes a REDCIAQ.

Se aprecia en los resultados obtenidos, que la metodología de Snyder, se acerca a los valores reales de caudal medidos en campo, sin embargo, esto se debe a que los coeficientes de ajuste empleados en el cálculo, fueron derivados de los valores reales; esto se efectuó, debido a que la metodología requiere de ciertos coeficientes derivados de cuencas instrumentadas que se encuentren cerca de la zona de estudio, y al no contar con dicha información por la falta de registros hidrográficas que existe en toda Latinoamérica, se los derivó de la medición.

En cuanto al tiempo pico la metodología planteada mediante hidrograma parabólicos, es la única que representa este parámetro de manera más real. Sin embargo cabe notar que pese a su simplicidad de cálculo, el tiempo base proporcionado por el hidrograma del SCS es muy similar al obtenido en la medición a tiempo real.

Se observa, que por las variables que intervienen en las ecuaciones planteadas para obtener hidrogramas según Espey *et al.* (1977), el tiempo base y el tiempo pico no varían para ninguno de los tres casos, ya que sus formulaciones están en función de características de la cuenca, y éstas no se alteran.

Con los resultados obtenidos del tercer evento medido, se notó que cuando la tormenta es de larga duración la metodología del hidrograma de Snyder, no da resultados coherentes, ya

que al obtener los parámetros W_{50} y W_{75} , estos valores pueden sobre pasar los límites del inicio y final de la tormenta.

Las ecuaciones presentadas para implementar el hidrograma parabólico están en función de características de la precipitación y de la cuenca, además, su aplicación es rápida y sencilla a diferencia de metodologías como el hidrograma geomorfológico o hidrogramas hermitianos, otra diferencia que se puede notar entre los hidrogramas parabólicos y los geomorfológicos es que la metodología parabólica es determinística, mientras que los hidrogramas geomorfológicos tienen un enfoque probabilístico semi-markoviano.

Finalmente, se realizó un nuevo recorrido alrededor de todo el parteaguas de la cuenca para verificar si en el trazo se estaban considerando todas las entradas y salidas que representan un aporte o disminución del caudal en el punto de medición. Se encontró que en la parte alta de la cuenca existe un aporte que no había sido considerado y se llevaron a cabo las adecuaciones pertinentes en las formulaciones matemáticas y en los cálculos respectivos. Esto dio como resultado una modificación del área de la cuenca, la cual no afectó los resultados por tratarse de un área pequeña de 99.50 m^2 . Las fotografías de este recorrido final para la validación final de los resultados se muestran en el ANEXO 1.

8. CONCLUSIONES

La medición de escurrimientos es importante para la parametrización y la caracterización de hidrogramas, para el análisis del comportamiento del flujo, y para el análisis de factores que intervienen en el proceso lluvia-escurrimiento.

Al efectuar un análisis o estudio hidrológico, se debe considerar que existen más de 40 fórmulas para el cálculo del tiempo de concentración (t_c), y cada una tiene sus ventajas y limitaciones.

El caudal unitario del hidrograma triangular de Mockus, tiene una gran dependencia del tiempo base, por lo cual, éste puede verse afectado en tormentas de larga duración tomando un valor muy alto.

El hidrograma del SCS, sigue una tendencia similar a los hidrogramas medidos, tanto en su rama ascendente como en su rama descendente.

La metodología de Snyder, no puede ser usada cuando la tormenta presente una larga duración en exceso.

Se verificó la relación planteada entre el tiempo de concentración y la duración en exceso para cuencas pequeñas propuesta por Mockus (1957).

Los resultados que se obtienen al efectuar un análisis hidrológico de una zona urbana, mediante un trazo de una cuenca natural, están alejados de la realidad y pueden traer graves consecuencias.

Una cuenca peri urbana no debe ser analizada como una cuenca completamente natural o completamente urbana, ya que su comportamiento es diferente a las antes mencionadas, por las variaciones de pendiente y principalmente de velocidades que se presentan en su zona alta, media y baja.

El trazo de una cuenca urbana puede efectuarse únicamente por las calles sin presentar una alteración considerable al caudal que escurre, siendo este método además más sencillo, rápido y práctico de aplicar que el método “tradicional” al considerar tanto las pendientes de las calles como la de los techos.

La rugosidad del canal, expresada en términos del número de Manning es igual a 0.021, la cual, permanecerá constante a menos que existan alteraciones en el dren, ya sean éstas materiales como cambio de fondo o de sus laterales, o alteraciones geométricas variando la sección del canal en el punto de medición.

Finalmente, la verificación en campo de cada línea divisoria trazada es de mucha importancia, ya que es ahí donde se corrigen errores de percepción que pueden ocurrir al basar los trazados iniciales únicamente en sistemas computacionales.

9. REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

1. Abt, S.R., y N.S. Grigg. 1978. Approximate method for sizing detention reservoirs. *Water Resour. Bull.* 14 (4), 956–965.
2. Albuquerque González, N. I. 2015. Propuesta de reglamentación para el manejo de aguas pluviales, bajo el concepto de drenaje pluvial sustentable. *Disertación de Licenciatura (Ingeniería – UAQ)*.
3. Aldama, A. 2000. Hidrología de avenidas. *Ingeniería Hidráulica en México*. Vol. XV, núm.3.
4. Aldama-Rodríguez, Á. A., y A. I. Ramírez Orozco. 1998. Parametrización de hidrogramas mediante interpolantes hermitianos.
5. Almeida, I. K. D., A. K. Almeida, J. A. A. Anache, J. L. Steffen, y T. Alves Sobrinho. 2014. Estimation on time of concentration of overland flow in watersheds: A review. *Geociências (São Paulo)*, 33(4), 661-671.
6. Aronica, G., y M. Cannarozzo. 2000. Studying the hydrological response of urban catchments using a semi-distributed linear non-linear model. *Journal of Hydrology*, 238(1), 35-43.
7. Bayon, J. R., D. C. Fresno, J. R. Hernández, y F. B. Muñoz. 2005. Sistemas urbanos de drenaje sostenible (SUDS). *Interciencia: Revista de ciencia y tecnología de América*, 30(5), 255-260.
8. Bolinaga, J. C. 1979. *Drenaje urbano*.
9. Burton, K. R. 1980. Stormwater detention basin sizing. *J. Hydraulic Div., ASCE* 106 (3), 437–439.

10. Campos-Aranda, D. F. C. 1987. Procesos del ciclo hidrológico (Vol. 1). Universidad Autónoma de San Luis Potosí.
11. Campos-Aranda, D. F. 2005. Estimación de hidrogramas anuales estacionales en cuencas sin aforos. *Ingeniería Hidráulica en México*, 20(1), 43-55.
12. Campos-Aranda, D.F. 2008. Procedimiento para revisión (sin hidrometría) de la seguridad hidrológica de presas pequeñas para riego. *Agrociencia*, 42(5), 551-563.
13. Carter, R. W. 1961. Magnitude and frequency of floods in suburban areas.
14. Cheng S. J. 2010. Hydrograph characteristics of quick and slow runoffs of a watershed outlet, Taiwan, *Hydrological processes*, 24(20), 2851-2870.
15. Chow, V. T. 1983. *Hidráulica de los Canales Abiertos*. Editorial Diana, México. ISBN 968-13-1327.
16. Chow, V.T., D.R. Maidment, y L.W. Mays. 1994. *Hidrología aplicada*. Editorial McGraw Hill, México.
17. Craig, G.S., y J.G. Rankl. 1978. *Analysis of Runoff from Small Drainage Basins in Wyoming*, U.S. Geological Survey Water-Supply Paper 2056. U.S. Government Printing Office, Washington, DC.
18. Crobeddu, E., S. Bennis, y S. Rhouzlane. 2007. Improved rational hydrograph method. *Journal of hydrology*, 338(1), 63-72.
19. De Bruijn, E., y T. Brandsma. 2000. Rainfall prediction for a flooding event in Ireland caused by the remnants of Hurricane Charley. *Journal of Hydrology*, 239(1), 148-161.
20. Domingo, N. S., A. Refsgaard, O. Mark, y B. Paludan. 2010. Flood analysis in mixed-urban areas reflecting interactions with the complete water cycle through coupled hydrologic–hydraulic modelling. *Water Sci Technol*, 62(6), 1386-1392.
21. Donahue, R. J., y R. H. McCuen. 1981. Comparison of detention basin planning and design models. *J. Water Res. Plann. Manag. Div., ASCE* 107 (2), 385–400.
22. Espey, W., D. G. Altman, y C. Graves. 1977. Nomographs for ten-minute unit hydrographs for small urban watersheds.
23. Fang, X., D. B. Thompson, T. G. Cleveland, P. Pradhan, y R. Malla. 2008. *Journal of Irrigation and Drainage Engineering*, 134(2), 202-211.
24. Gobierno Autónomo Departamental de Santa Cruz; Servicio de Cuencas- SEARPI. 2011. *Delimitación y Codificación de las Unidades Hidrográficas del departamento de Santa Cruz*. Santa Cruz; Bolivia.
25. Gottschalk, L., y R. Weingartner. 1998. Distribution of peak flow derived from a distribution of rainfall volume and runoff coefficient, and a unit hydrograph. *Journal of hydrology*, 208(3), 148-162.
26. Gutiérrez, M. A., R. E. Porrás, J. A. Olvera, y A. Nieto. 2013. Caracterización de Tormentas, en el diseño de infraestructura urbana. *El portal del Ingeniero Civil*.
27. Haktanir, T., y N. Sezen. 1990. Suitability of two-parameter gamma and three-parameter beta distributions as synthetic unit hydrographs in Anatolia. *Hydrological sciences journal*, 35(2), 167-184.

28. Hao, F., M. Sun, X. Geng, W. Huang, y W. Ouyang. 2015. Coupling the Xinanjiang model with geomorphologic instantaneous unit hydrograph for flood forecasting in northeast China. *International Soil and Water Conservation Research*, 3(1), 66-76.
29. Henderson, F. M., y R. A. Wooding. 1964. Overland flow and groundwater flow from a steady rainfall of finite duration. *Journal of Geophysical Research*, 69(8), 1531-1540.
30. Hong, Y. M., N. Yeh, y J. Y. Chen. 2006. The simplified methods of evaluating detention storage volume for small catchment. *Ecological engineering*, 26(4), 355-364.
31. Hotchkiss, R. H., y B. E. McCallum. 1995. Peak discharge for small agricultural watersheds. *Journal of Hydraulic Engineering*, 121(1), 36-48.
32. Izzard, C. F., y W. I. Hicks. 1947. Hydraulics of runoff from developed surfaces. In *Highway Research Board Proceedings (Vol. 26)*.
33. Johnstone, D. y W. P. Cross. 1949. *Elements of applied hydrology*.
34. Kang, J. H., M. Kayhanian, y M. K. Stenstrom. 2008. Predicting the existence of stormwater first flush from the time of concentration. *Water research*, 42(1), 220-228.
35. Karamouz, M., S. Nazif, y M. Falahi. 2012. *Hydrology and hydroclimatology: principles and applications*. CRC Press.
36. Kerby, W. S. 1959. Time of concentration for overland flow. *Civil Engineering*, 29(3), 174.
37. Kibler, D. F. 1982. *Urban stormwater hydrology*.
38. Kirpich, Z. P. 1940. Time of concentration of small agricultural watersheds. *Civil Engineering*, 10(6), 362.
39. Kusumastuti, C., R. Djajadi, y A. Rumihin. 2015. Evaluation of Drainage Channels Capacity in Ambon City: A Case Study on Wai Batu Merah Watershed Flooding. *Procedia Engineering*, 125, 263-269.
40. Llamas, J. 1985. *Hydrologie générale: principes et applications*. G. Morin.
41. Loukas, A., y M. C. Quick. 1996. Physically-based estimation of lag time for forested mountainous watersheds. *Hydrological sciences journal*, 41(1), 1-19.
42. Luxon, N., M. Christopher, y C. Pius. 2013. Validating the Soil Conservation Service triangular unit hydrograph (SCS-TUH) model in estimating runoff peak discharge of a catchment in Masvingo, Zimbabwe. *International Journal of Water Resources and Environmental Engineering*, 5(3), 157-162.
43. Maidment, D. R. 1992. *Handbook of hydrology*. McGraw-Hill Inc.
44. Martínez M., D. Fernández, M. Mendoza, R. Salas, y H. Ramírez. 2012, *Diseño hidráulico de un canal de llamada*, Secretaría de agricultura, ganadería, desarrollo rural, pesca y alimentación, Subsecretaria de desarrollo rural, Dirección general de apoyos para el desarrollo rural.
45. Mata-Lima, H., H. Vargas, J. Carvalho, M. Gonçalves, H. Caetano, A. Marques, y C. Raminhos. 2007. Comportamento hidrológico de bacias hidrográficas: integração de métodos e aplicação a um estudo de caso. *Rem: Revista Escola de Minas*, 60(3), 525-536.

46. McCuen, R. H., S. L. Wong, y W. J. Rawls. 1984. Estimating urban time of concentration. *Journal of hydraulic Engineering*, 110(7), 887-904.
47. Mockus, V. 1957. Use of storm and watershed characteristics in synthetic hydrograph analysis and application. US Department of Agriculture, Soil Conservation Service, Latham, MD.
48. Moguel, T., y A. Avedillo. 2013. Análisis de Avenidas Máximas utilizando Hidrogramas Parabólicos. *Disertación de Licenciatura (Ingeniería – UAQ)*.
49. Morgali, J. R., y R. K. Linsley .1965. Computer analysis of overland flow. *Journal of the Hydraulics Division*, 91(3), 81-100.
50. Pérez, O. 1985. Determinación del tiempo de concentración para estimar la avenida de diseño. *Ingeniería civil (La Habana), Cuba*, V36.
51. Piedra Castillo, L. 2013. Metodología para la extracción automática de Cuencas y elaboración de un mapa de salida con Isoyetas en Arcgis 10.1.
52. Pilgrim, D. H., y G. E. McDermott. 1981. Design floods for small rural catchments in eastern New South Wales. In *First National Local Government Engineering Conference 1981: Reprints of Papers* (p. 138). Institution of Engineers, Australia.
53. Pitt, R., y S. Clark. 2002. Regional rainfall conditions and site hydrology for construction site erosion evaluations. *Construction site erosion control for highway projects*.
54. Pizarro, R., M. Hormazábal, L. León, y C. Morales. 2009. Determinación empírica de los parámetros que modelan el tránsito de avenidas, por el método de muskingum, en zonas de clima mediterráneo de Chile central. *empiric estimation of parameters for flood routing through muskingum method, in mediterranean zones of central Chile*. Consejo editorial/editorial council, 42.
55. Pizarro-Tapia, R., F. Balocchi-Contreras, F. Andrade-Vilaró, C. Sangüesa-Pool, J. Vargas-Baecheler, C. Morales-Calderón, y R. Fuentes-Lagos. 2014. Análisis comparativo de tres hidrogramas unitarios sintéticos en dos cuencas mediterráneas de Chile, región del Maule. *Revista Chapingo. Serie ciencias forestales y del ambiente*, 20(1), 05-20.
56. Rai, R. K., A. Upadhyay, S. Sarkar, A. M. Upadhyay, y V. P. Singh. 2010. GIUH based transfer function for Gomti River Basin of India. *Journal of spatial Hydrology*, 9(2).
57. Ramirez, J. A. 2000. Prediction and modeling of flood hydrology and hydraulics (pp. 293-333). Cambridge University Press: Cambridge, UK.
58. Ren-Jun, Z. 1992. The Xinanjiang model applied in China. *Journal of Hydrology*, 135(1), 371-381.
59. Saldaña-Zorrilla, S. O. 2007. Socio-economic vulnerability to natural disasters in Mexico: rural poor, trade and public response (Vol. 92). United Nations Publications.
60. Sanches-Fernandes, L. F., y N. Haie. 2004. Modelo de red neuronal para simulación de hidrogramas en cuencas hidrográficas. *Ingeniería hidráulica en México*, 19(2), 17-29.
61. Santillán, O., y C. Escalante. 1996. El Hidrograma Unitario Instantáneo Geomorfológico, su Calibración y Aplicación a una Cuenca de México. *International*

- Association for Hydraulic Research (IAHR). XVII Congreso Latinoamericano de Hidráulica.
62. Sanzana, P., J. Gironas, I. Braud, F. Branger, F. Rodriguez, X. Vargas, y S. Vicuna. 2015. Geo-PUMMA: representación espacial de cuencas urbanas y periurbanas. Caso de aplicación en Estero Los Guidos, Lo Barnechea. In XXII Congreso Chileno de Ingeniería Hidráulica (pp. 14-p).
 63. Segerer, C., y E. R. Villodas. 2006. Hidrología I. Universidad Nacional de Cuyo, Argentina.
 64. Sharifi, S., y S. M. Hosseini. 2011. Methodology for identifying the best equations for estimating the time of concentration of watersheds in a particular region. *Journal of irrigation and drainage engineering*, 137(11), 712-719.
 65. Sherman, L. K. 1932. Streamflow from rainfall by the unit-graph method. *Eng. News Record*, 108, 501-505.
 66. Silveira, A. L. L. 2005. Performance of time of concentration formulas in urban and rural basins. *Revista Brasileira de Recursos Hídricos*, 10, 5-23.
 67. Snyder, F. F. 1938. Syntethic Unit Graphs. *Transaction of the American Geophysical Union*. Estados Unidos.
 68. Su, N. 1995. The unit hydrograph model for hydrograph separation. *Environment International*, 21(5), 509-515.
 69. Tazyeen, S., y S. J. Nyamathi. 2015. Flood Routing in the Catchment of Urbanized Lakes. *Aquatic Procedia*, 4, 1173-1180.
 70. Thompson, D. B. 2007. *The Rational Method*. RO Anderson Engineering.
 71. Troch, P. A., J. A. Smith, E. F. Wood, y F. P. de Troch. 1994. Hydrologic controls of large floods in a small basin: central Appalachian case study. *Journal of Hydrology*, 156(1-4), 285-309.
 72. United Nations Educational, Scientific and Cultural Organization (UNESCO). 2001. *International Glossary of Hydrology*. <http://webworld.unesco.org/water/ihp/db/glossary/glu/aglu.htm> (Accessed May 20, 2015.)
 73. Upegui, J. J. V., y A. B. Gutiérrez. 2011. Estimación del tiempo de concentración y tiempo de rezago en la cuenca experimental urbana de la quebrada san luis, Manizales (Estimation of the time of concentration and the lag time at san luis creek basin, manizales). *Dyna*, 165, 59.
 74. Upton, K. A., y C. R. Jackson. 2011. Simulation of the spatio-temporal extent of groundwater flooding using statistical methods of hydrograph classification and lumped parameter models. *Hydrological Processes*, 25(12), 1949-1963.
 75. Williams, G. B. 1922. Flood discharges and the dimensions of spillways in India. *Engineering (London)*, 134(9), 321-322.
 76. Wong, T. S. 2009. Evolution of kinematic wave time of concentration formulas for overland flow. *Journal of Hydrologic Engineering*, 14(7), 739-744.

77. Woolhiser, D. A., y J. A. Liggett. 1967. Unsteady, one-dimensional flow over a plane—The rising hydrograph. *Water Resources Research*, 3(3), 753-771.
78. Xu, S., y W. Huang. 2014. An improved empirical equation for storm surge hydrographs in the Gulf of Mexico, USA. *Ocean Engineering*, 75, 174-179.
79. Yao, C., K. Zhang, Z. Yu, Z. Li, y Q. Li. 2014. Improving the flood prediction capability of the Xinanjiang model in ungauged nested catchments by coupling it with the geomorphologic instantaneous unit hydrograph. *Journal of Hydrology*, 517, 1035-1048.

Apéndice A Coeficiente de rugosidad (n Manning). [Los valores en negritas son los valores generalmente recomendados para el diseño] (Chow, 1983).

Tipo de Canal y descripción		Mínimo	Normal	Máximo
A.	Conductos cerrados que fluyen parcialmente llenos			
	A-1. Metal			
	a. Latón, liso	0.009	0.010	0.013
	b. Acero			
	1. Estriado y soldado	0.010	0.012	0.014
	2. Riveteado y en espiral	0.013	0.016	0.017
	c. Hierro Fundido			
	1. Recubierto	0.010	0.013	0.014
	2. No recubierto	0.011	0.014	0.016
	d. Hierro forjado			
	1. Negro	0.012	0.014	0.015
	2. Galvanizado	0.013	0.016	0.017
	e. Metal corrugado			
	1. Sub-drenaje	0.017	0.019	0.021
	2. Drenaje de aguas lluvias	0.021	0.024	0.030
	A-2. No metal			
	a. Lucita	0.008	0.009	0.010
	b. Vidrio	0.009	0.010	0.013
	c. Cemento			
	1. Superficie pulida	0.010	0.011	0.013
	2. Mortero	0.011	0.013	0.015
	d. Concreto			
	1. Alcantarilla, recta y libre de basuras	0.010	0.011	0.013
	2. Alcantarilla con curvas, conexiones y algo de basuras	0.011	0.013	0.014
	3. Bien terminado	0.011	0.012	0.014
	4. Alcantarillado de aguas residuales, con pozos de inspección entradas, etc., recto	0.013	0.015	0.017
	5. Sin pulir, formaleta o encofrado metálico	0.012	0.013	0.014
	6. Sin pulir, formaleta o encofrado en madera lisa	0.012	0.014	0.016

	7.	Sin pulir, formaleta o encofrado en madera rugosa	0.015	0.017	0.020
e.		Madera			
	1.	Machihembrada	0.010	0.012	0.014
	2.	Laminada, tratada	0.015	0.017	0.020
f.		Arcilla			
	1.	Canaleta común de baldosas	0.011	0.013	0.017
	2.	Alcantarilla vitrificada	0.011	0.014	0.017
	3.	Alcantarilla vitrificada con pozos de inspección, entradas, etc.	0.013	0.015	0.017
	4.	Sub-drenaje vitrificado con juntas abiertas	0.014	0.016	0.018
g.		Mampostería en ladrillo			
	1.	Barnizada o lacada	0.011	0.013	0.015
	2.	Revestida con mortero de cemento	0.012	0.015	0.017
		Alcantarillados sanitarios recubiertos con limos y babas de aguas residuales, con curvas y conexiones	0.012	0.013	0.016
h.		Alcantarillado con batea pavimentada, fondo liso	0.016	0.019	0.020
i.		Mampostería de piedra, cementada	0.018	0.025	0.030
j.					
B.		Canales revestidos o desarmables			
		B-1. Metal			
	a.	Superficie lisa de acero			
		1. Sin pintar	0.011	0.012	0.014
		2. Pintada	0.012	0.013	0.017
	b.	Corrugado	0.021	0.025	0.030
		B-2. No metal			
	a.	Cemento			
		1. Superficie pulida	0.010	0.011	0.013
		2. Mortero	0.011	0.013	0.015
	b.	Madera			
		1. Cepillada, sin tratar	0.010	0.012	0.014
		2. Cepillada, creosotada	0.011	0.012	0.015
		3. Sin cepillar	0.011	0.013	0.015
		4. Láminas con listones	0.012	0.015	0.018
		5. Forrada con papel impermeabilizante	0.010	0.014	0.017
	c.	Concreto			

	1.	Terminado con llana metálica (palustre)	0.011	0.013	0.015
	2.	Terminado con llana de madera	0.013	0.015	0.016
	3.	Pulido, con gravas en el fondo	0.015	0.017	0.020
	4.	Sin pulir	0.014	0.017	0.020
	5.	Lanzado, sección buena	0.016	0.019	0.023
	6.	Lanzado, sección ondulada	0.018	0.022	0.025
	7.	Sobre roca bien excavada	0.017	0.020	
	8.	Sobre roca irregularmente excavada	0.022	0.027	
d.		Fondo de concreto terminado con llana de madera y con lados de			
	1.	Piedra labrada, en mortero	0.015	0.017	0.020
	2.	Piedra sin seleccionas, sobre mortero	0.017	0.020	0.024
	3.	Mampostería de piedra cementada, recubierta	0.016	0.020	0.024
	4.	Mampostería de piedra cementada	0.020	0.025	0.030
	5.	Piedra suelta o rip-rap	0.020	0.030	0.035
e.		Fondo de gravas con lados de			
	1.	Concreto encofrado	0.017	0.020	0.025
	2.	Piedra sin seleccionas, sobre mortero	0.020	0.023	0.026
	3.	Piedra suelta o rip-rap	0.023	0.033	0.036
f.		Ladrillo			
	1.	Barnizada o lacada	0.011	0.013	0.015
	2.	En mortero de cemento	0.012	0.015	0.018
g.		Mampostería			
	1.	Piedra partida cementada	0.017	0.025	0.030
	2.	Piedra suelta	0.023	0.032	0.035
h.		Bloques de piedra labrados	0.013	0.015	0.017
i.		Asfalto			
	1.	Liso	0.013	0.013	
	2.	Rugoso	0.016	0.016	
j.		Revestimiento vegetal	0.030		0.500
C.		Excavado o dragado			
	a.	En tierra, recto y uniforme			
	1.	Limpio recientemente terminado	0.016	0.018	0.020
	2.	Limpio, después de exposición a la intemperie	0.018	0.022	0.025

	3.	Con gravas, sección uniforme, limpio	0.022	0.025	0.030
	4.	Con pastos cortos, algunas malezas	0.022	0.027	0.033
b.		En tierra, serpenteante y lento			
	1.	Sin vegetación	0.023	0.025	0.030
	2.	Pastos, algunas malezas	0.025	0.030	0.033
	3.	Malezas densas o plantas acuáticas en canales profundos	0.030	0.035	0.040
	4.	Fondo en tierra con lados de piedra	0.028	0.030	0.035
	3.	Fondo pedregoso y bancas con malezas	0.025	0.035	0.040
	4.	Fondo en cantos rodados y lados limpios	0.030	0.040	0.050
c.		Excavado con pala o dragado			
	1.	Sin vegetación	0.025	0.028	0.033
	2.	Matorrales ligeros en las bancas	0.035	0.050	0.060
d.		Cortes en roca			
	1.	Lisos y uniformes	0.025	0.035	0.040
	2.	Afilados e irregulares	0.035	0.040	0.050
e.		Canales sin mantenimiento, malezas y matorrales sin cortar			
	1.	Malezas densas, tan altas como la profundidad del flujo	0.050	0.080	0.120
	2.	Fondo limpio, matorrales en los lados	0.040	0.050	0.080
	3.	Igual, nivel máximo de flujo	0.045	0.070	0.110
	4.	Matorrales densos, nivel alto	0.080	0.100	0.140
D.		Corrientes naturales			
D-1.		Corrientes menores (ancho superficial en nivel de creciente <100 pies)			
	a.	Corrientes en planicies			
	1.	Limpias, rectas, máximo nivel, sin montículos ni pozos profundos	0.025	0.030	0.033
	2.	Igual al anterior, pero con más piedras y malezas	0.030	0.035	0.040
	3.	Limpio, serpenteante, algunos pozos y bancos de arena	0.033	0.040	0.045

	4.	Igual al anterior, pero con algunos matorrales y piedras	0.035	0.045	0.050
	5.	Igual al anterior, niveles bajos, pendientes y secciones más ineficientes	0.040	0.048	0.055
	6.	Igual al 4, pero con más piedras	0.045	0.050	0.060
	7.	Tramos lentos, con malezas y pozos profundos	0.050	0.070	0.080
	8.	Tramos con muchas malezas, pozos profundos	0.075	0.100	0.150
		O canales de crecientes con muchos árboles con matorrales bajos			
	b.	Corrientes montañosas, sin vegetación en el canal, banca usualmente empinadas, árboles y matorrales a lo largo de las bancas sumergidas en niveles altos			
	1.	Fondo: gravas, canto rodados y algunas rocas	0.030	0.040	0.050
	2.	Fondo: cantos rodados con rocas grandes	0.040	0.050	0.070
D-2.		Planicies de inundación			
	a.	Pastizales, sin matorrales			
	1.	Pasto corto	0.025	0.030	0.035
	2.	Pasto alto	0.030	0.035	0.050
	b.	Áreas cultivadas			
	1.	Sin cultivo	0.020	0.030	0.040
	2.	Cultivos en línea maduros	0.025	0.035	0.045
	3.	Campos de cultivos maduros	0.030	0.040	0.050
	c.	Matorrales			
	1.	Matorrales dispersos mucha maleza	0.035	0.050	0.070
	2.	Pocos matorrales y árboles, en invierno	0.035	0.050	0.060
	3.	Pocos matorrales y árboles, en verano	0.040	0.060	0.080
	4.	Matorrales medios a densos, en invierno	0.045	0.070	0.110
	5.	Matorrales medios a densos, en verano	0.070	0.100	0.160
	d.	Árboles			
	1.	Sauces densos, rectos y en	0.110	0.150	0.200

	verano			
	2. Terreno limpio, con troncos sin retoños	0.030	0.040	0.050
	3. Igual que el anterior, pero con una gran cantidad de retoños	0.050	0.060	0.080
	4. Gran cantidad de árboles, algunos troncos caídos, con poco crecimiento de matorrales, nivel del agua por debajo de las ramas	0.080	0.100	0.120
	5. Igual al anterior, pero con niveles de creciente por encima de las ramas.	0.100	0.120	0.160
D-3.	Corrientes mayores (ancho superficial en nivel de creciente >100 pies). El valor de n es menor que el correspondiente a corrientes menores con descripción similar, debido a que las bancas ofrecen resistencia menos efectiva			
	a. Sección regular, sin cantos rodados ni matorrales	0.025		0.060
	b. Sección irregular y rugosa	0.035		0.100

**Apéndice B Números de curva de escurrimiento para usos selectos de
tierra agrícola, suburbana y urbana
(Chow et al., 1994; Pitt y Clark, 2002).**

Descripción del uso de la tierra	Grupo hidrológico del suelo			
	A	B	C	D
Tierra cultivada ¹ :				
Sin tratamientos de conservación	72	81	88	91
Con tratamientos de conservación	62	71	78	81
Pastizales:				
Condiciones pobres	68	79	86	89
Condiciones óptimas	39	61	74	80
Vegas de ríos:				
Condiciones óptimas	30	58	71	78
Bosques:				
Troncos delgados, cubierta pobre, sin hierba	45	66	77	83
Cubierta buena ²	25	55	70	77
Áreas abiertas, césped, parques, campos de golf, cementerios, etc.				
Óptimas condiciones: cubierta de pasto en el 75% o más	39	61	74	80
Condiciones aceptables: cubierta de pasto en el 50 al 75%	49	69	79	84
Áreas comerciales de negocios (85% impermeables)	89	92	94	95
Distritos industriales (72% impermeables)	81	88	91	93
Residencial ³ :				
Tamaño promedio del lote	Porcentaje promedio impermeable ⁴			
1/8 acre o menos	65	77	85	90
1/4 acre	38	61	75	83
1/3 acre	30	57	72	81
1/2 acre	25	54	70	80
1 acre	20	51	68	79
Parqueaderos pavimentados, techos, accesos, etc. ⁵	98	96	98	98
Calles y carreteras:				
Pavimentados con cunetas y alcantarillados ⁵ .	98	98	98	98
Grava	76	85	89	91
Tierra	72	82	87	89

1 Para una descripción más detallada de los número de curva para usos agrícolas de la tierra, remitirse a Soil Conservation Service, 1972, Cap.9

2 Una buena cubierta está protegida de pastizales, y los derechos del retiro de la cubierta del suelo.

3 Los números de curva se calculan suponiendo que la escorrentía desde las casas y de los accesos se dirige hacia la calle, con un mínimo del agua del techo dirigida hacia el césped donde puede ocurrir infiltración adicional.

4 Las áreas permeables restantes (césped) se consideran como pastizales en buena condición para estos números de curva.

5 En algunos países con climas más cálidos se puede utilizar 95 como número de curva.

Grupos de suelos

Grupo A:

Arena profunda, suelos profundos depositados por el viento, limos agregados.

Grupo B:

Suelos poco profundos depositados por el viento, marga arenosa.

Grupo C:

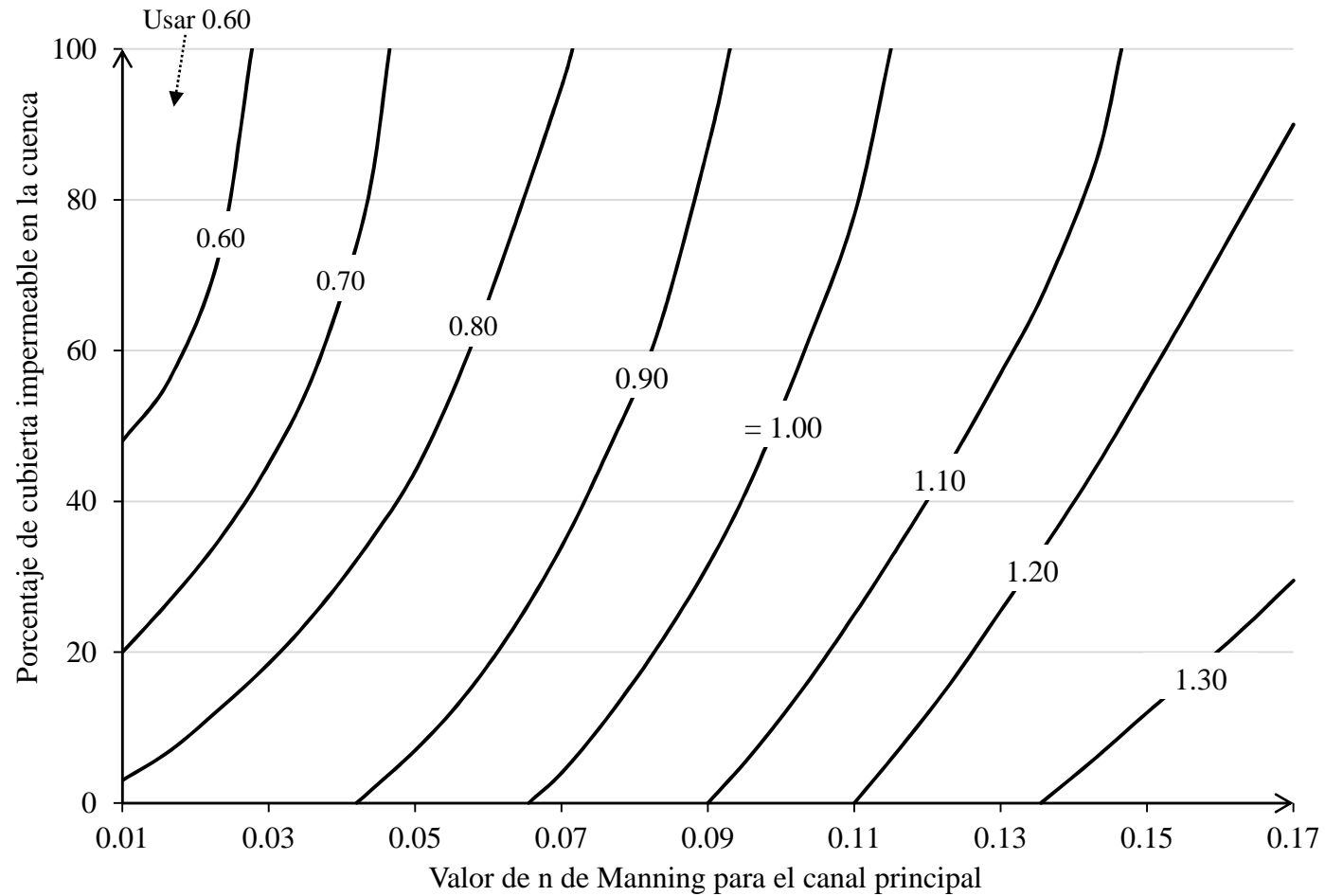
Margas arcillosas, margas arenosas poco profundas, suelos con bajo contenido orgánico y suelos con altos contenidos de arcillas.

Grupo D:

Suelos que se expanden significativamente cuando se mojan, arcillas altamente plásticas y ciertos suelos salinos.

Para una cuenca hecha de varios tipos de suelos con diferentes usos de la tierra, se puede calcular un CN compuesto.

Apéndice C Factor de conducción de cuenca como función de la rugosidad del canal y de la impermeabilidad de la cuenca (Chow et al., 1994).



**Apéndice D Coeficientes de escurrimiento para el método Racional
(Thompson, 2007).**

Descripción	Coeficiente de escurrimiento
Empresas	
Zona céntrica	0.70 - 0.95
Zona residencial	0.50 - 0.70
Residencial	
Unifamiliar	0.30 - 0.50
Multifamiliar separada	0.40 - 0.60
Multifamiliar conjunta	0.60 - 0.75
Residencial Suburbana	0.25 - 0.40
Apartamentos	0.50 - 0.70
Parques, cementerios	0.10 - 0.25
Áreas de juegos	0.20 - 0.35
Rieles de ferrocarril	0.20 - 0.40
Áreas no mejoradas	0.10 - 0.30
Vías y caminos	0.75 - 0.85
Techos	0.75 - 0.95
Calles	
Asfalto	0.70 - 0.95
Concreto	0.80 - 0.95
Adoquín	0.70 - 0.85
Pasto, suelos arenosos	
Plano, 2% de pendiente	0.05 - 0.10
Medio, 2% - 7% de pendiente	0.10 - 0.15
Pronunciado, 7% de pendiente	0.15 - 0.20
Pasto, suelos pesados	
Plano, 2% de pendiente	0.13 - 0.17
Medio, 2% - 7% de pendiente	0.18 - 0.22
Pronunciado, 7% de pendiente	0.25 - 0.35

ANEXO 1. Revisión en campo de aportes y salidas de la Cuenca Urbana del dren Peñuelas (22 de agosto de 2016)



Fotografía 1. Entrada de agua no considerado inicialmente (Calle Santiago de Querétaro y Portal de Samaniego)



Fotografía 2. Zona que aporta caudal a la entrada mencionada en la fotografía 1



Fotografía 3. Posible aporte de caudal a la salida de la cuenca aproximadamente 100m aguas abajo del punto de medición (Calle Industriales y Río Blanco).



Fotografía 4. Dirección de la tubería aportante en la salida de la cuenca (Calle Industriales y Río Blanco).

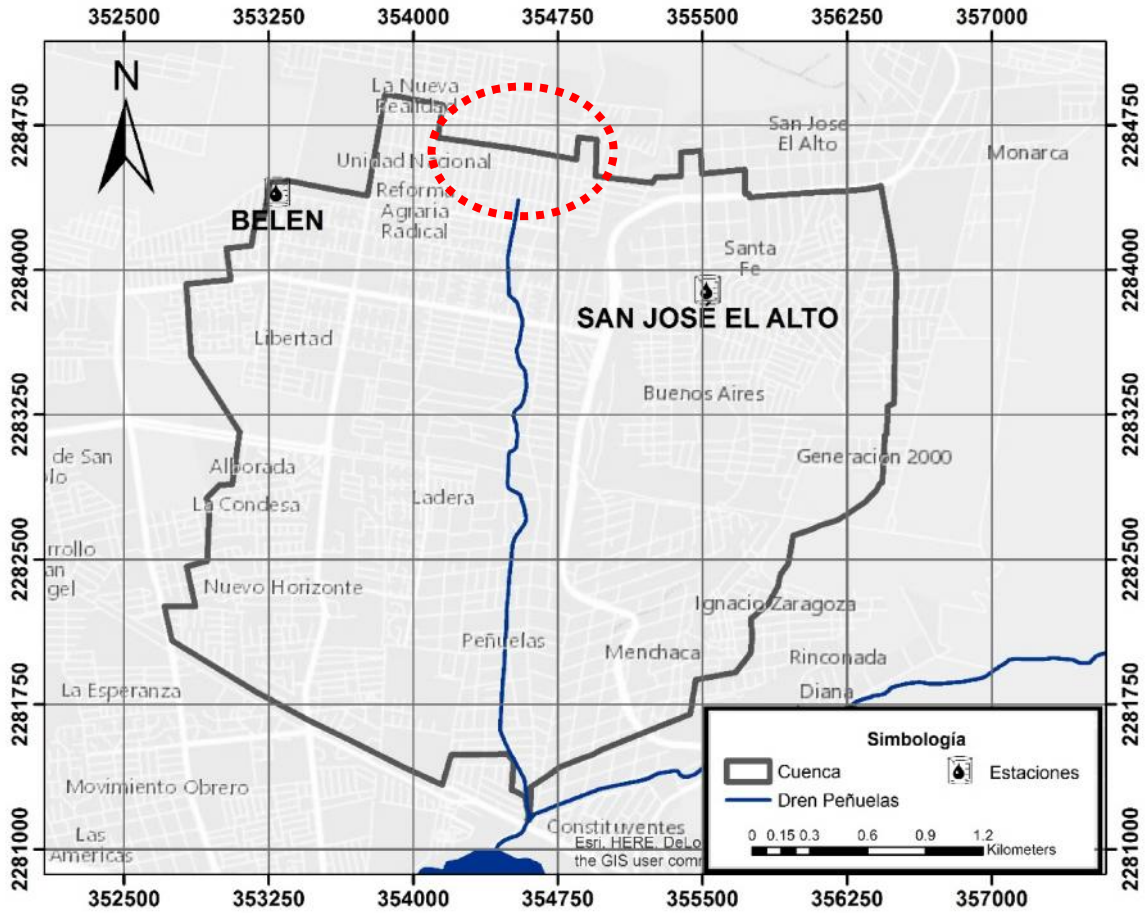


Figura 1. Corrección en el trazo de la cuenca urbana del dren Peñuelas (99.50 m²)