



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE
MÉXICO

DIVISIÓN DE INGENIERÍAS CIVIL Y GEOMÁTICA

FACULTAD DE INGENIERÍA

SIMULACIÓN HIDROLÓGICA EN UNA MICRO
CUENCA URBANA EXPERIMENTAL

TESIS PARA OBTENER EL TÍTULO DE INGENIERO CIVIL

PRESENTA: ISRAEL MARTÍNEZ ALARCÓN

DIRECTOR DE TESIS: DR. HÉCTOR LEONARDO CISNEROS ITURBE

MÉXICO, D.F.

FEBRERO 2007

“El saber concreto es lo que menos debe interesarnos de la cultura. Lo que para México es de una importancia decisiva, es aprender de la cultura lo que en ella hay de disciplina intelectual y moral. Cuando se llegue a obtener ese resultado, se comprobará que, aun los individuos que escalen las altas cimas de la vida espiritual, no caerán en el orgullo de despreciar la tierra nativa. Al contrario, su altura les permitirá comprender y estimar mejor la realidad mexicana.”

Samuel Ramos

Agradecimientos

En primer lugar debo darle las gracias a Dios por todas las bendiciones que me ha dado en la vida.

Le doy las gracias a mi familia:

A mis padres Eugenio Ernesto Martínez Marín y Lidia Alarcón Herrera, quienes me han enseñado el valor de la honestidad y la humildad, me han enseñado a trabajar duro para realizar mis metas, a esforzarme cada día más y a seguir adelante a pesar de las dificultades.

Agradezco a mis hermanos René y Jesús, quienes han sido muy importantes en mi vida y a quienes quiero mucho.

A la señorita Reynalda Justo Islas por todo el amor, apoyo y comprensión que me ha dado desde que la conocí.

A mis abuelos Luis Martínez y Concepción Marín, por el cariño que me han dado.

A todos mis amigos.

Agradezco profundamente a la Universidad Nacional Autónoma de México y a su Facultad de Ingeniería por haberme dado la oportunidad de formarme en sus aulas.

Al Instituto de Ingeniería de la UNAM por el apoyo en la realización de este trabajo y por permitirme ser parte de su equipo de trabajo.

Al Dr. Héctor Leonardo Cisneros Iturbe por la orientación y el apoyo que me brindo en la realización de este trabajo.

A Ildiko Judit Pelkcer, al Dr. Ramón Domínguez y al M.I. Víctor Franco, por su ayuda y por los consejos que me brindaron.

A todos mis compañeros del cubículo 308 Felipe Aguilar, Gabriela Esquivel, Norberto Torres y Rafael Durand y Carlos Echeverri por su ayuda pero sobre todo por brindarme su amistad.

A todas las personas que conocí en el Instituto de Ingeniería becarios, investigadores, personal administrativo y de intendencia.

CONTENIDO

<u>INTRODUCCIÓN</u>	1
1. <u>DESCRIPCIÓN DE LA CUENCA EN ESTUDIO</u>	3
1.1. Características fisiográficas de la cuenca	3
1.2. Tipo y uso del suelo	5
1.3. Datos lluvia	5
1.4. Datos de escurrimiento	6
2. <u>METODOLOGÍA DEL CÁLCULO HIDRÁULICO</u>	10
2.1. Estructuras de control de avenidas	10
2.2. Cálculo de gastos de entrada a la estructura de control	12
3. <u>MODELO HIDROLÓGICO</u>	24
3.1. Conceptos básicos	24
3.2. Medición del escurrimiento y la precipitación	25
3.3. Lluvia en exceso	34
3.4. Modelo de simulación	37
4. <u>ESTUDIO DE FRECUENCIAS DE LOS EVENTOS</u>	42
4.1. Curvas i-d-T	42
4.2. Ajuste de eventos	49
5. <u>Resultados</u>	51
5.1. Resultados de la aplicación de los modelos	51
5.2. Comparación de resultados	54
6. <u>Conclusiones</u>	84
<u>Referencias</u>	89

Introducción

Entre los diversos objetivos de la hidráulica urbana, uno de los más importantes es el estudio y diseño de estructuras dedicadas a la captación y conducción de las aguas pluviales, que cuando no son manejadas en forma adecuada pueden causar una serie de efectos nocivos, especialmente en áreas donde la densidad de población es muy alta. El diseño de las estructuras hidráulicas destinadas al control de los escurrimientos causados por precipitaciones de gran intensidad es función de los gastos máximos; sin embargo, con frecuencia no se cuenta con un registro de escurrimientos que sea suficiente para realizar un análisis probabilístico y asignar periodos de retorno a dichos escurrimientos. El objetivo de este trabajo es asociar un periodo de retorno a los escurrimientos registrados en una microcuenca experimental, a partir de los periodos de retorno de tormentas obtenidos de los registros de lluvia de estaciones pluviométricas situadas cerca de la zona de estudio.

Es por eso que en este estudio se propone el uso de una cuenca urbana experimental para que, aceptando la hipótesis de que la superficie representativa tiene un alto grado de impermeabilidad, se podrá relacionar la respuesta hidrológica de la cuenca con la frecuencia de la precipitación.

Para esto se hicieron mediciones del nivel de agua en una estructura de control, situada en la salida de la cuenca experimental; con dichas mediciones y con la ayuda de un modelo hidráulico se obtienen los hidrogramas de entrada a la estructura de control los cuales serán considerados como los hidrogramas de salida de la cuenca. Posteriormente se realizan simulaciones de escurrimientos a partir de modelos hidrológicos y de datos de lluvia obtenidos de una estación pluviométrica ubicada en la zona en estudio; finalmente, ambas fuentes de información se compararán.

Con la información de lluvia proporcionada por algunas estaciones hidrométricas, ubicadas cerca de la zona de estudio, se desarrollan curvas duración-intensidad-periodo de retorno para asociar un periodo de retorno a cada uno de los eventos registrados en la cuenca experimental.

En el capítulo 1 de este trabajo se describen las características fisiográficas de la cuenca en estudio, así como las características del suelo y el uso que se le da a éste en la zona de estudio. Por otra parte se mencionan aspectos teóricos acerca de la obtención de datos de precipitación y de escurrimiento.

En el capítulo 2 se hace un recuento de los diferentes tipos de estructuras hidráulicas que tienen como objetivo controlar avenidas; posteriormente se muestran los esquemas de funcionamiento de la caja reguladora ubicada en la cuenca en estudio que será usada como estructura de control. A partir de dichos esquemas se desarrollan las ecuaciones para las diferentes etapas de funcionamiento de la estructura reguladora, estas ecuaciones constituyen el modelo hidráulico con el cual se determinaran los caudales de entrada a la estructura de control.

En el capítulo 3 se presentan algunos conceptos teóricos relacionados con el escurrimiento, además de la metodología para la obtención de las mediciones de la precipitación y del escurrimiento en la cuenca en estudio; se describe con detalle la estación hidrométrica de donde se obtiene la información de los niveles de agua en la

estructura de control. Se presentan los métodos para obtener la lluvia en exceso con la que se construirán los modelos hidrológicos. Por último se presenta el modelo de simulación con el cual se obtendrán los hidrogramas de la cuenca a partir de los datos de lluvia y de un hidrograma unitario calibrado con las características fisiográficas de la cuenca en estudio.

En el capítulo 4 se presenta la teoría del método utilizado para obtener las curvas duración-intensidad-periodo de retorno que se usarán para asociar una frecuencia a los escurrimientos medidos en la cuenca en estudio. También se describe la metodología para asociar un periodo de retorno a cada uno de los eventos registrados en la cuenca experimental.

En el capítulo 5 se presentan los resultados de la aplicación de los modelos hidráulico e hidrológico, la comparación entre ambos modelos y un resumen en el que se muestran de forma gráfica los resultados de la aplicación de los modelos a cada uno de los eventos registrados en la cuenca en estudio.

Por último el capítulo 6 se conforma de las conclusiones obtenidas a partir de la realización de este trabajo y algunas recomendaciones útiles para la ampliación del mismo.

1. Descripción de la cuenca en estudio

Para realizar el estudio hidrológico de una cuenca es fundamental conocer sus características fisiográficas, ya que estas definirán el comportamiento hidráulico de la cuenca, así como su respuesta a una tormenta dada. En este capítulo se describen las características fisiográficas más relevantes de la cuenca en estudio, así como su tipo y uso de suelo. Se mencionan también aspectos útiles en la medición de la precipitación y el escurrimiento en la microcuenca.

1.1 Características fisiográficas de la cuenca

En este trabajo se estudia el escurrimiento de una pequeña cuenca urbana, ubicada dentro de la Ciudad Universitaria en el Distrito Federal, cuyo cauce principal esta constituido por un colector cuyo trazo inicia hacia la Avenida de los Insurgentes hasta una estación hidrométrica instalada a un costado del edificio 5 del Instituto de Ingeniería (Latitud $19^{\circ}19'44.01''N$, Longitud $99^{\circ}10'57.51''W$); el colector continua su trayecto hasta una confluencia de colectores. En las figuras 1.1.1 se muestra la ubicación de la cuenca experimental.



FIGURA 1.1.1 *Ubicación de la cuenca en el Distrito Federal y en la Ciudad Universitaria respectivamente.*

Enseguida se describen el área de la cuenca, la longitud del cauce principal y la pendiente de este último, ya que son las variables que con mayor frecuencia se utilizan en las estimaciones hidrológicas.

Área de la cuenca: La cuenca en estudio es una microcuenca cuyo parteaguas está delimitado en su margen izquierda por la zona de campos de football hasta la Avenida de los Insurgentes, mientras que en su margen derecha se encuentra el llamado Camino Verde, que se sitúa a un costado de la Facultad de Contaduría y Administración y del Anexo de Ingeniería, hasta el edificio número 5 del Instituto de Ingeniería.

Debido a la dificultad para definir con precisión la contribución de los campos de football y otras áreas al escurrimiento, se consideró una superficie de aportación representativa que incide en el escurrimiento. En la figura 1.1.2 se muestra la forma

estimada de la microcuenca delimitada por la línea continua, mientras que en línea discontinua se muestra el parteaguas original de la cuenca. Una vez conocidos los límites de la microcuenca estimada se determinó que su área es 0.107 km^2 ($107,000 \text{ m}^2$).

Longitud del cauce principal: Se considera como cauce principal el tramo del colector que inicia debajo de la Avenida de los Insurgentes, y cuyo trayecto es cercano al Frontón Cerrado, continúa por debajo de la zona de frontones y llega hasta la estación hidrométrica que se encuentra ubicada a un costado del edificio 5 del Instituto de Ingeniería. La longitud de este cauce es 815 m. En la figura 1.1.2 se muestra la trayectoria del colector desde su origen hasta el punto donde se ubica la estación hidrométrica.



FIGURA 1.1.2 Trazo del colector y formas real y estimada de la microcuenca.

Pendiente del cauce principal: La pendiente de un tramo del colector esta dada por el desnivel entre su punto inicial y su punto final, dividida entre la distancia horizontal de dicho tramo. Debido a que los diferentes tramos del colector tienen pendientes distintas resulta pertinente tomar un valor medio. Existen varios métodos para calcular la pendiente media, pero aquí se usarán los dos que resultan más prácticos.

El primero y el más sencillo consiste en tomar el desnivel entre los extremos del cauce dividido entre la longitud en planta del cauce, lo cual nos da una pendiente de 0.01465. El segundo método es el de Taylor y Schwarz (Aparicio, 2001), el cual resulta más elaborado ya que toma en cuenta la pendiente de cada tramo del cauce. Con este método la pendiente media resulta de 0.01106. En este trabajo se considerará este valor pues su cálculo es más completo entre los dos presentados.

1.2 Tipo y uso de suelo

El suelo es un factor de gran importancia en la forma en la que una cuenca responde a una avenida; esto se debe a que las características del suelo influyen en la presencia de vegetación, la erosión y el arrastre de material sólido, así como en la infiltración. Por lo cual se deben mencionar algunas de las características que presenta el suelo en la zona donde se ubica la cuenca (Ciudad Universitaria) y el uso que se le da a éste.

Por lo que respecta a la geología de la zona donde se ubica la cuenca en estudio, se tiene la presencia de roca volcánica básica. Esta característica le confiere a la zona cierta permeabilidad debido a la presencia de numerosas fracturas entre las rocas.

La cuenca se encuentra en una zona dedicada al uso recreativo dentro de Ciudad Universitaria, por lo que esta conformada de áreas verdes y áreas pavimentadas; estas últimas favorecen el escurrimiento. Como se mencionó anteriormente al estimar el área de la cuenca, no se sabe con exactitud en que porcentaje contribuyen las áreas verdes al escurrimiento; sin embargo se considerará que la mayor parte de la microcuenca se encuentra sobre una superficie impermeable, lo que reduce significativamente la posibilidad de infiltración.

1.3 Datos de lluvia

Precipitación. La precipitación es la principal fuente natural de agua en la superficie terrestre, debido a lo cual su medición es de suma importancia en los proyectos relativos a su uso y control. Los aparatos que usualmente se utilizan para registrar los datos de precipitación son el pluviómetro y el pluviógrafo.

Los pluviómetros están constituidos por recipientes cilíndricos graduados que reciben el agua proveniente de un embudo que capta el agua de lluvia. El área de captación es comúnmente diez veces mas grande que el área del recipiente con el propósito de que cada milímetro de lluvia se deposite un centímetro en el recipiente, con lo cual se facilita la lectura de las mediciones pues éstas se pueden realizar a simple vista con una precisión de hasta una décima de milímetro (Aparicio, 2001).

Los pluviógrafos son similares a los pluviómetros, con la ventaja de que éstos producen un registro continuo de la precipitación. El mecanismo básico del aparato consiste en un tambor que gira a una velocidad constante, sobre este tambor se coloca un papel con una gradación especial, mientras que en el recipiente se coloca un sistema de flotador con una plumilla, la cual marca las alturas de lluvia en el papel (Aparicio, 2001).

Existen también algunos pluviógrafos llamados de balancín, los cuales contienen un elemento con dos recipientes sobre una balanza. Cuando uno de ellos se llena la balanza gira dejando al otro recipiente en posición de llenado y haciendo el vaciado del primero. Durante el giro se produce una señal electromagnética que puede ser registrada en un dispositivo diseñado para ello. El volumen de agua necesario para hacer girar el balancín corresponde a una altura de precipitación constante, pero se pueden tener capacidades variables en los depósitos del balancín en función de cada aparato.

Existen otro tipo de pluviógrafos de mayor sofisticación. Entre éstos se encuentra aparatos que miden la presión atmosférica, la temperatura y la frecuencia y diámetro de las gotas de lluvia que caen sobre un plato, con los cuales puede deducirse la intensidad de la precipitación.



FIGURA 1.3.1 *Pluviómetro*



FIGURA 1.3.2 *Pluviógrafo*

1.4 Datos de escurrimiento

Escurrecimiento. El agua que proviene de la precipitación y que escurre por la superficie terrestre puede seguir tres diferentes caminos:

- Escurrecimiento superficial
- Escurrecimiento subsuperficial
- Escurrecimiento subterráneo

El primero se origina cuando el agua que llega a la superficie terrestre satura el suelo, llena las depresiones del terreno y comienza a fluir sobre la superficie hasta llegar a un cauce bien definido, lo que constituye el escurrecimiento superficial.

Por su parte el escurrecimiento subsuperficial se forma por el agua que se infiltra al subsuelo y que fluye cerca de la superficie, de una forma más o menos paralela a ésta. El agua que se infiltra y escurre por debajo del nivel freático es el llamado escurrecimiento subterráneo.

De los diferentes tipos de escurrecimiento, el superficial es el que llega más rápido a la salida de la cuenca y por lo tanto es el escurrecimiento que se puede asociar a una tormenta en particular, por lo cual se dice que es el escurrecimiento directo. El escurrecimiento subterráneo es el que tarda mayor tiempo en llegar a la salida de la cuenca, incluso puede tardar años, por lo que difícilmente se puede relacionar con una tormenta en particular; debido a que éste fluye por debajo del nivel freático es el único que alimenta a las corrientes en temporada de estiaje, por eso se le llama escurrecimiento base.

Para poder medir el escurrimiento ó gasto que pasa por la sección de una corriente se emplean diferentes métodos; en nuestro país los más utilizados son la sección de control, la relación sección-pendiente y la relación sección-velocidad (Aparicio, 2001). Estos métodos se describen brevemente a continuación.

Sección de control. Esta técnica se basa en una relación única entre el tirante de agua y el gasto que pasa por dicha sección, siendo los vertedores los tipos de sección más comunes. Este es el método más preciso pero también es el más costoso debido a la implementación de la infraestructura.

Relación sección-pendiente. Para la aplicación de este método es necesario conocer la topografía en un tramo de la corriente y las marcas del nivel máximo que alcanzó el agua durante la avenida. La forma de obtener el gasto máximo es aplicando la ecuación de continuidad (ec. 1.4.1) y la ecuación de Manning (ec. 1.4.2).

$$Q = V * A \quad (1.4.1)$$

Donde:

- Q, es el gasto que transita por la sección, en m³/s
- V, es la velocidad del flujo, en m/s
- A, es el área hidráulica de la sección en estudio, en m²

$$Q = \frac{1}{n} AR_h^{2/3} S^{1/2} \quad (1.4.2)$$

Donde:

- Q, es el gasto
- n, es el coeficiente de rugosidad del material según Manning
- A, es el área hidráulica de la sección transversal del conducto
- R_h, es el radio hidráulico de la sección
- S, es la pendiente del canal

Relación sección-velocidad. En este método la velocidad del flujo se determina con la ayuda de un dispositivo de medición. Es necesario medir la velocidad del agua en varios puntos y a una profundidad que sea representativa del cauce. Para tal efecto se divide una sección transversal del cauce en varias secciones llamadas dovelas, en donde se efectúan las mediciones. El gasto se calcula aplicando la ecuación de continuidad a cada dovela, y realizando la sumatoria de los resultados.

En el caso de las secciones de control se pueden obtener curvas elevaciones-gastos las cuales relacionan la elevación de la superficie del agua con el gasto que circula por la sección. Estas curvas se obtienen con los datos recabados de diferentes aforos. Una vez obtenida la curva elevaciones-gastos, solo se necesita conocer el nivel de la superficie del agua para determinar el gasto que circula por la sección.

Para poder conocer la velocidad ó los niveles de agua se utilizan diferentes dispositivos, los cuales se emplean dependiendo del método que se use para determinar el caudal que pasa por una sección determinada de una corriente; entre los dispositivos utilizados con más frecuencia se encuentran:

Molinetes. Son aparatos que miden la velocidad en una sección del cauce (por lo general en varios puntos y profundidades de la sección elegida), para posteriormente utilizar los resultados aplicando la ecuación de continuidad.

Aforos químicos. En este tipo de aforo se aplica el principio de concentración, ya que se arroja a la corriente una sustancia cuya concentración esta definida y aguas abajo se toman muestras para determinar la dilución de la sustancia; a mayor dilución el caudal será mayor.

Limnímetro. Es simplemente una regla graduada que se coloca en una de las márgenes de la corriente, como lo muestra la figura 1.4.1, la regla permite una lectura directa del nivel del agua. Por lo general, la toma de mediciones se realiza cada 24 horas, lo que supone que puedan existir niveles máximos que no queden registrados si la visita del operador no coincide con la ocurrencia de la crecida.

Limnígrafo. Es un aparato automático que proporciona información continua. Funciona con un sistema de flotador y contrapeso, el cual esta conectado a una plumilla que registra la variación del nivel de agua como se muestra en la figura 1.4.2. Debe ser colocado a un costado de la corriente debidamente protegido para evitar que se dañe, usualmente se coloca dentro de una cámara que está conectada por vasos comunicantes con el cauce por medir (por ejemplo un tubo con orificios por los cuales ingresa el agua) y con el sistema de flotador se transmite el nivel de la corriente al aparato.

Existen otros tipos de limnígrafos que cuentan con dispositivos que se colocan en el fondo de la corriente y miden la presión que el agua ejerce sobre ellos, transformando dicha presión en altura de agua. Otros de mayor sofisticación integran el caudal de un cauce a través de pulsos sonoros y el efecto dopler, con los logran medir la velocidad y profundidad del flujo.

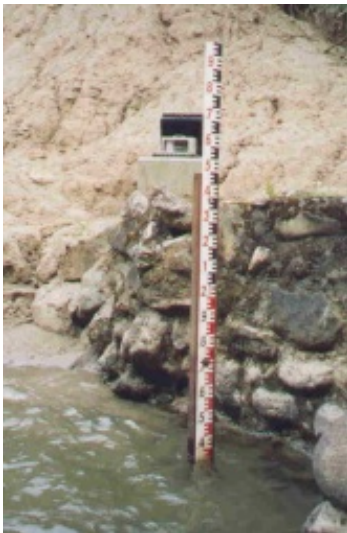


FIGURA 1.4.1 *Limnímetro*



FIGURA 1.4.2 *Limnígrafo*

Para el caso de nuestro estudio el escurrimiento se registra con un aparato como el que se muestra en la figura 1.4.3, el cual se describe con más detalle en la sección 3.2.



FIGURA 1.4.3 *Limnógrafo automático utilizado en el estudio.*

2. Metodología del cálculo hidráulico

En este capítulo se hace una breve reseña de las estructuras hidráulicas que son comúnmente usadas para regular las crecidas de las corrientes, particularmente en el ámbito de las zonas urbanas. Se presentan también los esquemas de funcionamiento de una caja de regulación de flujo ubicada en la zona de estudio, que ha sido equipada para funcionar también como sección de control (cuya descripción se encuentra en el capítulo 3). Por último, se muestran las ecuaciones de cálculo para obtener la relación elevaciones-gastos que permitan conocer los caudales de entrada a esta estructura de control.

2.1 Estructuras de control de avenidas

El desarrollo urbano produce un crecimiento de la superficie impermeable, lo cual se traduce en un aumento en los volúmenes de escurrimiento y en las proporciones del daño que éste puede causar. Con el propósito de mitigar los efectos de esos escurrimientos, en muchas ocasiones se provoca el retraso o la disminución del flujo con estructuras de control para minimizar los efectos adversos que produce el escurrimiento en zonas urbanas.

Existen varios tipos de estructuras de retraso o disminución de flujo máximo que incluyen entre otras a las estructuras de detención y de retención (cubetas, presas, tanques, depósitos, etc.), y las de infiltración (estanques, trincheras y pozos secos) (Akan y Houghtalen, 2003). En ocasiones algunas estructuras satisfacen simultáneamente más de una de esas funciones.

Estructuras de detención y retención

El principal objetivo de los estanques de detención es regular y controlar eficazmente los escurrimientos producidos por las tormentas, para minimizar el riesgo de inundaciones aguas abajo del sitio en que se localizan y minimizar la erosión en las márgenes de las corrientes.

El criterio para el diseño de estructuras de detención generalmente variará dependiendo del lugar donde se presente el problema. Sin embargo entre las características más comunes que presentan estas estructuras se encuentran las siguientes: las estructuras deben estar provistas de un dispositivo de descarga que limite la cantidad de agua que controle la estructura; también es necesario que la estructura cuente con una capacidad de almacenamiento de agua suficiente. Para efectos de diseño, el cambio del volumen en el almacenamiento en un estanque puede ser descrito como un balance de masa o balance de volumen, considerando al agua como un fluido incompresible (Akan y Houghtalen, 2003).

El aumento del almacenamiento (volumen de agua en el estanque) y la descarga son determinados por el comportamiento hidráulico de las estructuras, el que a su vez es función de la geometría del estanque, para los estanques de forma regular, y por los dispositivos de descarga, siendo los más comunes los orificios, vertedores y tuberías.

Aunque diferentes estructuras de retraso de flujo pueden usarse bajo diversas circunstancias, los estanques de detención son probablemente las más comunes.

Estructuras de infiltración

Las estructuras de infiltración pueden ser empleadas como medidas de control de los escurrimientos si las condiciones del sitio son convenientes. El propósito de las estructuras de infiltración es capturar y almacenar los escurrimientos y dejar que estos se infiltren al subsuelo. Generalmente en las estructuras de infiltración, el escurrimiento debe separarse de aceites, grasas, materiales orgánicos y sólidos suspendidos antes de entrar en la estructura de infiltración.

Para el diseño de estructuras de infiltración se necesita conocer dos propiedades hidráulicas del suelo, el grado de saturación y el porcentaje de la infiltración. El grado de saturación (G_w) es el espacio vacío disponible para el almacenamiento de agua. El porcentaje de la infiltración (f) es la proporción de agua que atraviesa el perfil de la tierra durante las condiciones saturadas (Akan y Houghtalen, 2003).

Un estanque de infiltración es un acorralamiento de agua. El escurrimiento capturado y la lluvia que cae directamente en la superficie del estanque se almacenan dentro de éste para que este volumen de agua pueda ser infiltrado o evaporarse. Normalmente sólo se considera a la infiltración debido al tamaño relativamente pequeño del estanque de infiltración, por lo que la evaporación es despreciable. Normalmente se diseñan para drenar completamente el escurrimiento almacenado dentro de un periodo de tiempo especificado en el diseño. Por consiguiente, la profundidad está limitada por una profundidad mínima y por la capacidad de infiltración del suelo (Akan y Houghtalen, 2003).

Una trinchera de infiltración es una estructura de control del escurrimiento, apropiada para las áreas del desagüe relativamente pequeñas. La trinchera se excava en el suelo y se rellena con agregado de piedra. El escurrimiento es guardado temporalmente en los vacíos entre los materiales agregados hasta que gradualmente se infiltra en la tierra circundante. El material agregado usado en estas trincheras es 3-7.5 cm de diámetro con una porosidad de 30-40% (Akan y Houghtalen, 2003).

Los pozos secos son esencialmente trincheras de infiltración a una escala más pequeña, generalmente se usan para capturar escurrimiento de áreas de azoteas. Estos pozos reciben el escurrimiento a través de una tubería de entrada. Como en otras estructuras de infiltración, la profundidad de los pozos secos esta dada por una profundidad mínima y también se diseñan para vaciarse dentro de un tiempo de almacenamiento máximo especificado; un valor típico para éste es 72 hrs. (Akan y Houghtalen, 2003).

Dentro de las estructuras de infiltración puede también hacerse mención a los pavimentos porosos. Éstos consisten en un material de pavimentación con un alto contenido de vacíos en la base del agregado que permitan el almacenamiento temporal del escurrimiento capturado y de la lluvia que cae encima de la superficie pavimentada hasta que infiltre en la tierra circundante (Akan y Houghtalen, 2003). Esta práctica puede usarse para estacionamientos y caminos de bajo volumen de tráfico.

2.2 Cálculo de gastos de entrada a la estructura de control

La estructura de control que se tiene en la cuenca en estudio es un estanque de detención o caja reguladora. Las dimensiones de la caja son las siguientes: 4.15 m de largo, 2.51 m de ancho y 3.06 m de profundidad a la cota de la plantilla del tubo de salida. A la entrada de la caja se tiene la llegada del colector con 91 cm de diámetro, una transición que reduce la sección transversal del colector hacia su salida, en donde se tienen 30 cm de diámetro. En el fondo de la caja se tiene un relleno de tezontle, cubierto con una plantilla de concreto de 5 cm de espesor, con el cual se forma un canal que sirve como transición entre el tubo de entrada y el tubo de salida. Las figuras 2.1.1, 2.1.2 y 2.1.3 muestran los croquis de la caja reguladora en planta, perfil y corte respectivamente.

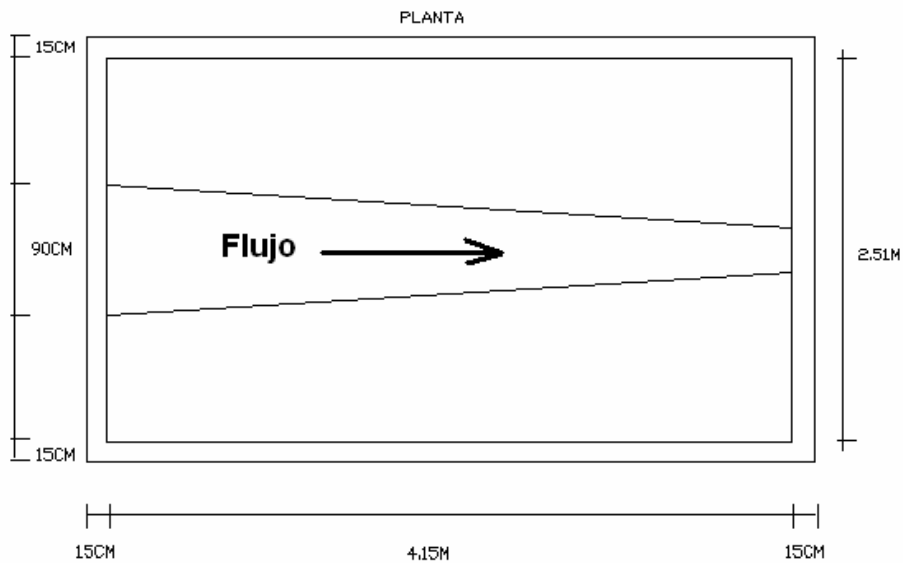


FIGURA 2.1.1 Vista en planta de la caja reguladora.

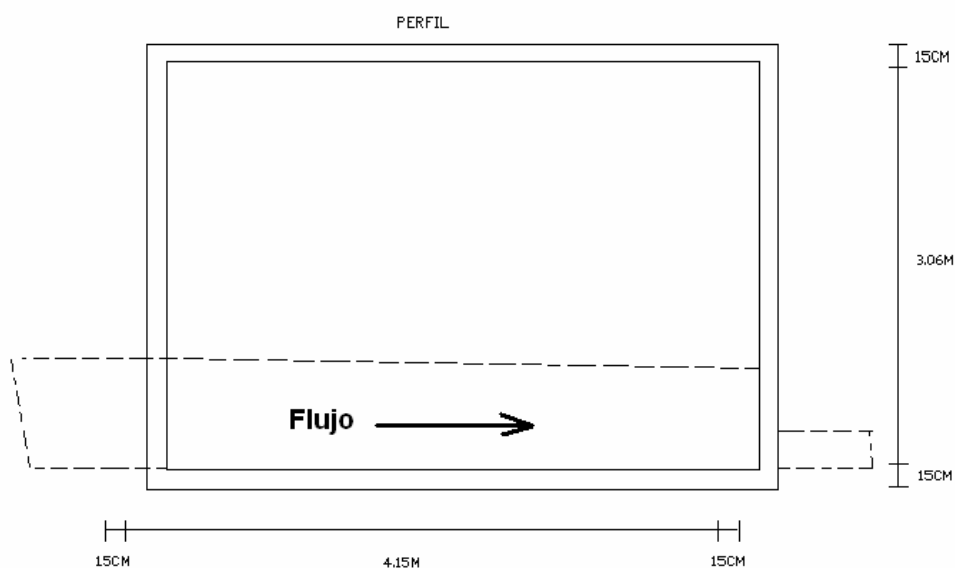


FIGURA 2.1.2 Vista de perfil de la caja reguladora.

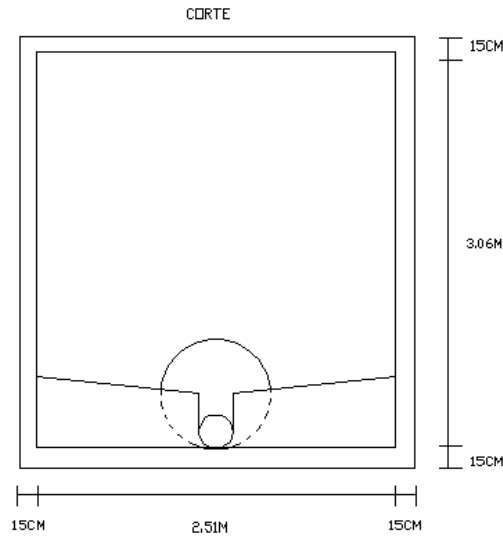


FIGURA 2.1.3 *Vista en corte de la caja reguladora.*

Con la finalidad de calcular el gasto de entrada a la estructura de control se estudiaron las ecuaciones hidráulicas con las que se conformó un modelo matemático de cálculo que, en función de las características físicas de la estructura y las del flujo de llegada, permite distinguir tres diferentes situaciones:

- Los gastos de entrada son pequeños y equivalentes a los gastos de salida.
- Los gastos son de tal magnitud que comienza a presentarse un almacenamiento en la estructura de control. Cabe señalar que debido a que la geometría del fondo de la caja reguladora es variable en función del nivel, se consideran tres etapas de almacenamiento.
- Los gastos aumentan hasta que la caja reguladora se aproxima a su llenado total. Además del almacenamiento en la caja, empieza a funcionar el vertedor lateral que se encuentra en la parte superior de la misma.

Por otro lado, se debe asegurar que el único gasto que ingresa a la estructura de control es el que proviene de aguas arriba y que no existe la posibilidad de un remanso desde aguas abajo que provocara un freno al flujo en la salida de la estructura. Para ello se realizó la nivelación entre el punto más bajo en la estructura de control y el nivel de una coladera de rejilla situada en un sitio aguas abajo de la caja en el que se han observado inundaciones en el pasado. El resultado de lo anterior es el siguiente:

Con la ayuda de un nivel topográfico y una regla se encontró que la diferencia de nivel entre la cota superior de la estructura y la plantilla del tubo de salida es de 3.06 m.

Por otra parte, el desnivel entre la cota superior de la estructura de control y la cota de la coladera mencionada es de 3.82 m.

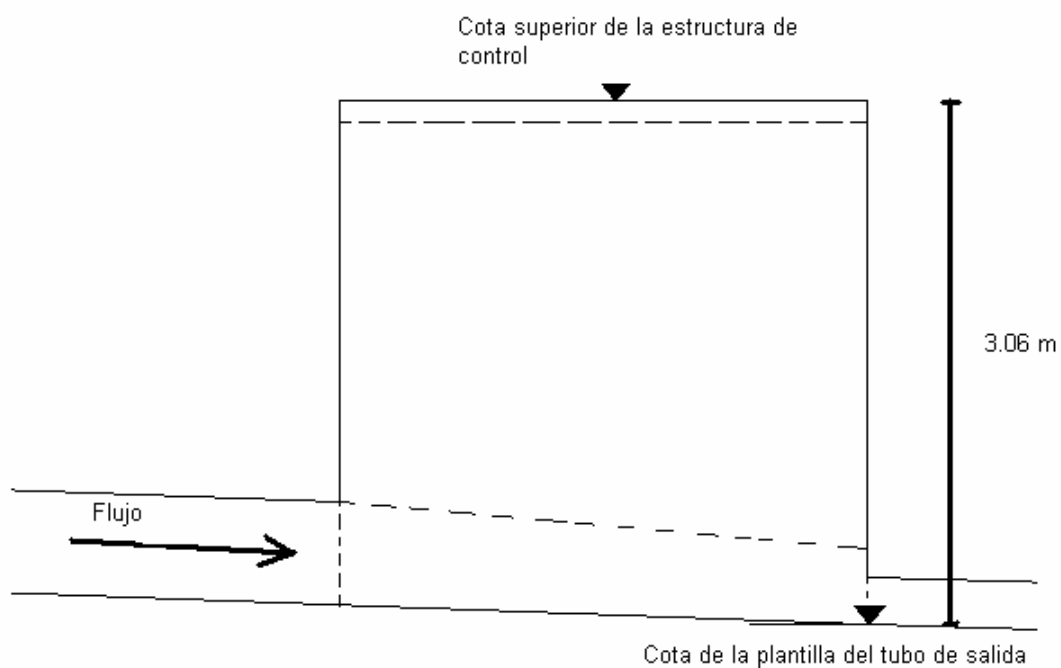


FIGURA 2.2.1 *Desnivel entre la cota superior de la estructura y la plantilla del tubo de salida.*

Así entonces, entre la plantilla del tubo de salida en la estructura de control y la parte superior de la rejilla se tiene un desnivel de 76 cm.

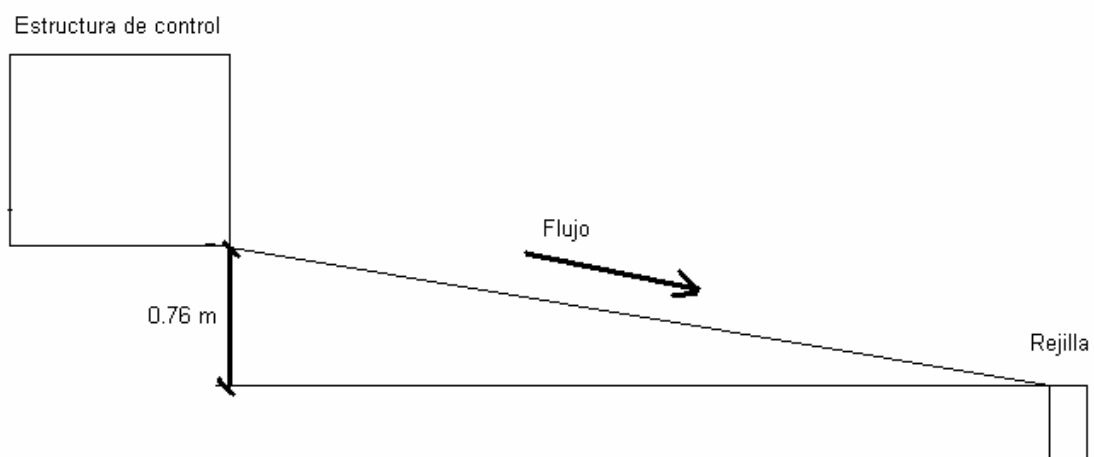


FIGURA 2.2.2 *Desnivel entre la caja reguladora y una rejilla situada en la parte más baja de la zona de inundación.*

Con lo anterior se puede suponer que no existe el riesgo de que se produzca un remanso al interior de la estructura de control ocasionado por la acumulación de agua en la zona donde se han observado inundaciones.

Otra de las consideraciones que deben hacerse para el uso de las ecuaciones que se presentarán en esta sección es que éstas están referidas a la cota de la plantilla del tubo de salida. Entre dicha cota y la cota donde comienzan a registrarse las lecturas del limnigráfo existe un pequeño desnivel, el cual es de 6 cm.

Para calcular los gastos de entrada a la estructura de control se usará la ecuación de continuidad, expresada según la ecuación (2.2.1):

$$Q_1 = Q_2 + \frac{dV}{dt} \quad (2.2.1)$$

donde: Q_1 , es el gasto de entrada a la estructura de control
 Q_2 , es el gasto de salida de la estructura de control
 dV/dt es la variación del volumen V en la caja a través del tiempo t

A continuación se estudian las ecuaciones de cálculo del gasto de entrada en cada uno de los casos descritos.

CASO 1

La primera consideración en este caso es que no hay almacenamiento, por lo que el gasto que entra es igual al que sale, entonces la ecuación 2.2.1 resulta:

$$Q_1 = Q_2 \quad (2.2.2)$$

Para este caso se tiene que en el fondo de la caja reguladora se forma un canal que sirve como transición entre el tubo de entrada y el tubo de salida. Si la variación del nivel de agua se encuentra entre la plantilla y la clave del tubo de salida (que corresponden al intervalo $0 \leq H \leq 0.3$ m) y si se considera que el flujo en el canal es uniforme, se puede aplicar la ecuación de Manning (ec. 1.4.2) para encontrar el gasto que circula por la sección

En la ecuación de Maning, “n” depende del material (en este caso concreto rugoso) y el valor usado aquí es de 0.017. S es la pendiente y la podemos determinar a partir del desnivel entre dos puntos y la longitud entre ellos, en este caso $S = 0.01106$.

Por otra parte los términos A y R_h son variables y dependen del tirante de agua que se registre en el conducto. Para determinarlos se utilizan las siguientes expresiones:

$$A = \frac{1}{4} \left(\theta - \frac{1}{2} \text{Sen}\theta \right) D^2 \quad (2.2.3)$$

$$R_h = \frac{1}{4} \left(1 - \frac{\text{Sen}2\theta}{2\theta} \right) D \quad (2.2.4)$$

Donde: D, es el diámetro del conducto en una sección
 θ , se puede determinar con la siguiente ecuación:

$$\theta = \arccos\left(1 - \frac{2H}{D}\right) \quad (2.2.5)$$

Donde H, es el tirante de agua en la sección en estudio.

Si D = 0.3 m en la sección de salida entonces:

$$\theta = \arccos\left(1 - \frac{2H}{0.3}\right) \quad (2.2.6)$$

Entonces sustituyendo en la ecuación 1.4.2, el caudal en la sección de salida resulta:

$$Q_2 = \frac{S^{1/2}}{n} \left[\frac{1}{4} \left(1 - \frac{\text{Sen}2\theta}{2\theta}\right) D \right]^{2/3} \left[\frac{1}{4} \left(\theta - \frac{1}{2} \text{Sen}\theta\right) D^2 \right] \quad (2.2.7)$$

Sustituyendo todas las constantes y simplificando se tiene la siguiente expresión para calcular el gasto de salida según la expresión 2.2.2, que resulta:

$$Q_1 = 0.025 \left[\left(1 - \frac{\text{Sen}2\theta}{2\theta}\right) \right]^{2/3} \left[\left(\theta - \frac{1}{2} \text{Sen}\theta\right) \right] \quad (2.2.8)$$

CASO 2

En este caso se considera que el gasto de salida Q_2 , se puede determinar suponiendo que la sección 2 de la figura 2.2.3 trabaja como un orificio y que se presenta un cambio en el tiempo t del volumen almacenado V en el tanque, representado por el término dV/dt .

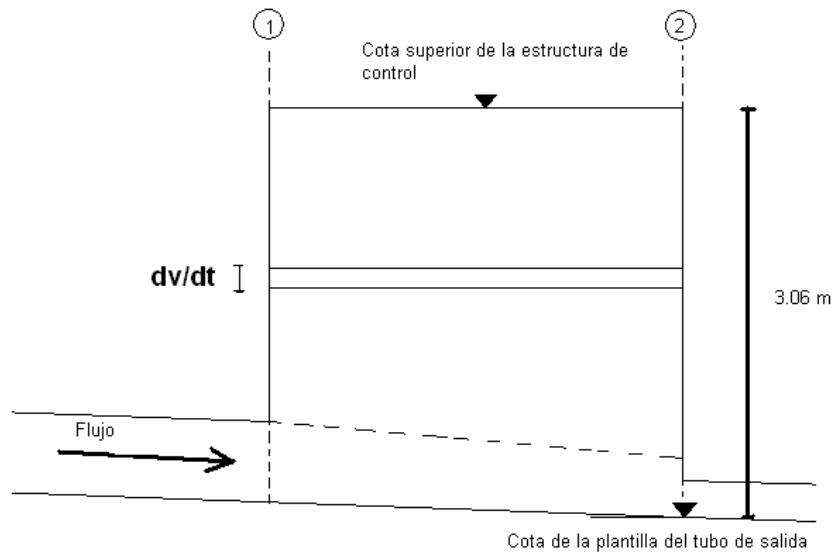


FIGURA 2.2.3. Perfil de la caja reguladora

Entonces se tiene que la versión completa de la ecuación 2.2.1 en lo que respecta al gasto que descarga un orificio, Q_2 en este caso, que se calcula por medio de la ecuación:

$$Q = C_d A \sqrt{2gH} \quad (2.2.9)$$

que resulta:

$$Q_2 = C_d A_2 \sqrt{2gH} \quad (2.2.10)$$

Donde:

- C_d , es el coeficiente de descarga
- A_2 , es el área transversal de la sección 2
- g , aceleración de la gravedad
- H , es la carga hidráulica sobre el orificio

Para integrar el valor del coeficiente C_d se debe conocer un coeficiente de contracción C_c , el cual está en función de un coeficiente de velocidad C_v .

Es de esperarse que en la sección 2 de la figura 2.2.3, se presente un régimen turbulento. Esto se debe a la variación en la distribución de la velocidad del flujo. Con lo cual se puede recurrir a la siguiente consideración:

Para orificios circulares en donde $Re > 10^5$ se tiene que:

$$C_d = 0.6$$

Por otra parte el diámetro en la sección 2 es de 0.3 m, con lo que el área de la sección resulta:

$$A = \frac{\pi D^2}{4} = \frac{\pi(0.3)^2}{4}$$

$$A = 0.0707\text{m}^2$$

Sustituyendo todos los valores en la ecuación (2.2.10) se tiene:

$$Q_2 = (0.6)(0.0707) \sqrt{2gH}$$

$$Q_2 = 0.1876\sqrt{H} \quad (2.2.11)$$

Cálculo del almacenamiento

Para calcular el volumen almacenado se deben tomar en cuenta tres etapas, según la geometría de la caja que se presenta en la figura 2.2.4, según la tabla 2.2.1. Para facilidad de los cálculos se considerará despreciable al cambio de volumen producido por la pendiente del conducto.

Etapa	Rango de variación en m
1	$0.30 \leq H \leq 0.45$
2	$0.45 \leq H \leq 0.55$
3	$0.55 \leq H \leq 2.30$

TABLA 2.2.1. Rangos de variación del nivel en la caja de almacenamiento

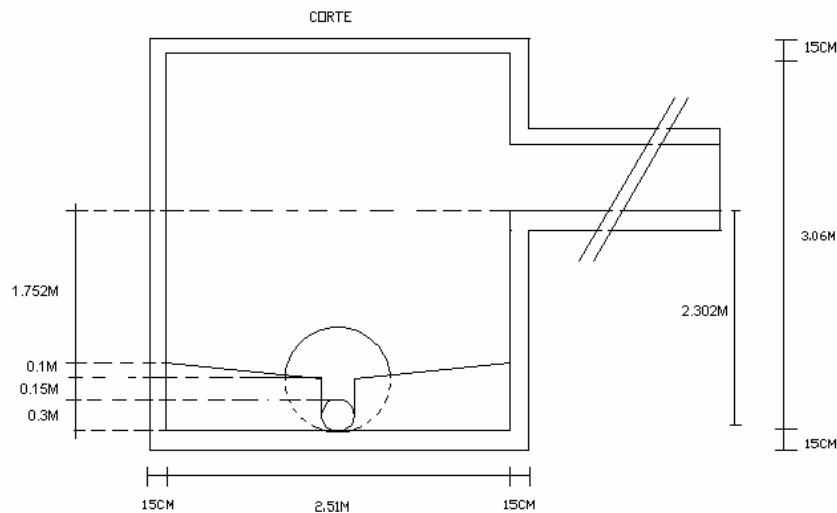


FIGURA 2.2.4. Dimensiones de la caja reguladora. Vista de profundidad.

1ª etapa: prisma formado por el canal sin llenar

Para este volumen se considera que la parte del canal que queda por encima de la clave en la sección de salida es aproximadamente un prisma. Con un área transversal constante que vale:

$$A = (0.3 * 4.15) + 2 * \frac{(0.305 * 4.15)}{2} = 2.51 \text{m}^2$$

Por lo tanto su volumen será:

$$dV = 2.51(H-0.3) \quad (2.2.12)$$

Por lo que el cambio del volumen en el tiempo resulta:

$$\frac{dV}{dt} = \frac{2.51(H-0.3)}{dt} \quad (2.2.13)$$

Entonces el gasto de entrada de esta etapa se obtiene de sustituir las ecuaciones 2.2.11 y 2.2.13 en la ecuación 2.2.1, que es:

$$Q_1 = 0.1876 \sqrt{H} + \frac{2.51(H-0.3)}{dt} \quad (2.2.14)$$

Cuando H supera 0.45 m el término correspondiente a dv/dt de la ecuación 2.2.13 debe ser modificado según dicta la tabla 2.2.1.

2ª etapa: zona inclinada

Para cada aumento de la altura H se tiene un aumento en el ancho B de la caja. Ese desnivel tiene la proporción 9:1, por lo cual el ángulo es $\theta = 6.34^\circ$. Entonces podemos conocer dB mediante la siguiente relación trigonométrica:

$$\tan \theta = \frac{H}{dB} \rightarrow dB = \frac{H}{\tan \theta}$$

Como el desnivel comienza a partir de $H = 0.45$ m, entonces se deben restar los 0.45 m para obtener la altura en el desnivel, por lo cual dB será:

$$dB = \frac{(H-0.45)}{\tan 6.34^\circ} = 9(H-0.45) \quad (2.2.15)$$

Para efectos del cálculo del volumen consideraremos despreciable el desnivel entre la plantilla del tubo a la entrada y la plantilla del tubo a la salida. Por lo cual H será constante en toda la longitud del tanque. Así entonces el volumen estará dado por:

$$dV = 2 * (0.5 * dB * H * L) \quad (2.2.16)$$

Del mismo modo que para la expresión trigonométrica, a la variable H en la ec. 2.2.16 se le deben restar 0.45 m para que tome en cuenta sólo la zona inclinada, por lo cual el

término a usar es (H-0.45). Al sustituir la ecuación 2.2.15 en la 2.2.16 y tras algunas simplificaciones, la variación de volumen será:

$$dV = 9*(H - 0.45)^2*L \quad (2.2.17)$$

Para homogenizar las unidades de la ecuación (2.2.17), este volumen debe estar dividido por un incremento de tiempo. Entonces se tiene que:

$$dV/dt = 9 \frac{(H - 0.45)^2}{(dt)} L \quad (2.2.18)$$

A este incremento de volumen se le debe sumar el volumen de la etapa anterior, el cual es constante, pues si H = 0.45 m, el cambio del volumen en el tiempo resulta:

$$\frac{dV}{dt} = \frac{2.51(0.45 - 0.3)}{dt}$$

$$\frac{dV}{dt} = \frac{0.377}{dt}$$

Entonces cuando H se encuentre entre el principio y el final del desnivel, el gasto de entrada Q₁ podrá calcularse con la siguiente expresión:

$$Q_1 = 0.1876\sqrt{H} + \frac{9(H - 0.45)^2 L + 0.377}{dt} \quad (2.2.19)$$

3ª etapa: en la zona uniforme

Para este intervalo de variación de la altura H las dimensiones en planta del tanque ya son constantes, es decir que B = 2.10 m y L = 4.15 m. Entonces:

$$dV = 2.10*4.15*(H-0.55)$$

$$dV = 8.715 (H-0.55) \quad (2.2.20)$$

Así pues, el cambio del volumen en el tiempo resulta:

$$\frac{dV}{dt} = \frac{8.715 (H - 0.55)}{dt} \quad (2.2.21)$$

De igual forma en esta etapa el volumen de agua que se encuentra bajo la altura H=0.55 será constante. En particular, el cambio de volumen en el tiempo para el desnivel será:

$$\frac{dV}{dt} = \frac{9*(0.55 - 0.45)^2}{(dt)} L$$

$$\frac{dV}{dt} = \frac{0.3735}{dt}$$

Por lo tanto el gasto de entrada Q_1 se podrá calcular con la siguiente expresión:

$$Q_1 = 0.1876\sqrt{H} + \frac{8.715(H - 0.55) + 0.3735}{dt} \quad (2.2.22)$$

CASO 3

Para esta condición el tanque comienza a verter a través del vertedor lateral, por lo que se tiene un gasto de entrada (Q_1) y dos gastos de salida (Q_2 y Q_3), además del almacenamiento.

Entonces nuestra ecuación de partida es:

$$Q_1 = Q_2 + Q_3 + \frac{dV}{dt} \quad (2.2.23)$$

Las condiciones en el orificio de salida son las mismas que para el caso 2. Por lo cual el gasto de salida Q_2 será dado por la ecuación (2.2.11):

$$Q_2 = 0.1876\sqrt{H}$$

El gasto de salida Q_3 corresponde al gasto vertido en la parte superior del tanque. Para esto se considera un vertedor rectangular de pared gruesa. Sin embargo en la descarga se tiene una rejilla con 13 barras de $\frac{3}{4}$ de pulgada y una pila intermedia de 20 cm de ancho, lo cual afecta al flujo de descarga por el vertedor.

El gasto que descarga un vertedor rectangular esta dado por la ecuación:

$$Q = Cbh^{3/2} \quad (2.2.24)$$

Donde:

b – ancho del vertedor

h – es la carga sobre el vertedor

C – es el coeficiente de descarga, el cual esta dado por la ecuación

$$C = 2.952 \mu \quad (2.2.25)$$

El coeficiente μ de gasto corresponde a la distribución de velocidades verdadera, y se puede obtener con la siguiente ecuación:

$$\mu = \left[0.6035 + 0.0813 \left(\frac{h + 0.0011}{w} \right) \right] \left[1 + \frac{0.0011}{h} \right]^{3/2} \quad (2.2.26)$$

Donde w es la distancia del fondo del tanque al nivel de la cresta del vertedor. Para simplificar los cálculos en nuestro caso se toma w a partir de que la geometría del tanque no tiene variación ($w = 1.752$ m).

Esta ecuación es válida para vertedores sin contracciones laterales y tiene las siguientes restricciones:

$$\begin{aligned} 0.01 \text{ m} &\leq h \leq 0.8 \text{ m} \\ b &\geq 0.3 \text{ m} \\ w &\geq 0.06 \text{ m} \\ \frac{h}{w} &\leq 1 \end{aligned}$$

Las cuales se cumplen para nuestro caso.

Pero por tratarse de un vertedor de pared gruesa la ecuación (2.2.24) también se puede escribir de la siguiente forma (Lázaro, 1997):

$$Q = 1.7h^{3/2} \quad (2.2.27)$$

Donde:

Q – es el gasto unitario descargado por el vertedor, es decir, el gasto que descarga por cada metro de ancho.

h – es la carga sobre el vertedor

Para poder hacer uso del concepto de gasto unitario necesitamos conocer el ancho efectivo del vertedor, para lo cual se le resta al ancho b , el espesor de la pila intermedia y de las barras que sirven como rejilla resultando un ancho efectivo $b' = 3.7$ m

Así entonces multiplicando la expresión (2.2.27) por el ancho efectivo se tiene:

$$Q = 6.29h^{3/2} \quad (2.2.28)$$

en donde h está determinada por el nivel del vertedor respecto del fondo de la caja:

$$h = H - 2.302$$

Además esta h se verá afectada por un factor 0.67 debido a la pérdida de carga por velocidad.

Cuando nos encontramos en este caso el almacenamiento estará dado por:

$$\frac{dV}{dt} = \frac{16}{dt} + \frac{8.715(H - 2.302)}{dt} \quad (2.2.29)$$

Haciendo las sustituciones pertinentes en la ecuación 2.2.23 el gasto de entrada a la estructura de control se podrá calcular con la siguiente expresión:

$$Q_1 = 0.1876\sqrt{H} + 6.29(H - 2.302)^{3/2} + \frac{8.715(H - 2.302) + 16}{dt} \quad (2.2.30)$$

Una vez definido el modelo matemático con el cual se trabajará y con la información de la estación hidrométrica se puede efectuar el cálculo de los gastos de entrada a la caja reguladora en función del tirante H. Para tal efecto se tomará el promedio de dos lecturas consecutivas del nivel de agua en la caja, el cual se considerará como la variable H en el modelo matemático. Como se mencionó anteriormente, en el caso de este trabajo las lecturas se tomaron a cada minuto, por lo cual se considerarán 60 segundos como el diferencial de tiempo (dt) para el caso de la variación del volumen.

En resumen, utilizando las ecuaciones 2.2.8, 2.2.14, 2.2.19, 2.2.22 y 2.2.30 desarrolladas a lo largo de este capítulo se consigue una curva elevaciones-gastos la cual se muestra en la siguiente figura.

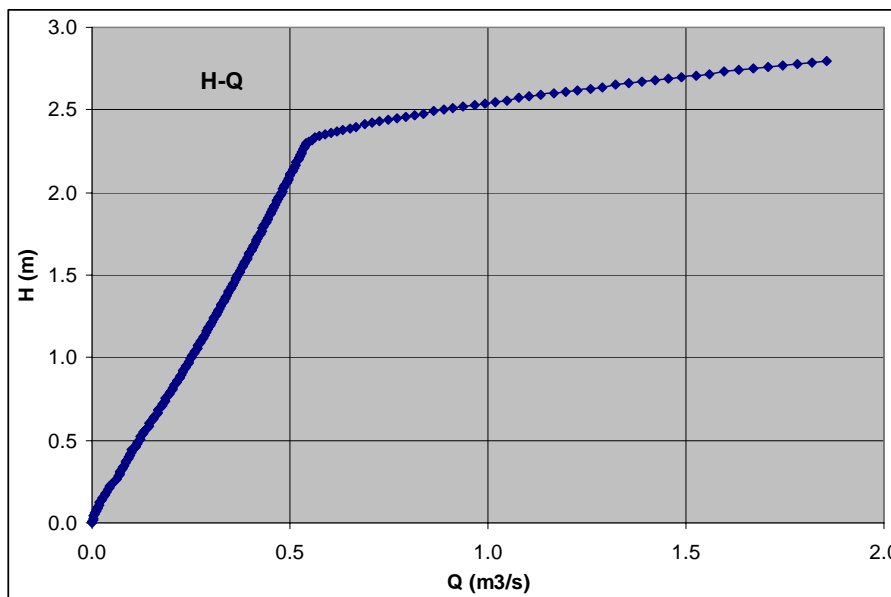


FIGURA 2.2.5 Curva Elevaciones-Gastos construida con el modelo hidráulico.

3. Modelo hidrológico

En este capítulo se hace mención a algunos conceptos teóricos relacionados con el escurrimiento y su medición. Posteriormente se presenta la metodología usada para la obtención de las mediciones de la precipitación y del escurrimiento. También se mencionan los métodos para determinar los datos de lluvia en exceso que se utilizan en el análisis. Finalmente se describen las características y funcionamiento del modelo de simulación.

3.1 Conceptos básicos

En el diseño de obras hidráulicas, la precipitación y el escurrimiento son dos fases del ciclo hidrológico de gran importancia. A continuación se hará una breve sinopsis de estos conceptos.

Ciclo Hidrológico

Uno de los conceptos fundamentales en la hidrología es el “ciclo hidrológico”. El agua que se encuentra en la superficie terrestre, principalmente la de los océanos, se evapora a causa de la radiación solar, el vapor de agua que así se forma se eleva a la atmósfera y se transporta en forma de nubes, hasta que se enfría, se condensa y cae hacia la tierra en forma de lluvia. Durante su trayecto a la superficie de la tierra, el agua precipitada puede volver a evaporarse o alcanzar la superficie, en donde puede ser interceptada por la vegetación, fluir por la superficie hacia las corrientes o bien infiltrarse al subsuelo. El agua interceptada y una parte de la infiltrada y de la que corre por la superficie se evapora nuevamente y una parte del agua que llega a la tierra será aprovechada por los seres vivos. De la precipitación que llega a las corrientes, una parte se infiltra y otra llega a los grandes cuerpos de agua como los lagos y océanos, y a almacenamientos hechos por el hombre. Parte del agua que se infiltra es absorbida por las plantas para posteriormente ser transpirada otra vez a la atmósfera, otra parte fluye de manera subterránea hacia las corrientes o los grandes cuerpos de agua o bien se deposita en zonas profundas creando almacenamientos de agua subterránea.

Hidrograma. Si se mide el volumen de escurrimiento por unidad de tiempo (gasto) que pasa de manera continua por una sección transversal de una corriente, y se dibujan los valores obtenidos contra el tiempo se obtendrá una gráfica como la de la figura 2.4.1. A este tipo de gráfica se le denomina hidrograma (Aparicio, 2001).

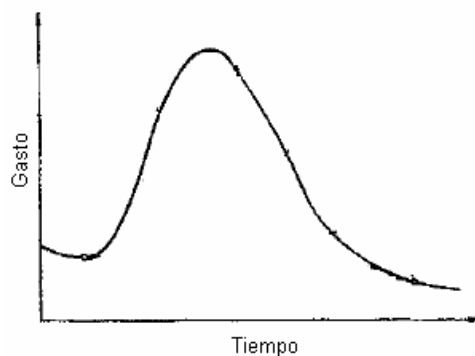


FIGURA 3.1.1. *Forma común de un hidrograma*

La forma de los hidrogramas producidos por diferentes tormentas varía no solo de una cuenca a otra, sino también de una tormenta a otra, pero en general (Aparicio, 2001) se pueden distinguir los siguientes elementos en un hidrograma:

Punto de levantamiento. Es el instante en el que el agua de la tormenta comienza llegar a la salida de la cuenca, esto puede ocurrir al comienzo de la lluvia o hasta cierto tiempo posterior al término de la lluvia, lo cual depende del tamaño y características de la cuenca.

Pico. Es el gasto más grande producido por la tormenta, para fines de diseño de algunas obras es el punto más importante del hidrograma.

Punto de inflexión. Aproximadamente en este punto el escurrimiento solo fluye por las corrientes bien definidas.

Final del escurrimiento directo. A partir de este punto solo se tiene escurrimiento subterráneo. Para efectos prácticos, este punto es difícil de distinguir.

Tiempo pico. Es el intervalo que transcurre desde el punto de levantamiento hasta que se alcanza el gasto máximo en el hidrograma.

Tiempo base. Es el tiempo que transcurre desde el punto de levantamiento hasta el fin del escurrimiento directo, por lo tanto es el tiempo que dura el escurrimiento directo.

Rama ascendente. Es la parte del hidrograma que va desde el punto de levantamiento hasta el pico.

Rama descendente o curva de recesión. Es la parte del hidrograma que va desde el pico hasta el final del escurrimiento directo; también se conoce como curva de vaciado de la cuenca.

Resulta necesario separar el escurrimiento base del escurrimiento directo ya que éste último es el que podemos relacionar directamente con una tormenta, además de que aporta una cantidad mucho más importante de gasto que el escurrimiento base. Existen varios métodos para separar el gasto base del directo, sin embargo influye también de manera relevante el criterio del diseñador.

3.2 Medición del escurrimiento y la precipitación

Para obtener datos de lluvia en la cuenca experimental se instaló en la azotea del edificio 5 de Instituto de Ingeniería un sistema de adquisición de datos. El sistema permite la medición de la altura de precipitación mediante el empleo de un pluviógrafo de balancín, activado para registrar esa altura a cada 0.254 mm. Este aparato se encuentra conectado a un sistema central conformado por una microcomputadora, la cual realiza las funciones de almacenamiento y procesamiento de datos.



FIGURA 3.2.1. Sistema de adquisición de datos, microcomputadora y pluviógrafo.

Los datos se envían localmente a una computadora personal. Se cuenta con un programa que puede funcionar desde el sistema operativo Windows 95 o superior, el cual permite programar y configurar la estación, verificar el estado actual de operación, leer y almacenar los datos de precipitación registrados y almacenarlos con fecha y hora. La forma en que se presentan los datos es como se muestra en la tabla 3.2.1. En el encabezado de la tabla 3.2.1 se muestra la identificación de la estación, así como la fecha y hora en la que inicia la recopilación de datos.

```

RECIBIENDO DATO
HISTOGRAMA
EDIFICIO 5*II-UNAM*02/08/2006*12:59:30*
EVENTO          FECHA
0                3604
0                7205
0                10806
0                14407
0                18008
0                21609
0                25210
0                28811
0                32412
1                34780
2                35137
3                35427
4                35701
4                36013
5                36237
6                36517
7                36853
8                37852
9                38213
10               38743
11               39433
11               39614
12               40318
13               41237
14               41766
15               42412
15               43215
16               43600
16               46816
16               50417
16               54018
16               57619
16               61220
16               64821
16               68422
17               69909
18               70640
19               71153
20               71898
20               72023
20               75624
20               79225

```

TABLA 3.2.1. Datos proporcionados por el pluviógrafo.

El número de eventos que ha registrado el pluviógrafo se muestra en la primera columna, (cada evento representa un giro del balancín del pluviógrafo). Como se

mencionó anteriormente, para que se produzca un giro del balancín se necesita que éste registre una lluvia correspondiente a una altura de precipitación constante definida por el aparato, en este caso dicha altura corresponde a 0.254 mm. (0.01 pulgadas) En la segunda columna se muestra el tiempo acumulado que ha transcurrido desde que se programó el pluviógrafo hasta que se tomó la lectura, en segundos. Para transformar la cantidad de lluvia registrada a mm es necesario multiplicar las mediciones por su factor de conversión a mm, que es 0.254.

De igual forma es importante conocer la fecha y hora en la que se registro la lluvia por lo cual se deben transformar los segundos de la tabla 1.3.1 a una fecha y hora específica en función de la hora inicial mostrada en el encabezado. Esto se logra convirtiendo la cantidad mostrada en la segunda columna a días, horas, minutos y segundos.

Con lo anterior podemos obtener una tabla como la siguiente, en la cual se muestra la altura de lluvia (hp) con la fecha y hora en la que se registró.

hp (mm)	Fecha
0	10/08/2006 13:24
0	10/08/2006 14:24
0	10/08/2006 15:24
0	10/08/2006 16:24
0	10/08/2006 17:24
0	10/08/2006 18:24
0.25	10/08/2006 18:48
0.5	10/08/2006 18:50
0.75	10/08/2006 18:51
1	10/08/2006 18:52
1.25	10/08/2006 18:52
1.5	10/08/2006 18:54
1.75	10/08/2006 18:55
2	10/08/2006 19:00
2	10/08/2006 19:24
2.25	10/08/2006 19:51
2.5	10/08/2006 19:57
2.75	10/08/2006 20:02
3	10/08/2006 20:11
3	10/08/2006 20:24
3.25	10/08/2006 20:28
3.5	10/08/2006 20:33
3.75	10/08/2006 20:39
4	10/08/2006 20:45

TABLA 3.2.2. *Datos de lluvia*

Los datos de lluvia que se muestran en la tabla 3.2.2 se pueden dibujar como una curva que represente la distribución de la lluvia con respecto al tiempo. Esta gráfica es como la mostrada en figura 3.2.2 y recibe el nombre de pluviograma.

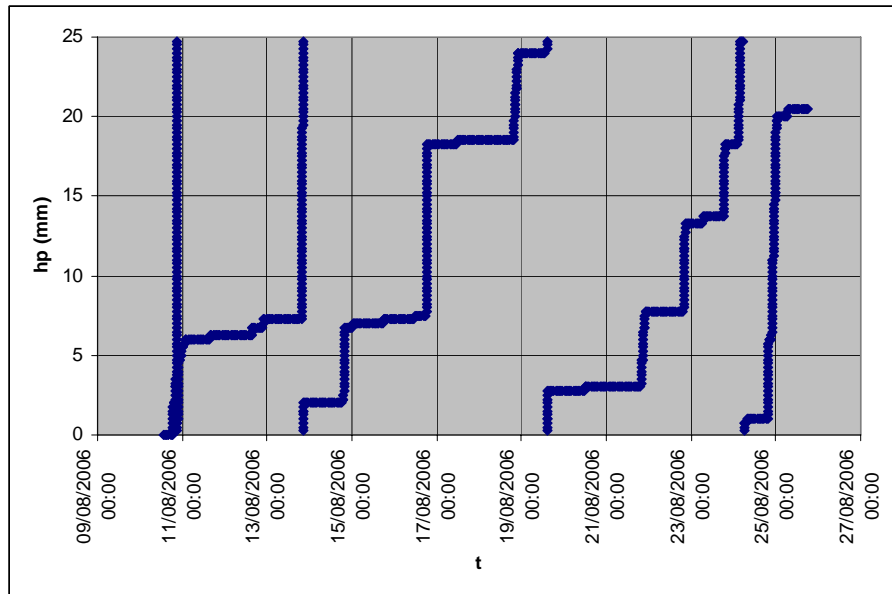


FIGURA 3.2.2. Pluviograma

La figura anterior nos muestra un intervalo de tiempo muy amplio en el cual no es fácil distinguir una lluvia de gran intensidad de una con intensidad baja. Por lo cual es necesario hacer una selección de datos que permita diferenciar la intensidad de una lluvia a otra. En general, el uso de episodios diarios con inicio a las 6 o a las 8 horas en la zona en estudio permite obtener periodos adecuados para separar eventos de precipitación importante, aunque deben incluso buscarse escalas de tiempo inferiores para mejorar la apreciación de la evolución de la intensidad al interior de las tormentas. Como se sabe que la intensidad de precipitación es la cantidad de lluvia que cae en un intervalo de tiempo, se pueden presentar dos o más eventos en los que se registre la misma cantidad de precipitación, pero la diferencia radica en la distribución temporal de dicha precipitación en cada uno de los eventos.

Por ejemplo en las figuras 3.2.3 y 3.2.4 se muestran dos eventos en los cuales se ejemplificará la influencia de la intensidad en el escurrimiento. El primero corresponde a una lluvia que se presentó el 4 de agosto de 2006, en la cual se registró la cantidad de 16.50 mm de precipitación. El segundo evento se presentó el 6 de agosto de 2006 y se registro la misma cantidad de lluvia. Como se puede observar aunque en ambos eventos la cantidad de lluvia es similar, la diferencia de su intensidad es considerable, por lo cual los efectos que causan son completamente diferentes.

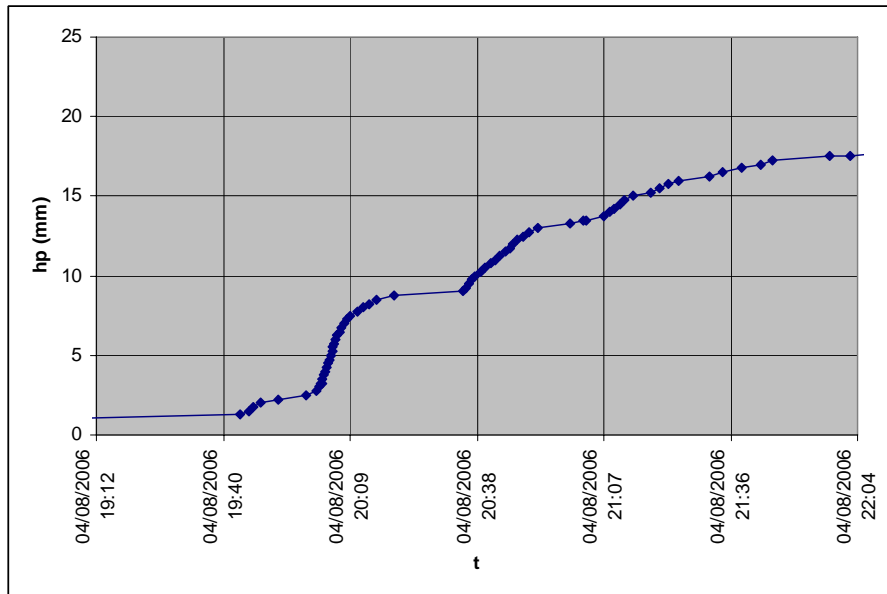


FIGURA 3.2.3. Lluvia ocurrida el 4 de agosto de 2006.

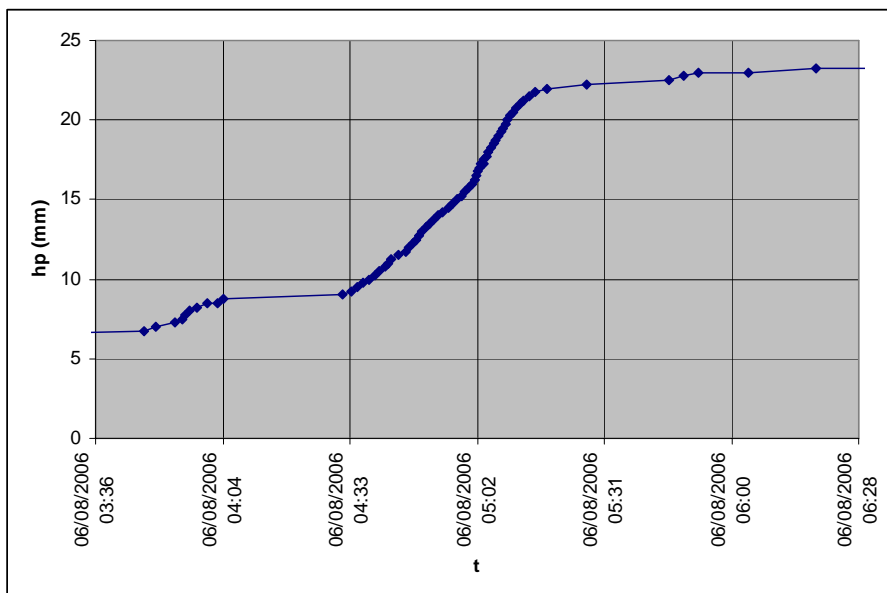


FIGURA 3.2.4. Lluvia ocurrida el 6 de agosto de 2006.

Mas adelante en este apartado se analizará el escurrimiento producido por estas precipitaciones.

Estación hidrométrica. Con el objeto de recabar la información del escurrimiento producido por la lluvia en la cuenca en estudio, se cuenta con una estación hidrométrica instalada en la estructura reguladora de volúmenes de agua en exceso, incrustada en el trayecto del colector de 91 cm de diámetro. En dicha estructura se tiene instalado en dirección vertical un tubo de asbesto-cemento con orificios que permiten el ingreso o la salida del agua al tubo mientras ésta cambia de nivel en la estructura. Dentro de este tubo se alojó un limnigráfo de polea (marca OTT, modelo Thalimedes). El limnigráfo permite medir continuamente el nivel del agua mediante un sistema de cable de flotador con contrapeso, el cual transmite el cambio de nivel del agua a una polea, cuya rotación

se transforma en una señal eléctrica que se transmite a la unidad recolectora de datos a través del cable sensor, donde se interpreta y almacena como valor medido.

La función del limnógrafo es registrar la variación en el nivel de agua que se presenta en la caja para un determinado intervalo de tiempo (dt). Con los niveles observados en la caja a través del limnógrafo y con las ecuaciones que se mostraron en la sección 2.2 se puede obtener el gasto de entrada a la caja (hidrograma de entrada). En el caso particular de este trabajo, el limnógrafo fue configurado para efectuar una lectura a cada minuto, por lo que $dt = 60$ segundos. El motivo por el que se eligió este intervalo de tiempo es para que la información obtenida resulte muy detallada y que la representación que se obtenga de los gastos sea más cercana a la realidad.

En la figura 3.2.5 se muestra un esquema del sistema de cable de flotador con contrapeso y la unidad recolectora de datos

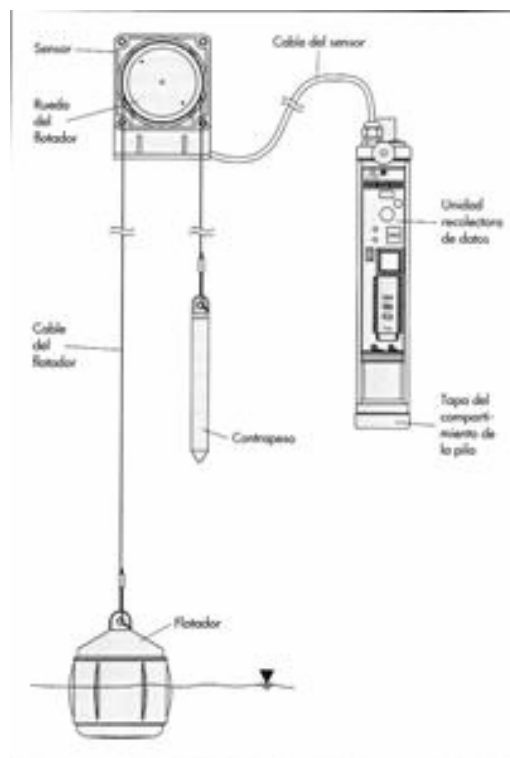


FIGURA 3.2.5 Esquema del sistema de flotador y contrapeso, tomado del manual del limnógrafo.

Hidrométrica. La información recabada por la estación hidrométrica consiste en una serie de mediciones del nivel de agua en la estructura de control, realizadas de manera ininterrumpida a cada minuto. En la tabla 3.2.3 se muestra un ejemplo de datos tal como los proporciona el limnógrafo. En la primera columna se observan los diferentes niveles de agua (H) que se presentan en la estructura de control, en metros. La precisión de las mediciones es de 0.001m (1mm). La segunda y la tercera columnas indican respectivamente la hora y fecha de medición.

H (m)	Hora	Fecha
-0.001	18:20:00	23/06/2006
0.120	18:21:00	23/06/2006
0.140	18:22:00	23/06/2006
0.198	18:23:00	23/06/2006
0.257	18:24:00	23/06/2006
0.341	18:25:00	23/06/2006
0.394	18:26:00	23/06/2006
0.418	18:27:00	23/06/2006
0.463	18:28:00	23/06/2006
0.492	18:29:00	23/06/2006
0.484	18:30:00	23/06/2006
0.463	18:31:00	23/06/2006
0.439	18:32:00	23/06/2006
0.402	18:33:00	23/06/2006
0.372	18:34:00	23/06/2006
0.346	18:35:00	23/06/2006

TABLA 3.2.3 Presentación típica de los datos de escurrimiento.

Otra forma de presentar la información es gráficamente si se dibujan los puntos correspondientes al nivel de agua medido en la caja con su respectiva fecha y hora. Esto proporciona una figura en la cual el eje de las ordenadas se representa el nivel de agua en la caja reguladora, mientras que en el eje de las abscisas se representa el tiempo. Un ejemplo de dicha gráfica se muestra en la figura 3.2.6.

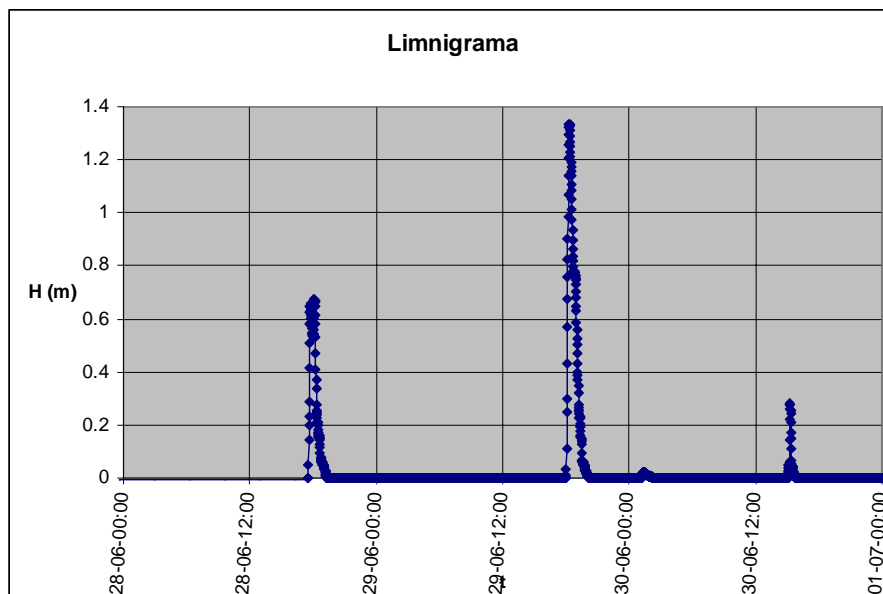


FIGURA 3.2.6. Representación gráfica de los datos de escurrimiento proporcionados por el limnógrafo

Debido a que la duración de la lluvia es relativamente corta en comparación con la duración de un día, gran cantidad de los datos muestran un nivel constante durante periodos prolongados. Inclusive se tienen días enteros en los cuales no se registra variación en el nivel de agua. Por esta razón se hizo una selección de la información para realizar el análisis correspondiente. En la figura 3.2.7 se muestran algunas de las mediciones de los datos de escurrimiento que son útiles para el análisis. Esta selección en particular corresponde al nivel de agua más alto que se tiene en la figura 3.2.6. Con estos datos es posible observar con mayor detalle el comportamiento hidráulico en la estructura de control.

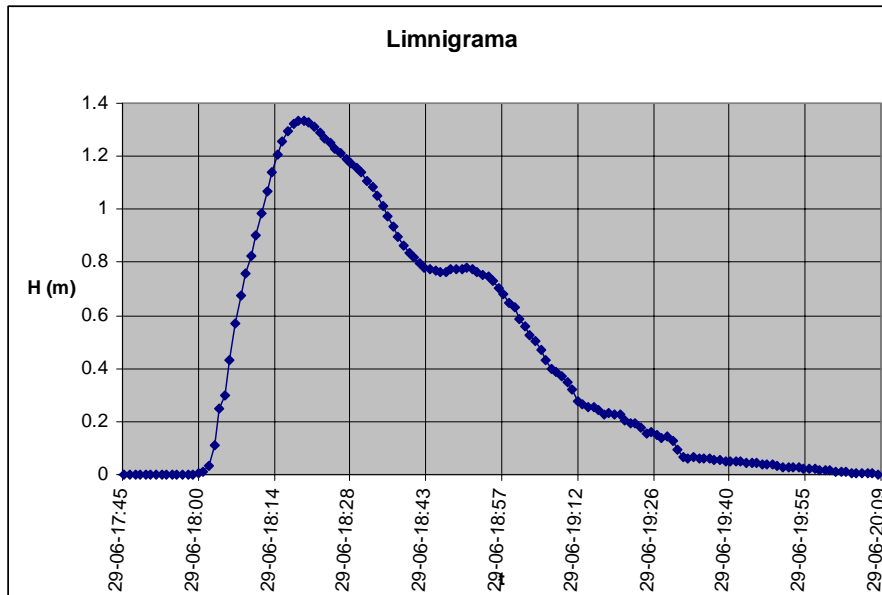


FIGURA 3.2.7. Datos de escurrimiento útiles para el análisis.

Como se mencionó anteriormente, a continuación se compararán los escurrimientos producidos por dos lluvias de similar magnitud pero diferente intensidad. En la figura 3.2.8 se muestra el nivel que se presentó en la estructura de control durante la lluvia del 4 de agosto. En esta figura se observa que el nivel máximo alcanzado fue de alrededor de 22 cm. Por su parte, en la figura 3.2.9 se muestra el nivel que alcanzó el agua en la estructura de control durante la lluvia del 6 de agosto, el cual aumentó considerablemente hasta alcanzar una altura máxima de 0.71 m.

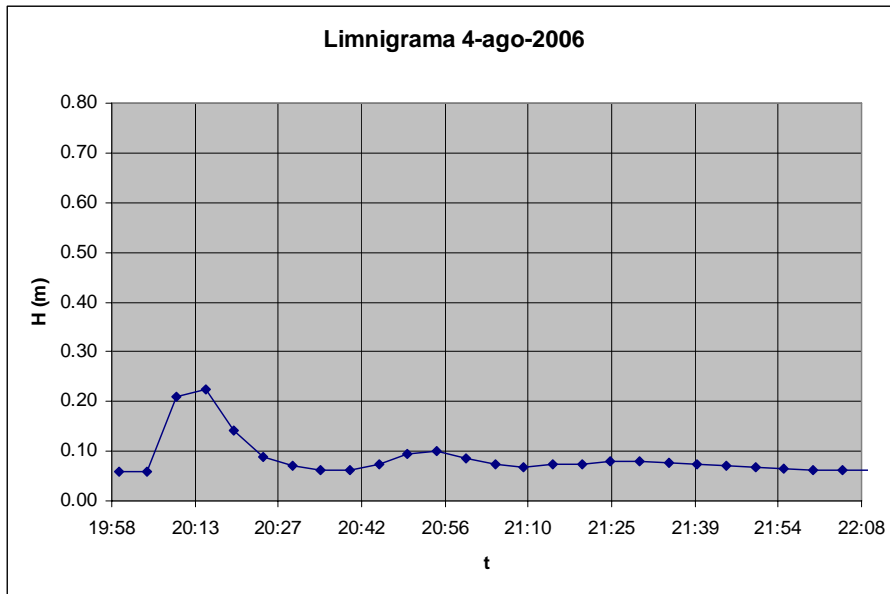


FIGURA 3.2.8. *Escurrencio producido por la lluvia del 4 de agosto de 2006.*

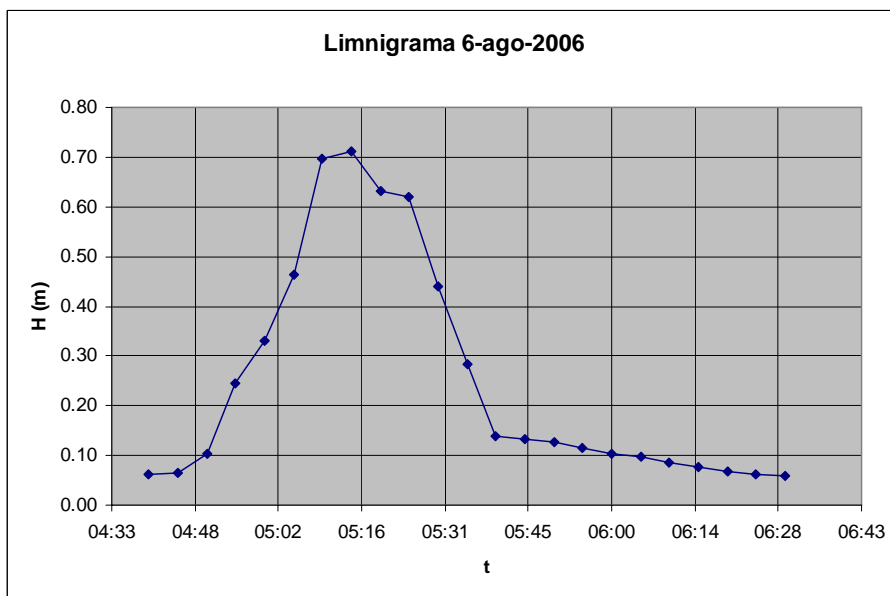


FIGURA 3.2.9. *Escurrencio producido por la lluvia del 6 de agosto de 2006.*

Con lo anterior se evidencia que una lluvia de gran intensidad puede provocar hidrogramas de escurrencio de mayores magnitudes que una de intensidad baja, en las que fluirán importantes volúmenes de agua en menos tiempo. Estos hidrogramas extremos en ocasiones producen efectos nocivos, por lo que resulta necesario caracterizar la respuesta de las cuencas a las lluvias que sean el origen de escurrencios importantes.

3.3 Lluvia en exceso

En términos simples puede decirse que la lluvia en exceso es aquella que provoca un escurrimiento directo sobre la cuenca, lo cual fue evocado al inicio de este capítulo. En este apartado en particular se mencionan los dos criterios utilizados para determinar la lluvia en exceso (Aparicio, 2001). El primero corresponde al uso de un coeficiente de escurrimiento, mientras que con el segundo se determina la parte de la lluvia que se infiltrará en el suelo.

Para modelar el proceso de infiltración existen varios modelos, algunos con bases empíricas y algunos con bases físicas. Los modelos empíricos plantean que la infiltración es decreciente en función del tiempo a partir de un valor inicial, como por ejemplo el modelo de Horton. Los modelos con bases físicas describen de manera simple el movimiento del agua a través del suelo, en función de ciertos parámetros físicos, estos modelos aplican algunas hipótesis como que el suelo es homogéneo, la carga de presión es constante, el nivel freático es horizontal, entre otros (Musy, 2001).

También existen modelos derivados del coeficiente de escurrimiento, que se define como una relación entre la precipitación que cae al suelo y la precipitación que influye en el escurrimiento (Musy, 2001). Entre los modelos que se basan en el coeficiente de escurrimiento se encuentran: Método de Φ constante el cual propone un cierto valor de precipitación Φ y toda la lluvia que se encuentre por debajo de ese parámetro se considera como pérdidas. El método de distribución proporcional o índice W el cual consiste en distribuir por partes la infiltración proporcionalmente a los cuantiles de precipitación. El método de índice mínimo, propone que cuando se alcanzan las condiciones de saturación, la capacidad de infiltración se vuelve constante. También existen otros métodos más elaborados como el propuesto por Soil Conservation Service y el índice de precipitación antecedente (Musy, 2001). Por su simplicidad en este estudio se aplican los criterios de Horton e índice de infiltración proporcional.

Coeficiente de escurrimiento

Utilizando el criterio de distribución proporcional (índice W), que considera como pérdida un porcentaje constante de la lluvia total, es decir, si se tomara un coeficiente de escurrimiento cualquiera, y se tiene una lluvia (representada por ejemplo en forma de hietograma), la lluvia efectiva será el producto del coeficiente por cada una de las barras del hietograma. Se logra así tomar como lluvia efectiva un porcentaje de la lluvia total pero manteniendo la proporcionalidad entre las barras del hietograma.

Para ejemplificar lo anterior, en la figura 3.3.1 se muestra el hietograma que corresponde a la lluvia total registrada en la estación del edificio 5 del Instituto de Ingeniería el 27 de agosto de 2006 y a su lado el hietograma que corresponde a la lluvia efectiva de la misma fecha, si se considera un coeficiente de escurrimiento igual a 0.5.

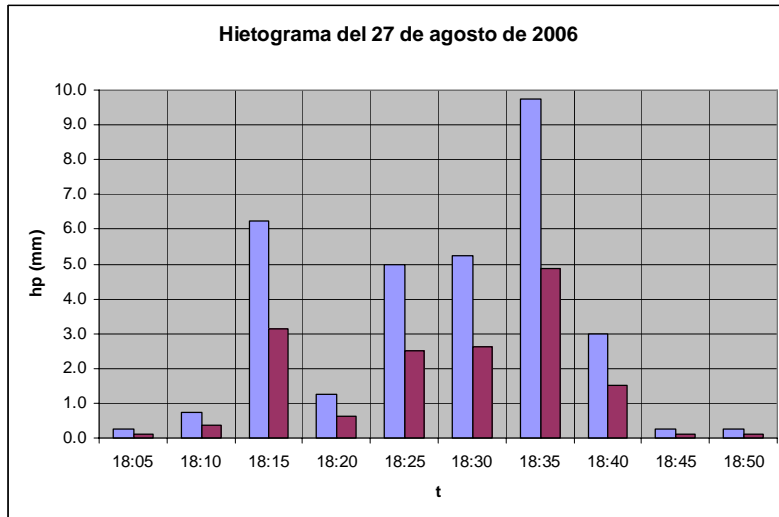


FIGURA 3.3.1 Lluvia total y lluvia en exceso, determinada con el criterio del coeficiente de escurrimiento, correspondiente al evento 27 de agosto de 2006.

Existen algunos métodos para estimar el coeficiente de escurrimiento si se cuenta con los registros simultáneos de lluvias y escurrimientos para tormentas anteriores (Aparicio, 2001). Sin embargo para la cuenca en estudio no se cuenta con registros anteriores ni de lluvia ni de escurrimiento, por lo cual el coeficiente se estimará por tanteos.

Modelo de Infiltración (Fórmula de Horton)

El análisis de la infiltración en el ciclo hidrológico es de importancia básica en la relación entre la precipitación y el escurrimiento, por lo que a continuación se introducen algunos de los conceptos que la definen y los factores que la afectan.

La infiltración es el proceso por el cual el agua penetra desde la superficie del terreno hacia el suelo. En una primera etapa satisface la deficiencia de humedad del suelo en una zona cercana a la superficie, y posteriormente superado cierto nivel de humedad, pasa a formar parte del agua subterránea, saturando los espacios vacíos.

Se denomina capacidad de infiltración a la cantidad máxima de agua que puede absorber un suelo en determinadas condiciones, valor que es variable en el tiempo en función de la humedad del suelo, el material que conforma al suelo, y la mayor o menor compactación que tiene el mismo.

Horton desarrolló una ecuación matemática para definir la curva de capacidad de infiltración f :

$$f = f_0 + (f_0 - f_c)e^{-Kt} \quad (3.3.1)$$

Donde:

- f_0 : Capacidad de infiltración inicial ó máxima, en mm/h.
- f_c : Capacidad de infiltración básica ó mínima, en mm/h.
- K : Constante de decaimiento, en 1/min.
- t : Tiempo desde el inicio de la lluvia, en minutos.

Los valores de f_0 , f_c y K están asociados a los suelos y a su cobertura vegetal. Se determina f_0 en suelo completamente seco y f_c en suelo totalmente saturado.

Horton establece que la capacidad de infiltración se manifiesta como muestra la curva, solo si la intensidad de la precipitación es mayor que la capacidad de infiltración del suelo analizado.

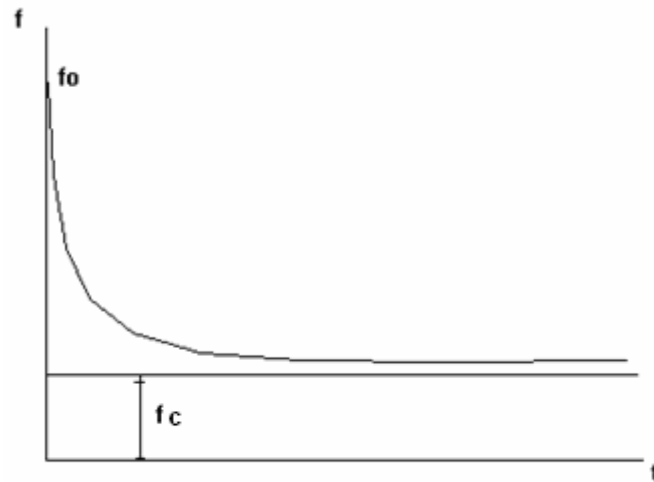


FIGURA 3.3.2 Representación gráfica de la fórmula de Horton.

Para ilustrar lo anterior se usará también el evento del 27 de agosto de 2006. En la figura 3.3.3 se muestra el hietograma de la lluvia total, además de la gráfica correspondiente a la fórmula de Horton usando los valores más frecuentes para los parámetros f_0 , f_c y k ; en dicha figura se puede apreciar cómo algunas barras del hietograma se encuentran por debajo de la curva de infiltración, debido a lo cual dichas barras no contribuirán al escurrimiento. De igual forma que con el coeficiente de escurrimiento, en la figura 3.3.4 se muestran el hietograma que corresponde a la lluvia total registrada y a su lado el hietograma que corresponde a la lluvia efectiva obtenida con el criterio de Horton.

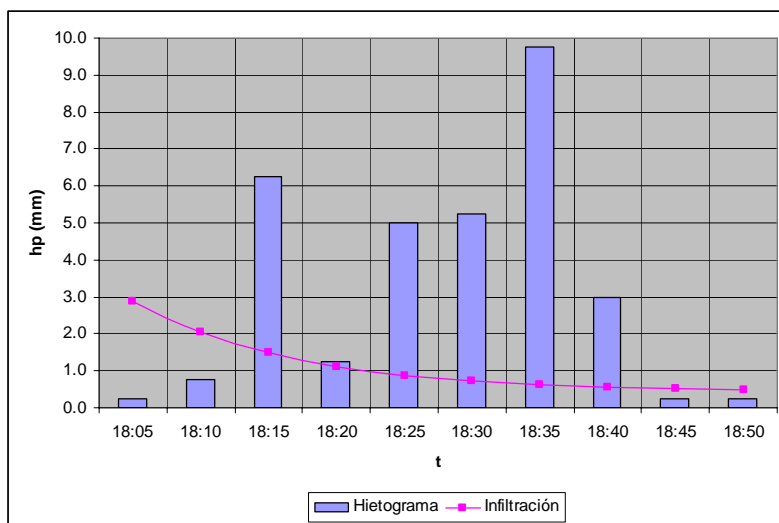


FIGURA 3.3.3 Hietograma correspondiente a la lluvia del 27 de agosto de 2006 junto con la curva de infiltración.

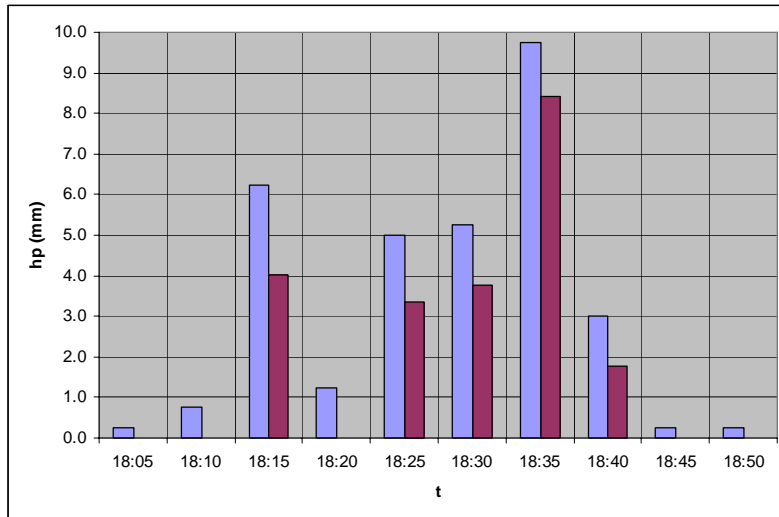


FIGURA 3.3.4 Lluvia total y lluvia en exceso, determinada con el criterio de infiltración de Horton, correspondiente al evento 27 de agosto de 2006.

3.4. Modelo de simulación

Para poder llevar a cabo la simulación del modelo hidrológico a partir de los datos de precipitación con los que se cuenta, fue necesario el uso de software especializado. Se utilizó un programa elaborado por la Coordinación de Hidráulica del Instituto de Ingeniería de la UNAM, el cual construye un hidrograma a partir de un los datos de lluvia en exceso y de un hidrograma unitario. Se usó el hidrograma unitario adimensional construido con el método del Soil Conservation Service (SCS) (Domínguez *et al.*, 2004). En la tabla 3.4.1 y en la figura 3.4.1, se muestra de forma tabular y gráfica respectivamente, el hidrograma unitario adimensional del SCS.

t/tp	q/qp
0	0
0.1	0.03
0.3	0.19
0.4	0.31
0.6	0.66
0.7	0.82
0.8	0.93
0.9	0.99
1	1
1.1	0.99
1.2	0.93
1.3	0.86
1.5	0.68
1.7	0.46
1.9	0.33
2.2	0.21
2.6	0.11
3.2	0.04
5	0

TABLA 3.4.1 Hidrograma unitario adimensional del SCS (forma tabular).

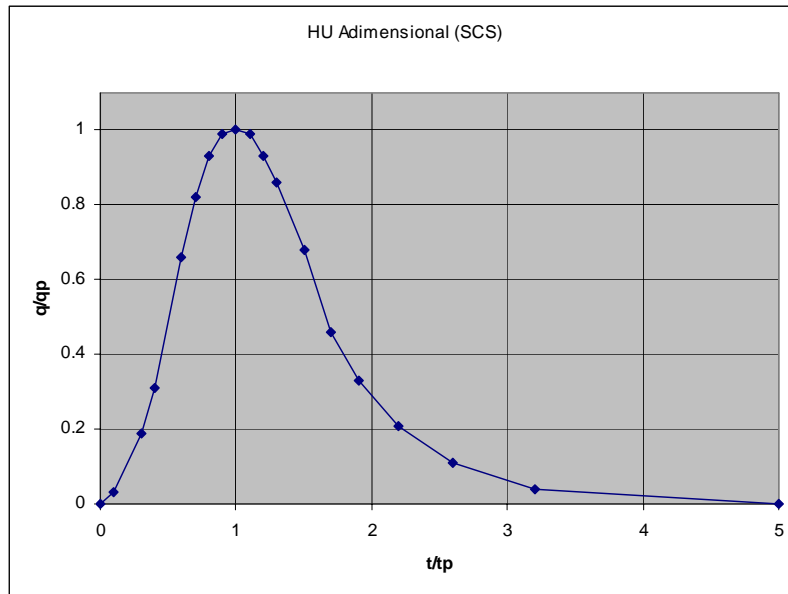


FIGURA 3.4.1 Hidrograma unitario adimensional del SCS (forma gráfica).

Para poder obtener el hidrograma unitario de una cuenca particular se obtienen primero el tiempo y gasto pico de la cuenca, a partir de las características fisiográficas de la cuenca, como lo muestran las siguientes expresiones:

$$t_c = 0.0003245 \left(\frac{L}{\sqrt{S}} \right)^{0.77} \quad (3.4.1)$$

$$t_r = 0.6t_c \quad (3.4.2)$$

$$t_p = \frac{d_e}{2} + t_r \quad (3.4.3)$$

$$q_p = 0.208 \frac{A}{t_p} \quad (3.4.4)$$

Donde:

t_c , es el tiempo de concentración, en horas

L , es la longitud del cauce principal, en m

S , es la pendiente del cauce principal en decimales, adimensional

t_r , es el tiempo de retraso, en horas

d_e , es la duración en exceso, en horas; para este estudio se selecciono

$d_e = 5 \text{ min} = 0.083 \text{ h}$.

t_p , es el tiempo de pico del hidrograma unitario, en horas

q_p , es el gasto pico del hidrograma unitario, en $\text{m}^3/\text{s}/\text{mm}$

A , es el área de la cuenca en km^2

En la tabla 3.4.2 se resumen las características fisiográficas de la cuenca.

L (m)	A (km ²)	S
815	0.107	0.01106

TABLA 3.4.2 Características fisiográficas de la microcuenca.

Una vez que se tienen las características fisiográficas de la cuenca se aplican las expresiones 3.4.1-3.4.4 para obtener el tiempo y gasto de pico que se usarán en la elaboración del hidrograma unitario sintético de la cuenca en estudio. En la tabla 3.4.3 se muestran los resultados obtenidos al aplicar las expresiones mencionadas.

tc (h)	tr (h)	de (h)	tp (h)	qp (m ³ /s/mm)
0.320	0.192	0.083	0.234	0.095

TABLA 3.4.3 Parámetros determinados con las ecuaciones 3.4.1-3.4.4

Los valores calculados de t_p y q_p se multiplican por las columnas correspondientes del hidrograma unitario adimensional del SCS (tabla 3.4.1) y de esa forma se obtiene el hidrograma unitario sintético. Como se usará en el estudio un intervalo de tiempo de 5 minutos, se interpoló el hidrograma unitario sintético para obtener los valores correspondientes a ese lapso.

En la figura 3.4.2 se observa el hidrograma unitario sintético, obtenido a partir de las características fisiográficas de la cuenca y de las expresiones mencionadas anteriormente, interpolado a cada 0.083 h (5 minutos).

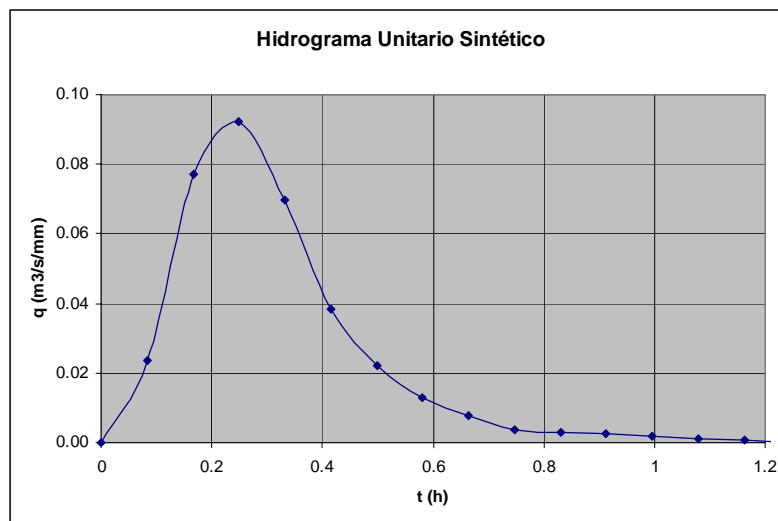


FIGURA 3.4.2 Forma gráfica del HU de la cuenca experimental.

Además de lo mencionado anteriormente se debe corroborar que se cumple el concepto de que el área bajo la curva del hidrograma corresponde al volumen de escurrimiento, el cual debe ser igual al área de la cuenca multiplicada por un milímetro de lluvia. Esto se confirma de la siguiente manera:

El área bajo la curva del hidrograma unitario obtenido corresponde a un volumen V_1 el cual se obtiene sumando las ordenadas del hidrograma y multiplicando la suma por el intervalo de tiempo.

$$V_1 = (\sum q_i) * dt \quad (3.4.5)$$

Por otra parte se tiene que al multiplicar el área de la cuenca por un milímetro de lluvia se obtendrá un volumen de escurrimiento V_2 .

$$V_2 = A * 1 \text{mm} \quad (3.4.6)$$

Una vez obtenidos los volúmenes V_1 y V_2 se obtiene un coeficiente de corrección K como el cociente de los volúmenes, así entonces:

$$K = \frac{V_2}{V_1} \quad (3.4.7)$$

En el caso de este estudio se tiene que $K = 0.976$, entonces se multiplican las ordenadas del hidrograma por el coeficiente K y se obtiene el hidrograma unitario corregido el cual se usará en los archivos de entrada para el programa.

t	q
0	0.00000
0.083	0.02370
0.166	0.07699
0.249	0.09213
0.332	0.06983
0.415	0.03822
0.498	0.02213
0.581	0.01291
0.664	0.00763
0.747	0.00379
0.830	0.00310
0.913	0.00248
0.996	0.00186
1.079	0.00124
1.162	0.00062
1.245	0.00000

TABLA 3.4.4 *Hidrograma Unitario Sintético interpolado y corregido.*

Una vez que se cuenta con los datos necesarios se procede a la elaboración de los archivos de entrada para el programa, en formato de archivo de texto, correspondientes a cada evento simulado. Los archivos están conformados por los datos de lluvia en exceso y las ordenadas del hidrograma unitario. Se procede a ejecutar el programa respetando el formato de ingreso de datos al programa. Una vez hecha la simulación el programa despliega una ventana en donde muestra los resultados, los cuales son también almacenados en archivos de datos fácilmente aprovechables. En el capítulo 5 se presentarán estos resultados.

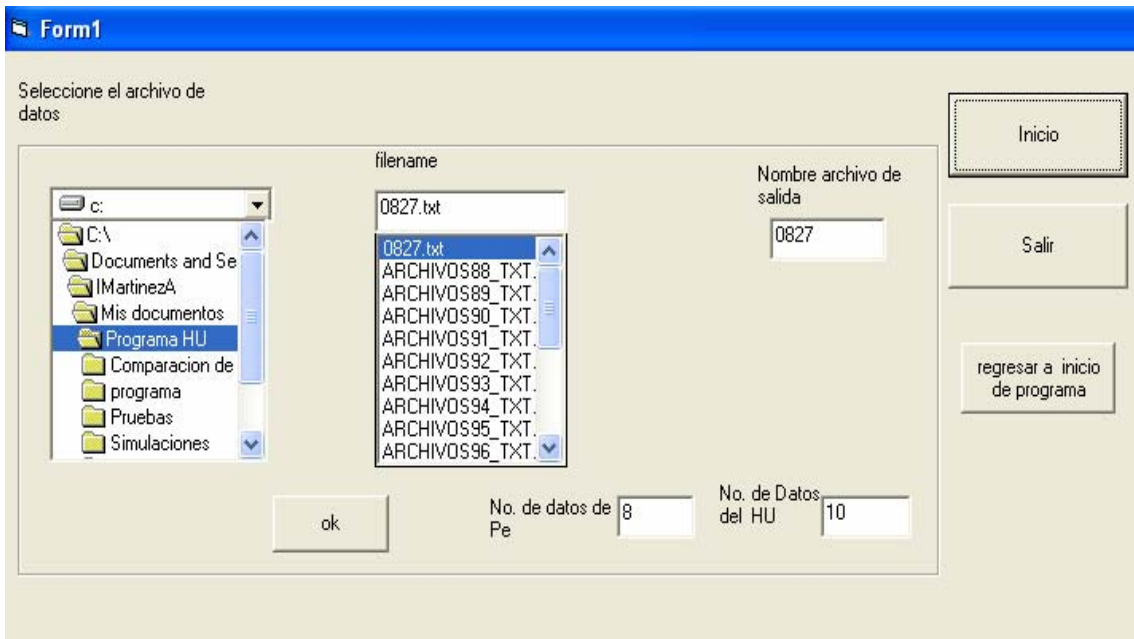


FIGURA 3.4.3 Ventana de inicio del programa.

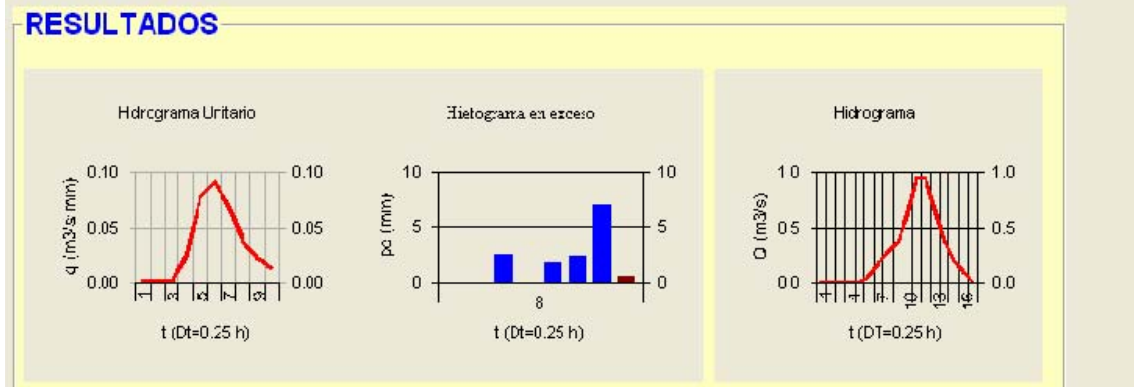
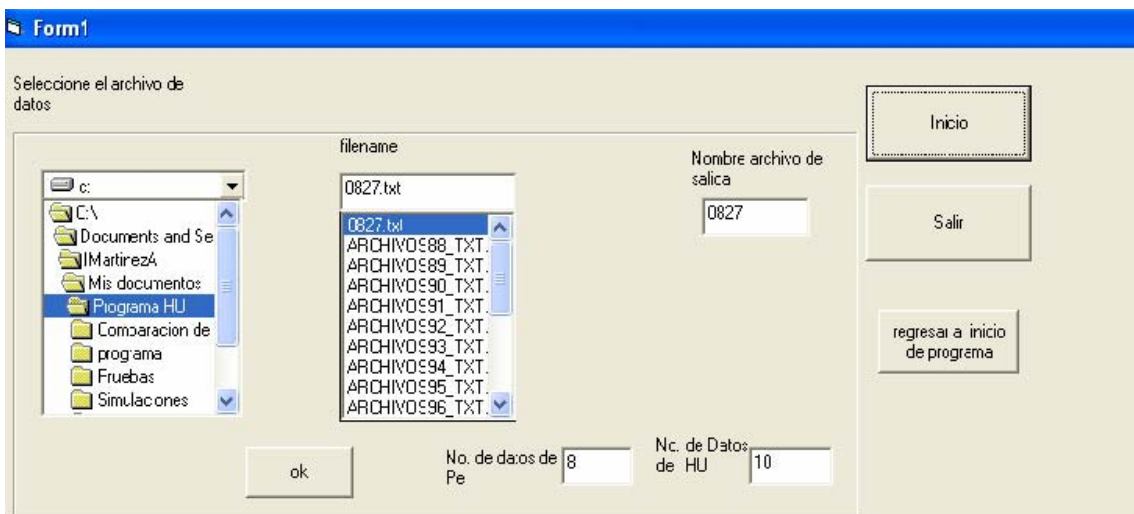


FIGURA 3.4.4 Ventana de resultados dada por el programa.

4. Estudio de frecuencias de los eventos

Cuando se desea diseñar alguna estructura hidráulica expuesta a la llegada de caudales extremos es necesario realizar una evaluación de la frecuencia con la que éstos pueden ocurrir. Para los estudios de frecuencia en las cuencas es común utilizar las mediciones de los escurrimientos máximos observados en una sección transversal de la conducción cercana al sitio en el que se pretende construir esa obra. Sin embargo muchas veces sucede que no se cuenta con información suficiente para hacer este tipo de análisis, lo cual ocurre en el ámbito de este trabajo. A pesar de ello, sí se cuenta con registros de precipitación que pueden ser utilizados para estudiar la frecuencia de eventos importantes. Además, si se acepta que la respuesta hidrológica de una cuenca con alto grado de impermeabilización tiene una relación lineal con la ocurrencia de la precipitación, entonces podrá ligarse la frecuencia de la lluvia con la de los escurrimientos que produce.

En este capítulo se muestra el método que se utiliza en este estudio para la determinación de las curvas intensidad-duración-periodo de retorno; el objetivo es asociar periodos de retorno a los escurrimientos registrados en la cuenca experimental, a partir de los periodos de retorno obtenidos de los datos de precipitación. También se describe la metodología que se usó para asociar un periodo de retorno a cada uno de los eventos registrados en la cuenca experimental.

4.1 Curvas intensidad-duración-periodo de retorno (i-d-T)

La intensidad de la lluvia se define como la cantidad de agua de lluvia que cae, en un punto, por unidad de tiempo y es inversamente proporcional a la duración de la tormenta. Por su parte, la duración de la tormenta es el tiempo que transcurre desde que inicia la precipitación de la tormenta hasta que ésta cesa (Aparicio, 2001).

Las curvas intensidad-duración-periodo de retorno (I-d-T) se definen como la relación que existe entre la intensidad de precipitación media para una cierta duración y la frecuencia de ocurrencia (inverso del periodo de retorno); estas curvas son herramientas ampliamente utilizadas en ingeniería para fines de planeación, diseño y operación de los proyectos hidráulicos, así como para la protección de obras de ingeniería contra escurrimientos máximos. Esto incluye todo tipo de estructuras hidráulicas, como son presas, alcantarillas, sistemas municipales de alcantarillado, vertedores, puentes y sistemas de drenaje agrícola (Aparicio, 2001).

En este capítulo se presenta un modelo matemático no lineal que estima las curvas i-d-T de la lluvia (Aparicio, 2001), el cual se ajustó a registros de lluvia de algunas estaciones pluviométricas; dichas estaciones tienen un funcionamiento similar a la que se encuentra en el edificio 5 del Instituto de Ingeniería (para ver su funcionamiento ver apartado 3.2). Para esto se utilizaron datos de precipitación de las tormentas más intensas de cada año, registradas por cuatro estaciones pluviométricas, entre los años 1993-2005. Dichas estaciones pertenecen a la red de 78 pluviógrafos del Sistema de Aguas de la Ciudad de México (SACM). Las estaciones se encuentran conectadas a una unidad central en la que se recopilan registros de lluvia diarios mediante transmisión radial; la información recabada es compilada en archivos de texto con un formato estándar con los registros de 24 horas.

Las estaciones pluviométricas de donde se obtuvo la información son las más cercanas a la cuenca en estudio (estaciones 17, 18, 27 y 34). Debe señalarse que aunque se contó con datos de la estación 75, esta no fue considerada para el análisis debido a que no cuenta con el registro de datos suficiente. Se debe aclarar también que los datos de precipitación obtenidos del pluviógrafo del edificio 5 del Instituto de Ingeniería no se contemplan para la obtención de las curvas i-d-T debido a que solamente se cuenta con los registros del año 2006.

Antes de obtener las curvas correspondientes a cada estación se determinó la influencia de cada estación sobre la cuenca, con ayuda del método de los Polígonos de Thiessen (Aparicio, 2001); en la figura 4.1.1 se muestra la distribución de estaciones pluviométricas utilizadas en el estudio con sus respectivas áreas de influencia.



FIGURA 4.1.1 *Áreas de influencia de las estaciones pluviométricas de la red del SACM cercanas (Polígonos de Thiessen) a la cuenca en estudio (círculo).*

Debido al tamaño de la cuenca en estudio, el resultado nos indica que la cuenca se encuentra dentro del área de influencia de la estación 18 únicamente, con lo cual se desperdiciaría una gran cantidad de datos. Se procedió entonces a obtener las curvas para las cuatro estaciones, además una ecuación promedio a partir de los valores que se encuentren en los análisis que se presentan a continuación.

Una vez que se cuenta con los registros de lluvia es posible seleccionar los datos para obtener de ellos la intensidad de la lluvia en el intervalo de tiempo que nos interese, con esto conocida la intensidad de la lluvia, i , para la duración, d , y el período de retorno correspondiente T , se pueden resolver las ecuaciones correspondientes para cada estación.

El método mostrado (Aparicio, 2001) relaciona simultáneamente las tres variables a través de una familia de curvas de ecuación:

$$i = \frac{kT^m}{(d+c)^n} \quad (4.1.1)$$

Donde k, m, n y c son constantes calculadas mediante un análisis de correlación lineal múltiple.

Al tomar logaritmos de la ecuación (4.1.1) se tiene:

$$\log i = \log k + m \log T - n \log (d+c) \quad (4.1.2)$$

Al efectuar un cambio de variables la ecuación (4.1.2) resulta:

$$y = a_0 + a_1x_1 + a_2x_2 \quad (4.1.3)$$

Donde:

$$\begin{aligned} y &= \log i & a_2 &= -n \\ a_0 &= \log k & x_2 &= \log (d+c) \\ a_1 &= m \\ x_1 &= \log T \end{aligned}$$

Cuando se dibujan, en escala logarítmica, los datos registrados de intensidad de lluvia, duración y periodo de retorno generalmente se agrupan en torno a líneas rectas. Si esto ocurre, el valor de c puede considerarse igual a cero.

Para realizar el ajuste por correlación lineal múltiple para tres tipos de datos, se obtiene un sistema de ecuaciones de la siguiente forma:

$$\begin{aligned} Na_0 + a_1\sum x_1 + a_2\sum x_2 &= \sum y \\ a_0 \sum x_1 + a_1\sum(x_1^2) + a_2\sum(x_1x_2) &= \sum(x_1y) \\ a_0 \sum x_2 + a_1\sum(x_1x_2) + a_2\sum(x_2^2) &= \sum(x_2y) \end{aligned}$$

Donde N es el número de datos y las incógnitas son: a_0 , a_1 , a_2 . Por su parte y , x_1 y x_2 , son los logaritmos de la intensidad, del periodo de retorno y de la duración, respectivamente, obtenidos de un registro de precipitación.

Una vez evaluados los coeficientes a_0 , a_1 , a_2 se pueden evaluar los parámetros de la ecuación (4.1.1)

Las curvas i-d-T fueron obtenidas para cada una de las cuatro estaciones mencionadas. A continuación se describe el método utilizado para llegar al sistema de ecuaciones y posteriormente obtener la curva i-d-T correspondiente a cada estación.

- o Se obtienen las intensidades máximas anuales en mm/h, correspondientes a las siguientes duraciones: 5, 10, 15, 20, 30, 45, 60, 120, 180, 360 y 720 minutos.

- Una vez obtenidas las intensidades se les asigna un periodo de retorno, para lo cual se ordenan de mayor a menor. El periodo de retorno es asignado de acuerdo con la ecuación:

$$T = \frac{n+1}{m} \quad (4.1.4)$$

Donde m , es el número de orden de los datos en la lista de mayor a menor
 n , es el número de datos

- Se determina si es posible considerar el valor de la constante c igual a cero, lo cual se hace de la siguiente manera: ya que se asignó un periodo de retorno a las intensidades máximas de las cuatro estaciones, estos puntos se dibujan como se muestra en la figura 4.1.2, en donde se puede apreciar que los datos se acercan aceptablemente a una línea recta, por lo cual se considera que $c = 0$.

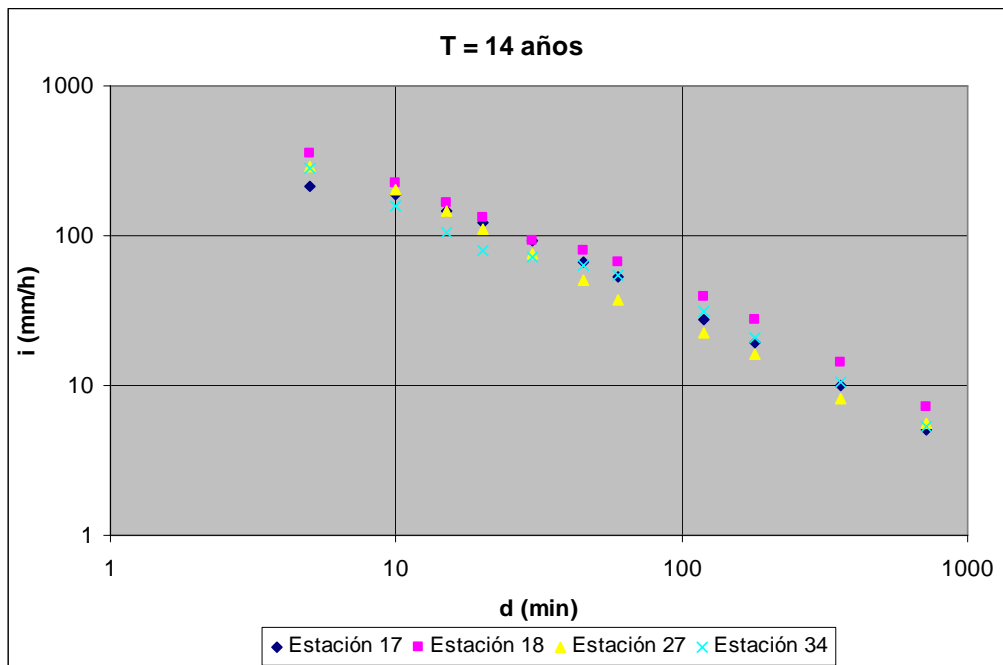


FIGURA 4.1.2 Intensidades máximas con $T = 14$ años, correspondientes a las cuatro estaciones.

- Posteriormente se calculan los valores de y , x_1 y x_2 además de sus productos y sus cuadrados, para los cuales se obtendrán las sumatorias indicadas en el sistema de ecuaciones.
- Con la resolución del sistema de ecuaciones se obtienen los parámetros correspondientes a cada estación para sustituirlos en la ecuación (4.1.1), la cual será el modelo matemático que nos proporcionará las curvas i - d - T .
- Conocidas la intensidad y el periodo de retorno, para diferentes duraciones, se sustituyen estos datos en la ecuación (4.1.1) y se dibujan los resultados obtenidos, lo que corresponde a las curvas i - d - T .

A continuación se muestran los sistemas de ecuaciones y el modelo matemático para la obtención de las curvas i-d-T, correspondientes a cada estación:

i-d-T Estación 17

$$\begin{aligned} 143 a_0 + 56.159 a_1 + 244.825 a_2 &= 217.165 \\ 56.159 a_0 + 36.642 a_1 + 96.148 a_2 &= 89.870 \\ 244.825 a_0 + 96.148 a_1 + 477.744 a_2 &= 330.584 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} a_0 = \log k & & a_1 = m & & a_2 = -n & & k = 10^{2.5996} = 397.74 \\ & & a_0 = 2.5996 & & & & m = 0.3143 \\ & & a_1 = 0.3143 & & & & n = 0.7035 \\ & & a_2 = -0.7035 & & & & \end{aligned}$$

Por lo tanto la ecuación será:

$$i = \frac{397.74T^{0.3143}}{d^{0.7035}} \quad (4.1.5)$$

i-d-T Estación 18

$$\begin{aligned} 143 a_0 + 56.159 a_1 + 244.825 a_2 &= 218.893 \\ 56.159 a_0 + 36.642 a_1 + 96.148 a_2 &= 92.263 \\ 244.825 a_0 + 96.148 a_1 + 477.744 a_2 &= 334.767 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} a_0 = \log k & & a_1 = m & & a_2 = -n & & k = 10^{2.5298} = 338.69 \\ & & a_0 = 2.5298 & & & & m = 0.4318 \\ & & a_1 = 0.4318 & & & & n = 0.6826 \\ & & a_2 = -0.6826 & & & & \end{aligned}$$

Por lo tanto la ecuación será:

$$i = \frac{338.69T^{0.4318}}{d^{0.6826}} \quad (4.1.6)$$

i-d-T Estación 27

$$\begin{aligned} 143 a_0 + 56.159 a_1 + 244.825 a_2 &= 206.140 \\ 56.159 a_0 + 36.642 a_1 + 96.148 a_2 &= 85.593 \\ 244.825 a_0 + 96.148 a_1 + 477.744 a_2 &= 309.001 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} a_0 = \log k & & a_1 = m & & a_2 = -n & & k = 10^{2.6002} = 328.1 \\ & & a_0 = 2.6002 & & & & m = 0.3179 \\ & & a_1 = 0.3179 & & & & n = 0.7497 \\ & & a_2 = -0.7497 & & & & \end{aligned}$$

Por lo tanto la ecuación será:

$$i = \frac{398.29T^{0.3179}}{d^{0.7497}} \quad (4.1.7)$$

i-d-T Estación 34

$$\begin{aligned}143 a_0 + 56.159 a_1 + 244.825 a_2 &= 209.611 \\56.159 a_0 + 36.642 a_1 + 96.148 a_2 &= 87.466 \\244.825 a_0 + 96.148 a_1 + 477.744 a_2 &= 316.927\end{aligned}$$

$$\begin{array}{lll}a_0 = \log k & a_1 = m & a_2 = -n \\a_0 = 2.5528 & & k = 10^{2.5298} = 357.11 \\a_1 = 0.3528 & & m = 0.3528 \\a_2 = -0.7158 & & n = 0.7158\end{array}$$

Por lo tanto la ecuación será:

$$i = \frac{357.11T^{0.3528}}{d^{0.7158}} \quad (4.1.8)$$

Para la obtención de las curvas i-d-T promedio se tomó la media de los parámetros correspondientes a las cuatro estaciones y se obtiene una terna de parámetros promedio con los cuales se construyeron las curvas i-d-T que se utilizaron en el análisis. La terna de parámetros promedio es la siguiente:

$$\mathbf{k = 372.9575} \quad \mathbf{m = 0.3542} \quad \mathbf{n = 0.7129}$$

Por lo tanto la ecuación a utilizar es:

$$i = \frac{372.9575T^{0.3542}}{d^{0.7129}} \quad (4.1.9)$$

Donde:
i, intensidad, en mm/h
T, periodo de retorno, en años
D, duración, en minutos

Para determinar la representatividad de las curvas i-d-T promedio, se realizó una comparación entre los datos de intensidad máxima, correspondientes a cada estación, y la curva promedio para dos diferentes periodos de retorno. En las siguientes figuras se muestran los datos de las cuatro estaciones y la curva obtenida con la terna de parámetros promedio, correspondientes a los periodos de retorno de 14 y 2 años respectivamente.

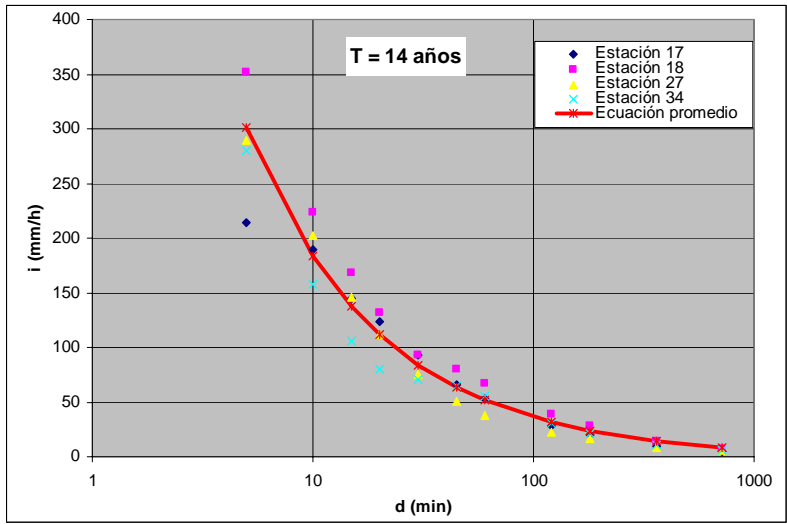


FIGURA 4.1.3 Curvas *i-d* correspondientes a un periodo de retorno de 14 años.

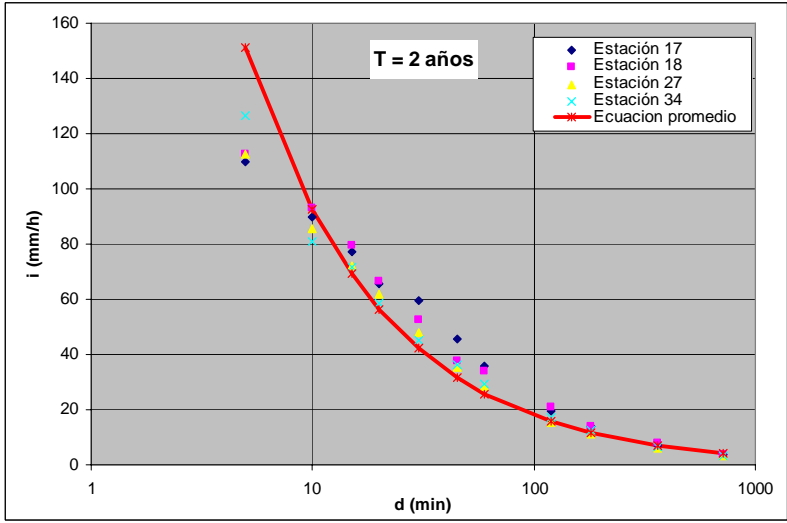


FIGURA 4.1.4 Curvas *i-d* correspondientes a un periodo de retorno de 2 años.

Como se puede apreciar en las figuras anteriores, la curva promedio representa de forma aceptable a las cuatro estaciones, por lo que se utilizará para la obtención de las curvas que se utilizarán en el análisis.

Una vez que se conoce la ecuación se proponen las duraciones de 5, 10, 15, 20, 30, 60 y 120 minutos y los periodos de retorno correspondientes a 14, 10, 5, 2 y 1 años. Con la duración (*d*) y el periodo de retorno (*T*) propuestos, se obtienen las intensidades correspondientes y se dibujan los resultados, tal como se muestra en la figura 4.1.4.

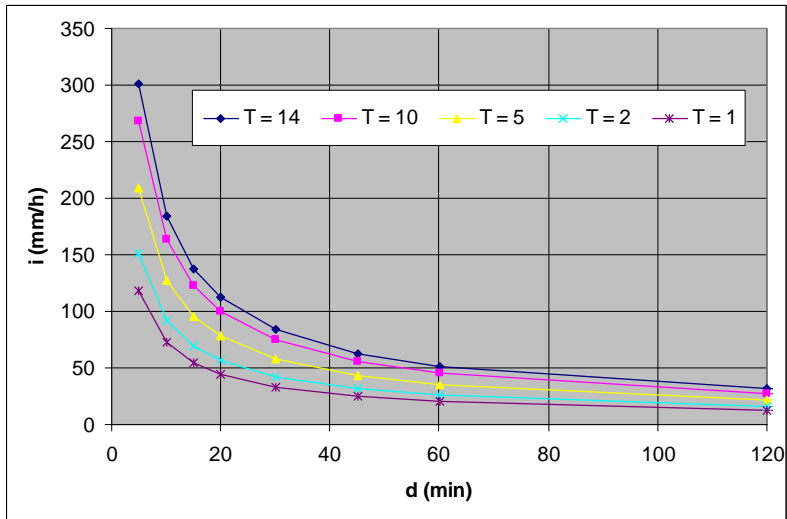


FIGURA 4.1.4 *Curvas i-d-T promedio.*

4.2 Ajuste de eventos.

En este apartado del capítulo se realiza una comparación entre los eventos de lluvia registrados por el pluviógrafo del edificio 5 del Instituto de Ingeniería y las curvas i-d-T promedio obtenidas en el apartado anterior.

Para tal efecto es necesario determinar las intensidades máximas de cada evento, correspondientes a diferentes duraciones, lo que se consigue acumulando la cantidad de precipitación que cayó durante intervalos de tiempo sucesivos e iguales y seleccionando el valor más grande. Posteriormente se dibujan estos resultados para compararlos con las curvas i-d-T promedio, como se muestra a continuación.

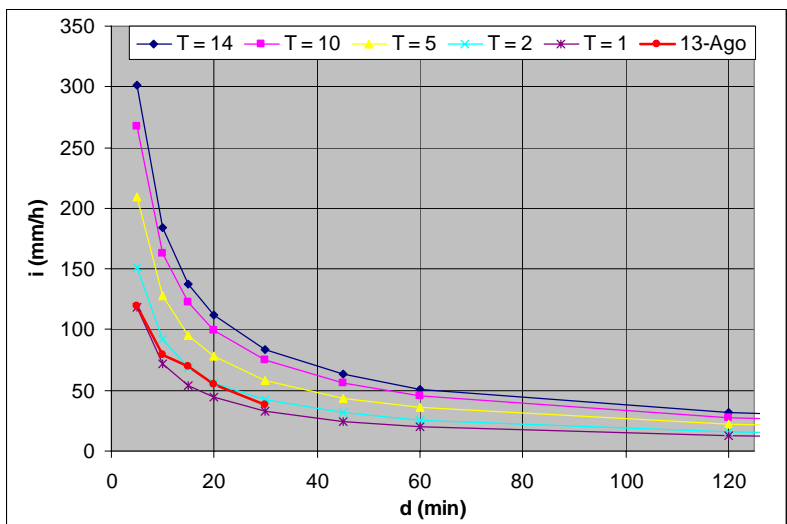


FIGURA 4.2.1 *Comparación entre las curvas i-d-T obtenidas y las intensidades máximas del evento correspondiente al 13 de agosto de 2006.*

Como se puede apreciar en la figura 4.2.1, la distribución de las intensidades de un evento en particular no se ajusta a una sola curva i-d. Por ello es necesario asociar un periodo de retorno a cada una de las intensidades de cada evento, lo cual se consigue de la siguiente forma. De la ecuación 4.1.9 se despeja el periodo de retorno y resulta la expresión:

$$T = \left(\frac{i * d^{0.7129}}{372.96} \right)^{\frac{1}{0.3542}} \quad (4.2.1)$$

que puede usarse en cada evento con su respectiva duración e intensidades máximas.

Con la ecuación 4.2.1 se determinan los periodos de retorno de cada evento correspondientes a duraciones de 5, 10, 15 y 20 minutos. A continuación se muestra una tabla con los resultados para el evento mostrado anteriormente, correspondiente al 13 de agosto de 2006.

d (min)	i max (mm)	T (años)
5	120.00	1.04
10	79.50	1.31
15	70.00	2.07
20	54.75	1.85

TABLA 4.2.1 *Intensidad máxima y periodo de retorno correspondiente a diferentes duraciones para el evento de 13-ago-2006.*

Con lo anterior es posible asociar un periodo de retorno a cada uno de los eventos registrados en la cuenca. En el siguiente capítulo se presentan los resultados de la aplicación de esta metodología a los eventos registrados en la cuenca experimental.

5. Resultados.

En el presente capítulo se presentan los hidrogramas de entrada a la estructura de control obtenidos con la aplicación de los modelos hidráulico e hidrológico, los cuales serán comparados entre sí para conocer qué tan cercanas son las estimaciones a los eventos medidos. Además en este capítulo se muestran los periodos de retorno asociados a cada evento, obtenidos a partir de las curvas i-d-T promedio.

5.1 Resultados de la aplicación de los modelos.

La aplicación de los modelos se realizó a un total de 27 eventos que ocurrieron en el periodo comprendido del 4 de agosto al 5 de noviembre del año 2006. Estos eventos son los que tuvieron los registros de escurrimiento más significativos, es decir, los que presentaron alturas superiores a 10 cm y donde se pueden apreciar con claridad los incrementos y descensos del nivel de agua en la estructura de control.

Debe señalarse que a pesar de contar con el registro de escurrimientos a cada minuto con que se puede construir hidrogramas más detallados, para el caso de la comparación de resultados se optó por tomar un intervalo de cinco minutos debido a que en el caso de las simulaciones con el modelo hidrológico, éste requiere de los datos de precipitación en exceso y estos últimos se encuentran contruidos con un intervalo de cinco minutos. Como se había mencionado en capítulos anteriores los registros a cada minuto son más detallados; sin embargo se decidió usar un intervalo mayor, lo que hace que el hidrograma medido conserve su forma y las magnitudes de su gasto pico y de su volumen de escurrimiento.

Modelo hidráulico.

Una vez que se han seleccionado los datos de escurrimiento, medidos por el limnógrafo para cada evento solo se necesita introducirlos al modelo hidráulico, cuyas ecuaciones se presentaron en el apartado 2.2, del que se obtiene el hidrograma de entrada a la estructura de control. Para tener una mejor perspectiva del hidrograma, se dibuja en una gráfica como la que se muestra a continuación.

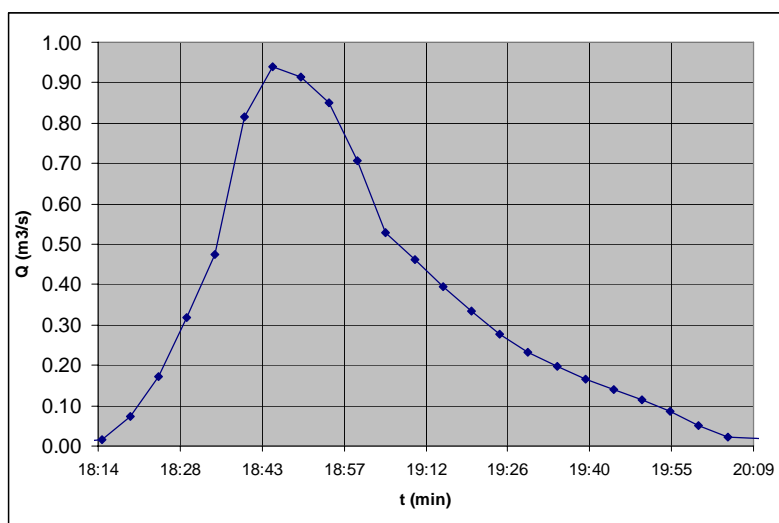


FIGURA 5.1.1 Hidrograma obtenido con el modelo hidráulico propuesto, correspondiente al evento del 27 de agosto de 2006.

Las figuras 5.1.2 y 5.1.3 muestran respectivamente, los registros de las elevaciones observadas en la caja reguladora los días 4 y 6 de agosto de 2006 y los hidrogramas obtenidos a partir de dichas mediciones y del uso del modelo hidráulico descrito en el capítulo 2. A estos eventos se hizo referencia en el capítulo 3.

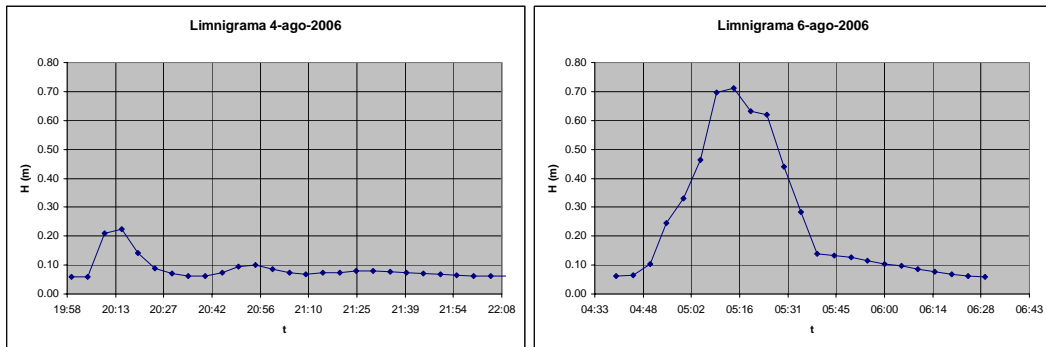


FIGURA 5.1.2 *Limnigramas de los eventos del 4 y 6 de agosto de 2006, respectivamente.*

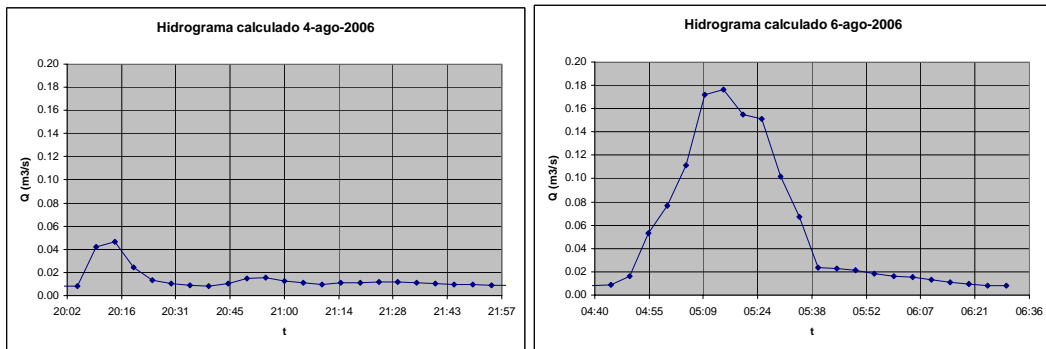


FIGURA 5.1.2 *Hidrogramas calculados a partir de los limnigramas correspondientes al 4 y 6 de agosto de 2006, respectivamente.*

En estas figuras se aprecia ampliamente que los resultados obtenidos de la aplicación del modelo hidráulico, reflejan una proporcionalidad constante entre las mediciones de nivel en la estructura de control y los hidrogramas obtenidos con el modelo; al observar las figuras se puede apreciar como los hidrogramas mantienen la relación tanto en la forma como en la magnitud de las mediciones. Además de que la distribución temporal de los hidrogramas coincide con la de los limnigramas, es decir, los ascensos y descensos de los hidrogramas ocurren prácticamente al mismo tiempo y la duración de los limnigramas corresponde con la duración de los hidrogramas.

Para la transición entre las condiciones de funcionamiento de la estructura de control se mantiene la continuidad del las ramas ascendente y descendente del hidrograma medido; no se presentan valores que indiquen disconotinuidades provocadas por el modelo hidráulico. El noventa por ciento de los eventos se encuentra en las dos primeras etapas de funcionamiento de la estructura de control, cuando el gasto de entrada es igual al de salida y cuando se observa almacenamiento en la estructura.

En lo que respecta al funcionamiento del vertedor lateral de la estructura de control, solo un evento, correspondiente al 27 de agosto de 2006, registró una altura superior a la del vertedor; éste evento muestra continuidad en la transición de la etapa de almacenamiento a la de vertido.

Por tal motivo se considera que el modelo hidráulico reproduce fielmente el hidrograma en la estructura de control, y como ésta es la salida de la cuenca se infiere que el modelo sirve para medir adecuadamente los escurrimientos producidos en la cuenca. Esto equivale a contar con una curva de elevaciones gastos para la cuenca, la cual puede servir como punto de comparación con los resultados de los modelos hidrológicos que se estudiarán.

También se debe mencionar que en tres eventos se presentan deficiencias debido a una discontinuidad en el registro ocasionada por problemas de medición en el limnógrafo durante la ocurrencia de los eventos, los eventos corresponden al 4, 10 y 18 de septiembre de 2006.

Modelo hidrológico.

A su vez y de manera independiente se emplea el modelo hidrológico. Esto consiste en construir los archivos con los datos de lluvia en exceso y el hidrograma unitario ejecutando el programa de cómputo descrito en la sección 3.4, el cual proporcionará el hidrograma simulado correspondiente a la microcuenca. El software crea automáticamente un archivo de resultados, los cuales pueden ser exportados a una hoja de cálculo para su lectura e interpretación.

Como se mencionó el capítulo 3, para el caso del modelo hidrológico se tomaron en cuenta dos métodos para determinar la lluvia en exceso; por tal motivo para la aplicación de este modelo se proponen varias simulaciones. Dos de ellas corresponden al método del coeficiente de escurrimiento; en una de ellas utiliza un valor medio que se obtuvo con la calibración de cuatro eventos que se tomaron como ensayo preliminar (Ce1) y en la otra el valor particular para cada evento (Ce2); tres más corresponden a la lluvia en exceso considerando el modelo de infiltración de Horton, con una terna de parámetros particular para cada evento (H1), una terna con los valores promedio (H2) y una terna conformada por los valores más frecuentes o valores moda (H3).

Para determinar la lluvia en exceso en cada simulación se propusieron diferentes valores para los parámetros correspondientes a cada método utilizado. En el caso del método del coeficiente de escurrimiento no se presentaron dificultades para calibrar los modelos que utilizaron éste método ya que sólo bastó encontrar un factor de reducción con el cual la simulación se ajustara al escurrimiento medido.

Para el caso del método de Horton, en su calibración fue necesario un mayor número de ensayos, debido a que no se contó con una referencia que permitiera tener un punto de partida respecto de los parámetros f_0 , f_c y k , ya que solo se encontraron valores aplicables a una cantidad de casos muy limitada donde es difícil ubicar el suelo de la cuenca en estudio; además el parámetro f_c tiene variaciones muy grandes con lo cual es posible cometer errores al escoger un valor. Por último cabe señalar que se presentaron grandes dificultades para encontrar las ternas de parámetros particulares de cada evento debido a que en la mayoría de los casos no se logra una buena aproximación al gasto de

pico y al volumen de escurrimiento de forma simultánea como se podrá apreciar posteriormente.

El coeficiente de escurrimiento correspondiente a la simulación Ce1 es de 0.4 (40% de la lluvia total). Por su parte las ternas de parámetros utilizados en la ecuación de Horton correspondientes a las simulaciones H2 y H3 se muestran en la tabla 5.1.1.

Simulación	F0	Fc	K
H2	49.37	11.17	3.54
H3	50	5	5

TABLA 5.1.1 *Parámetros utilizados en las simulaciones con el modelo de Horton.*

Con esto se cuenta con cinco simulaciones para cada evento, las cuales mantienen la forma de los hidrogramas medidos, sin embargo con grandes diferencias respecto a la magnitud de su volumen de escurrimiento y sus gastos de pico; en la figura 5.1.3 se muestra el resultado gráfico correspondiente a las simulaciones mencionadas. Cabe señalar que las diferencias entre las cinco simulaciones varían de un evento a otro como se verá en el siguiente apartado de este capítulo.

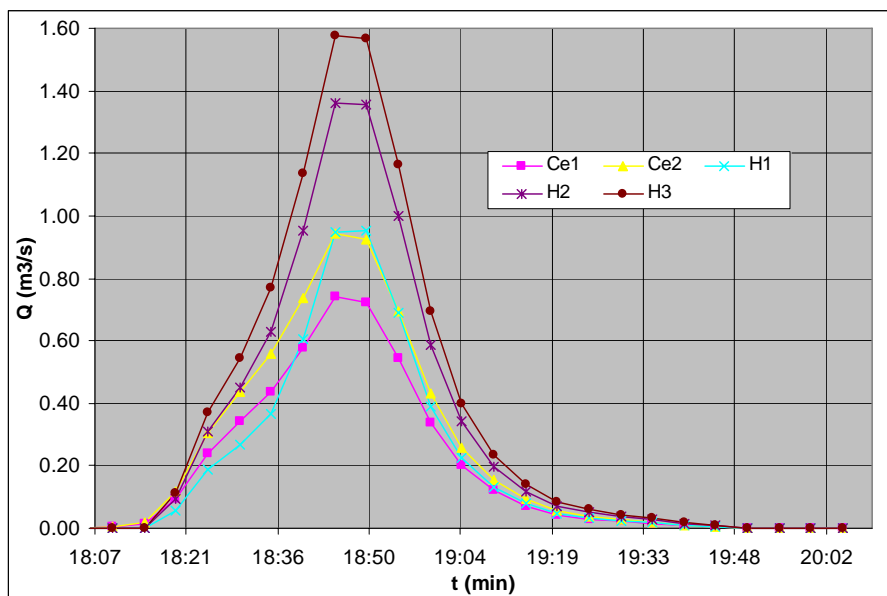


FIGURA 5.1.3 *Resultados de la simulación hidrológica correspondiente al evento del 27 de agosto de 2006.*

5.2 Comparación de resultados.

En el presente apartado se realiza la comparación de los hidrogramas obtenidos con los modelos hidráulico e hidrológico, se mencionan algunas de las diferencias y semejanzas que existen entre ellos; se presentan también las lluvias efectivas, correspondientes a los dos métodos utilizados, con de las cuales se construyeron las simulaciones. También se muestran los periodos de retorno obtenidos con las curvas i-d-T promedio, determinadas en el capítulo 4.

Los modelos hidráulico e hidrológico muestran resultados semejantes, sobre todo en cuanto a la forma de los hidrogramas. Sin embargo en 26 de las 27 simulaciones hidrológicas se observa una sobreestimación de las avenidas, en lo que respecta a su gasto de pico. En único evento en donde las mediciones fueron superiores a la simulación hidrológica corresponde al 27 de agosto de 2006.

Una de las principales diferencias que se observa al comparar los resultados obtenidos es la variación en el volumen de escurrimiento, área bajo la curva de los hidrogramas, el cual es notablemente diferente entre el hidrograma medido y los hidrogramas simulados.

También se puede observar que en algunos casos se presenta un desfase hacia la derecha de las simulaciones hidrológicas respecto al hidrograma calculado con el modelo hidráulico.

En la tabla 5.2.1 se resumen los coeficientes de escurrimiento particulares de cada evento utilizados para la simulación (Ce1), también se presenta las ternas de parámetros del modelo de Horton correspondientes a la simulación (H1).

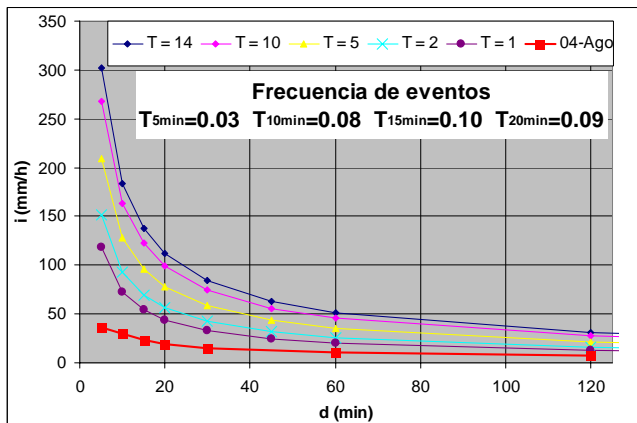
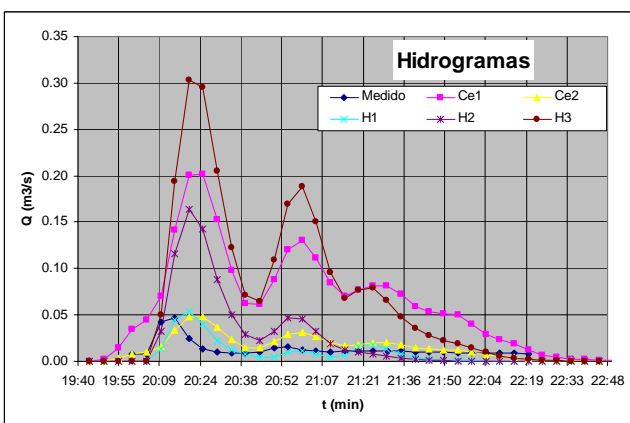
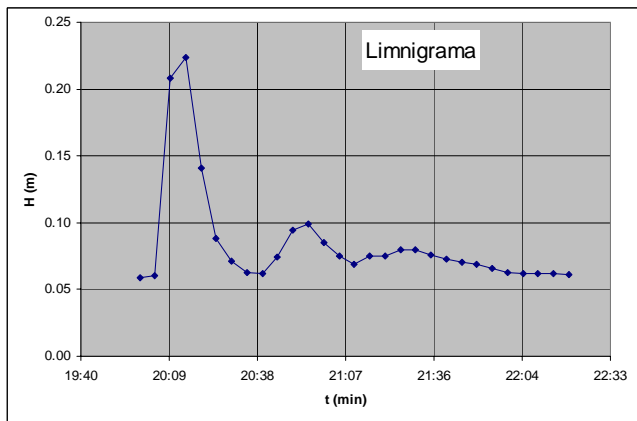
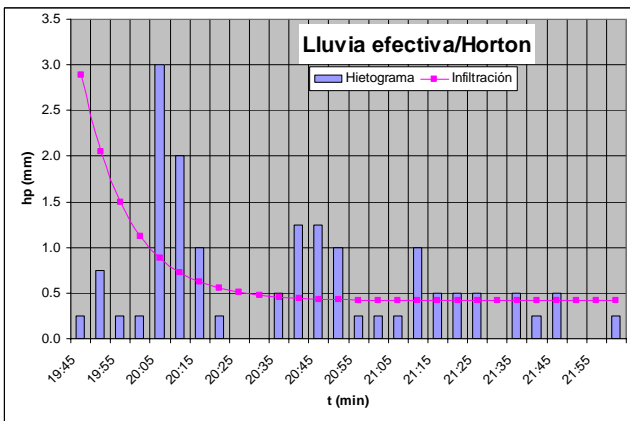
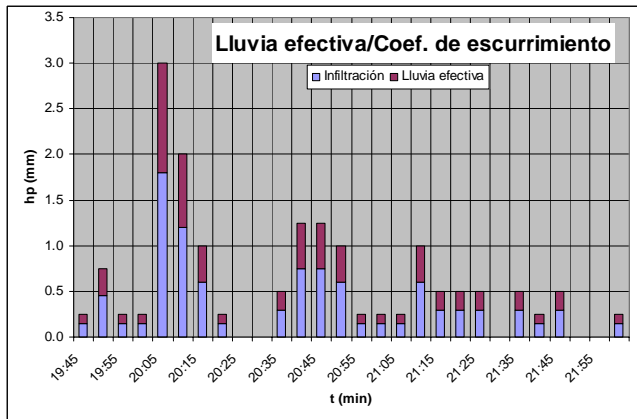
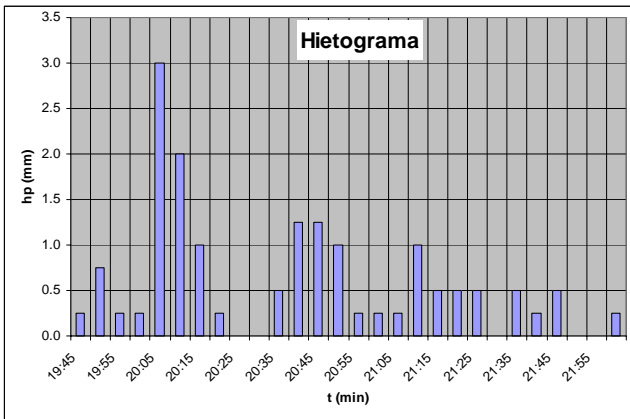
Posteriormente se presentan de forma gráfica y en orden cronológico los resultados correspondientes a cada uno de los eventos, en el orden que se describe enseguida:

- Registro de lluvia total (Hietograma)
- Lluvia en exceso (método del Coeficiente de escurrimiento)
- Lluvia en exceso (método de Horton)
- Registro de escurrimiento (Limnigrama)
- Hidrogramas: Medido y simulados
- Frecuencia de los eventos: Ajuste de cada evento a las curvas i-d-T y el periodo de retorno correspondiente a diferentes duraciones.

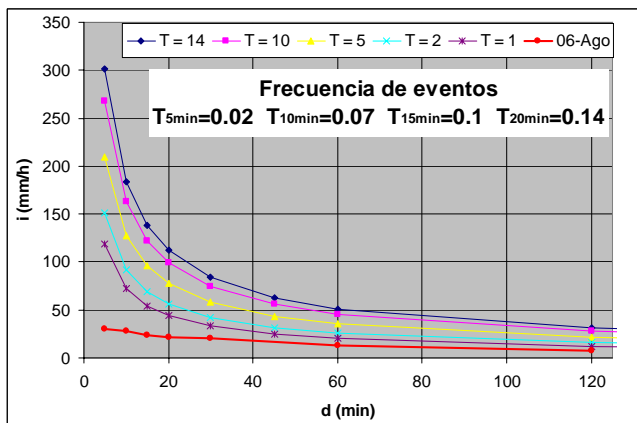
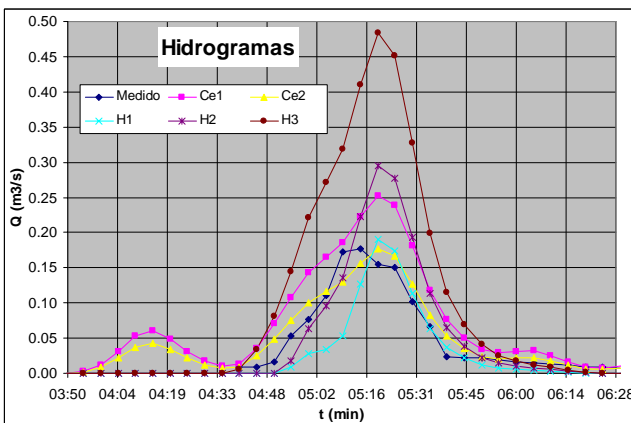
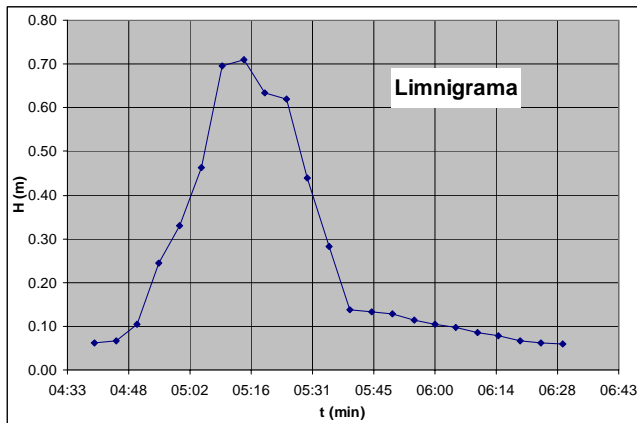
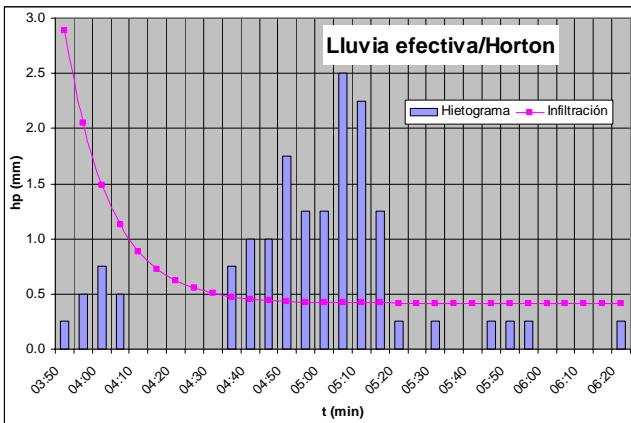
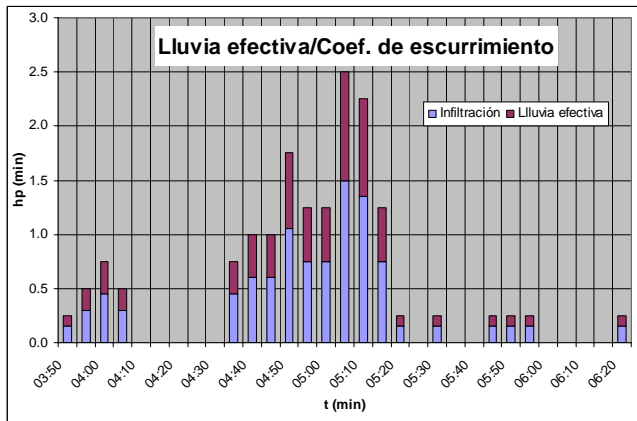
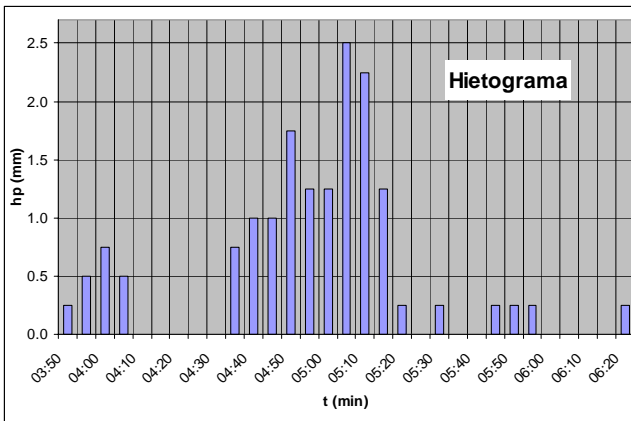
Fecha	Qp medido	Ce1	Horton (H1)		
			F0	K	Fc
04-Ago-06	0.0468	0.095	50	1.5	5
06-Ago-06	0.1763	0.28	50	2.8	15
08-Ago-06	0.0184	0.1	50	5	5.5
09-Ago-06	0.0912	0.14	50	1	12
10-Ago-06	0.4664	0.36	50	1	27
13-Ago-06	0.3976	0.29	70	1	45
16-Ago-06	0.1124	0.15	45	2.7	5
22-Ago-06	0.0178	0.065	38.5	5	3
24-Ago-06	0.0176	0.06	40	5	12
24-Ago-06	0.0201	0.1	30	3.5	6
25-Ago-06	0.1791	0.23	50	1	5
27-Ago-06	0.9386	0.51	60	1.2	5
04-Sep-06	0.4772	0.3	50	2.5	10
08-Sep-06	0.1247	0.27	50	2.3	5
10-Sep-06	0.2381	0.23	50	1.1	5
16-Sep-06	0.0246	0.075	25	5	15
18-Sep-06	*	*	*	*	*
23-Sep-06	0.2363	0.335	50	3.7	5
23-Sep-06	0.0806	0.197	40	12	12
29-Sep-06	0.0960	0.17	50	5	20
02-Oct-06	0.0734	0.15	60	10	22
09-Oct-06	0.4409	0.36	55	1.5	0
13-Oct-06	0.3177	0.29	60	1	5
14-Oct-06	0.1636	0.27	50	3.5	9
26-Oct-06	0.0935	0.13	50	4	20
27-Oct-06	0.2410	0.25	60	1.17	5
05-Nov-06	0.0660	0.15	50	8.5	12
MEDIA	0.21	49.37	3.54	11.17	
MODA	0.15	50	5	5	

TABLA 5.2.1 Resumen de parámetros utilizados en las simulaciones particulares de cada evento.

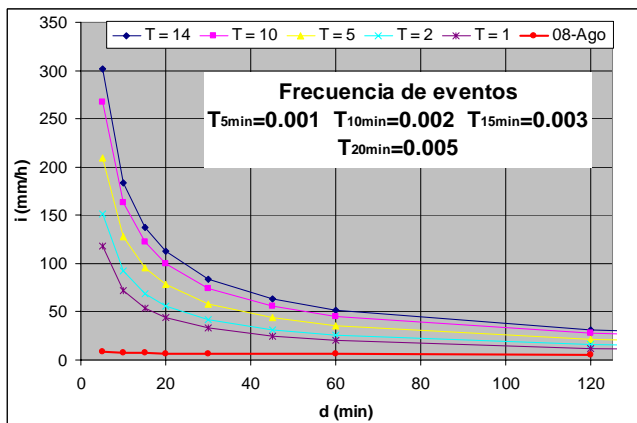
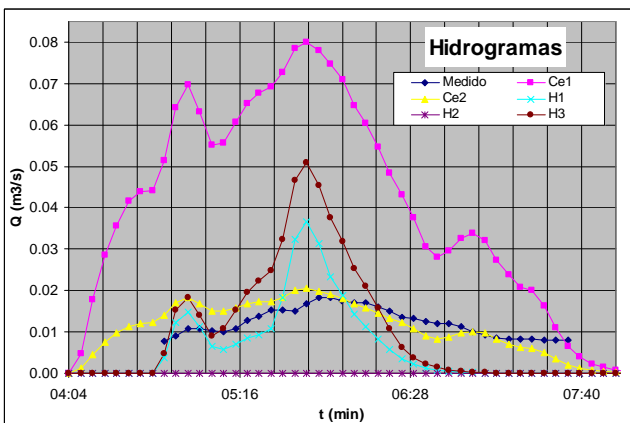
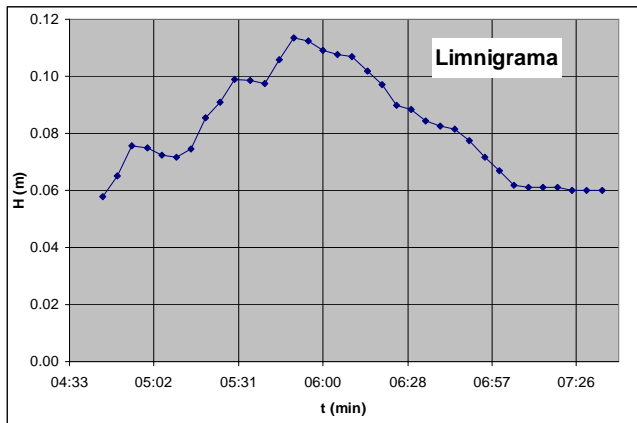
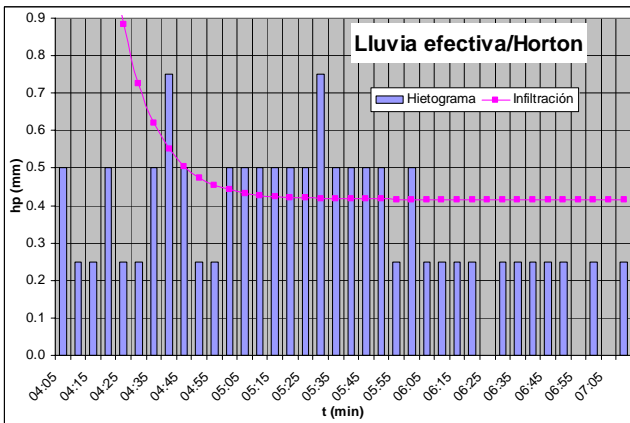
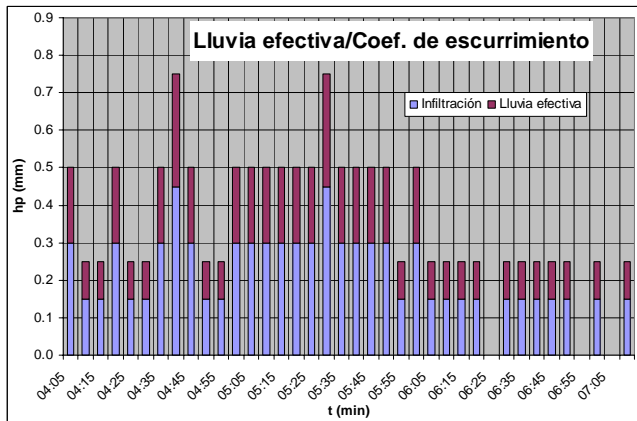
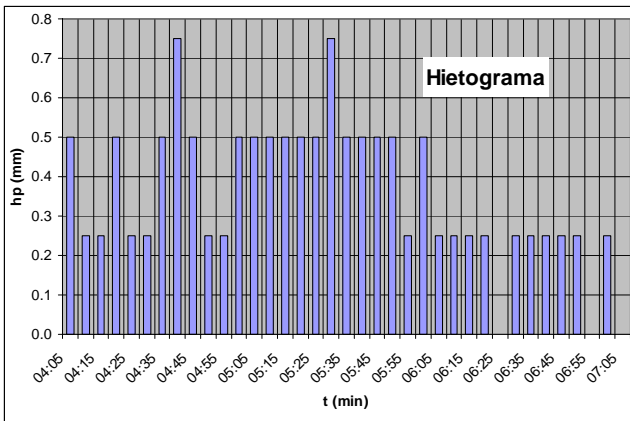
Evento ocurrido el 4 de agosto de 2006



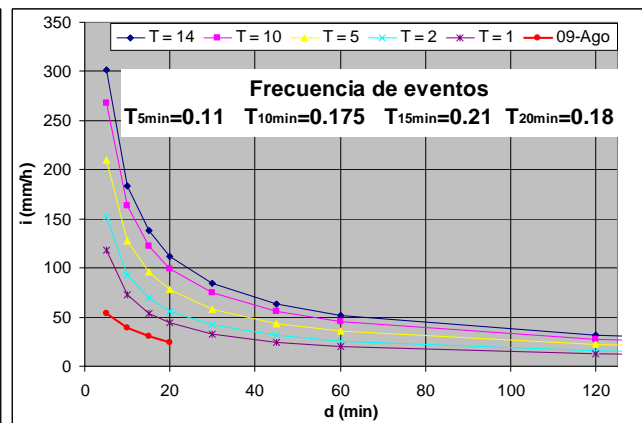
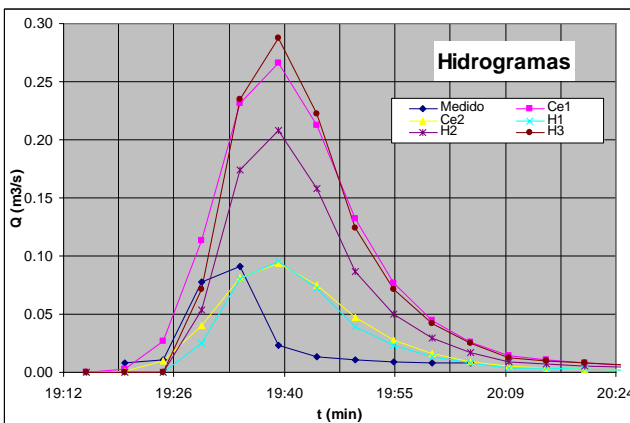
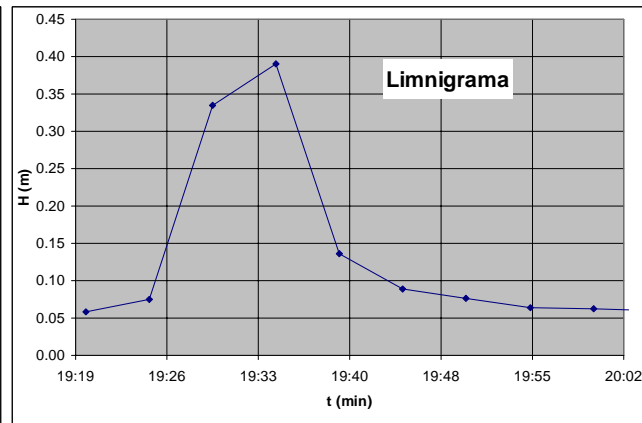
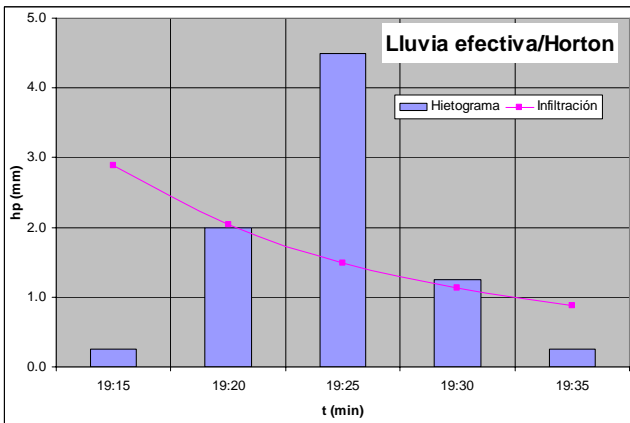
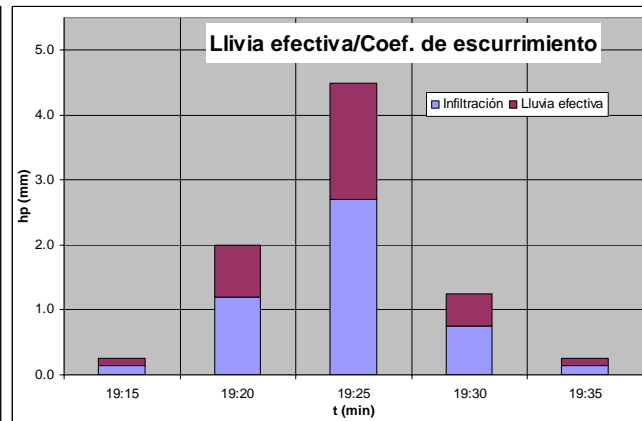
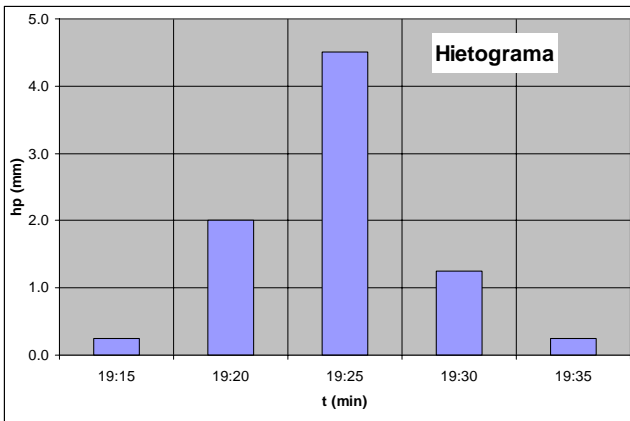
Evento ocurrido el 6 de agosto de 2006



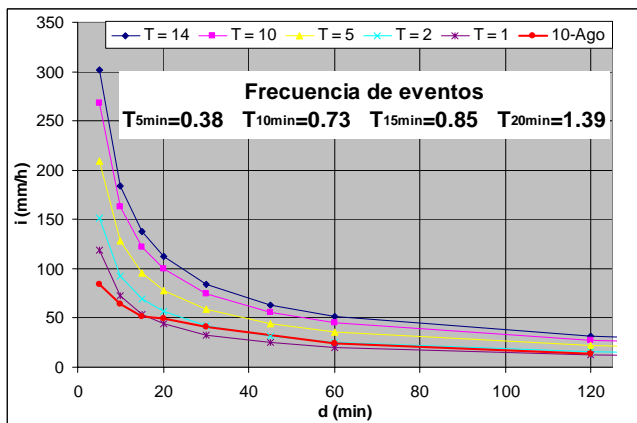
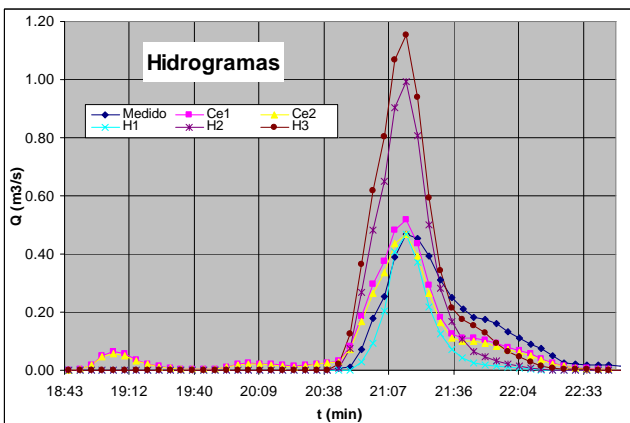
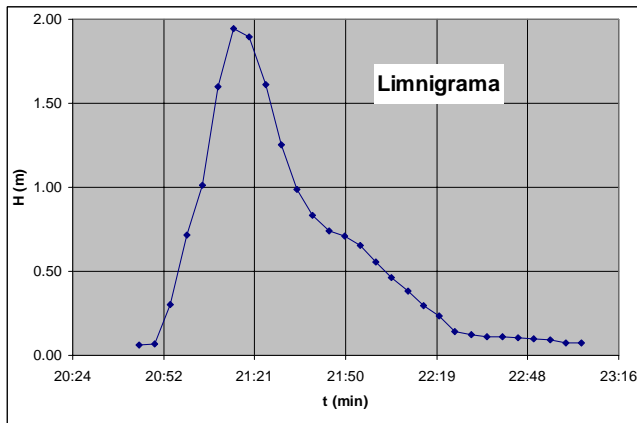
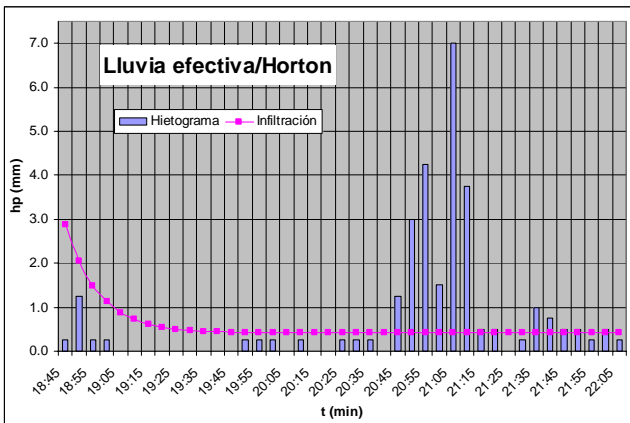
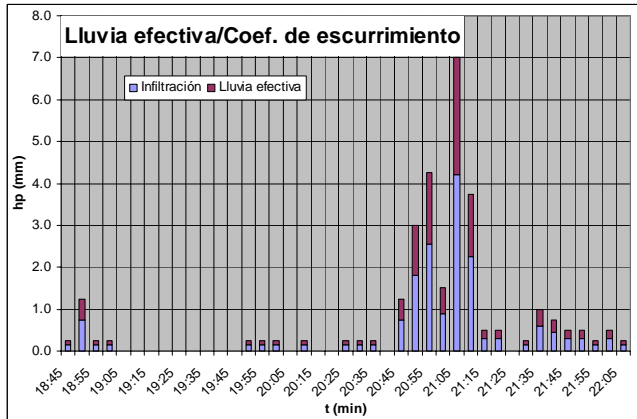
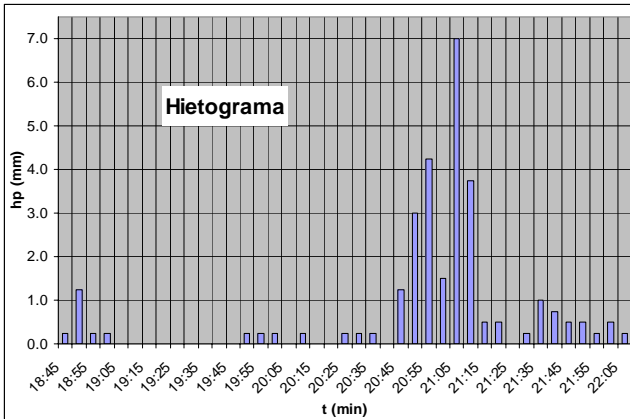
Evento ocurrido el 8 de agosto de 2006



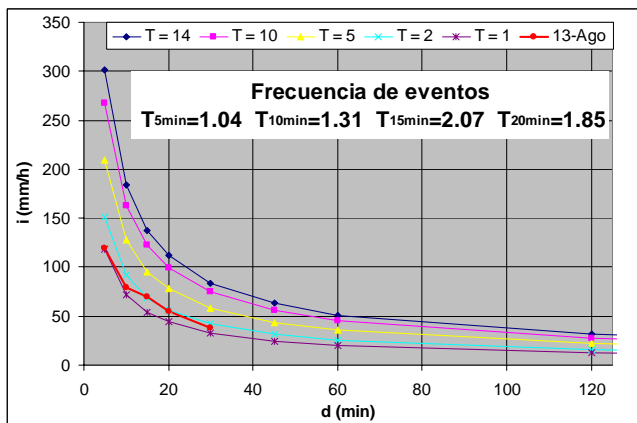
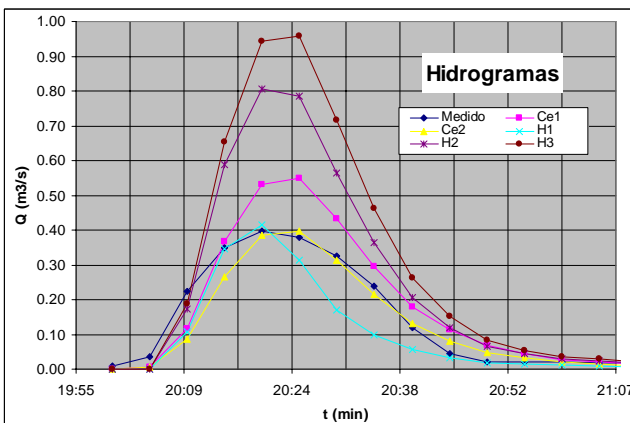
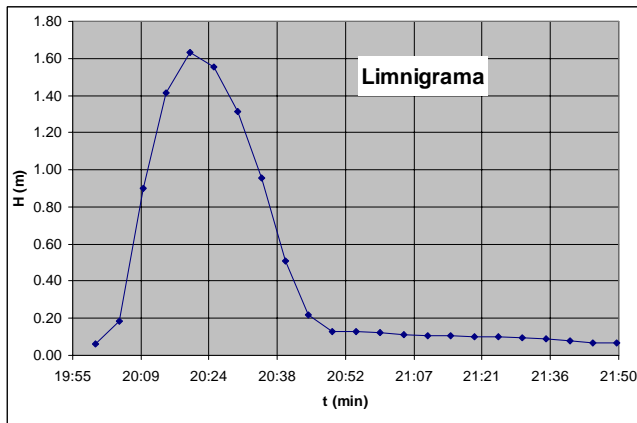
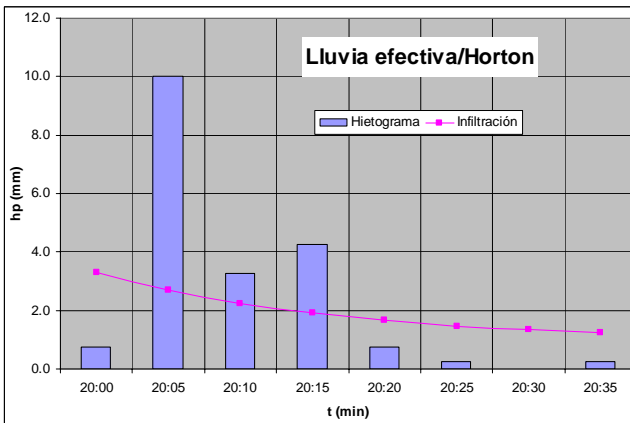
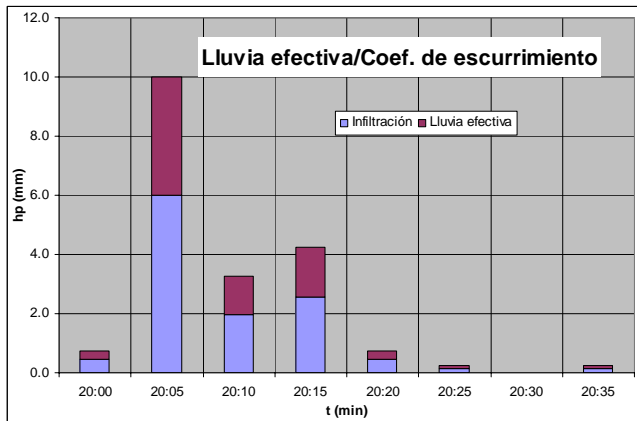
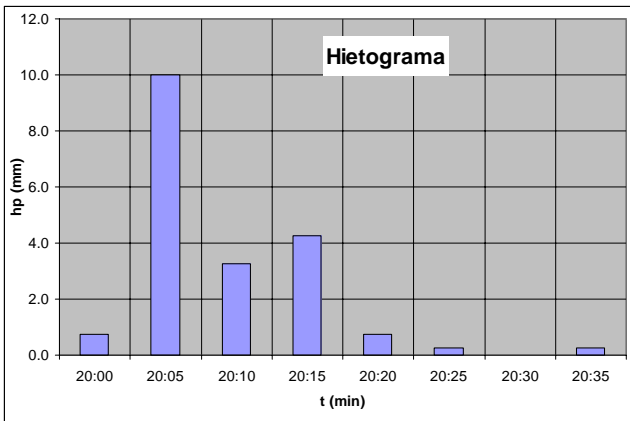
Evento ocurrido el 9 de agosto de 2006



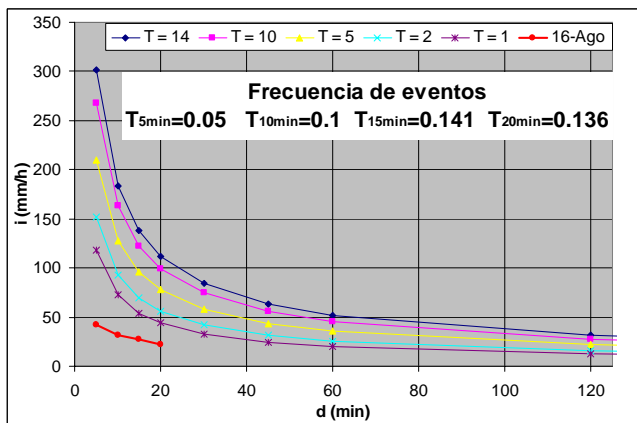
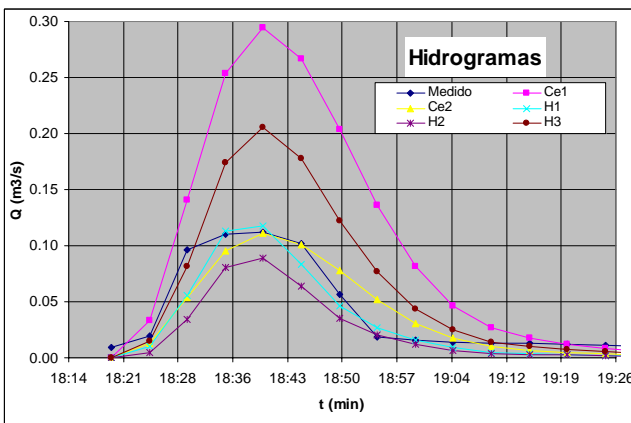
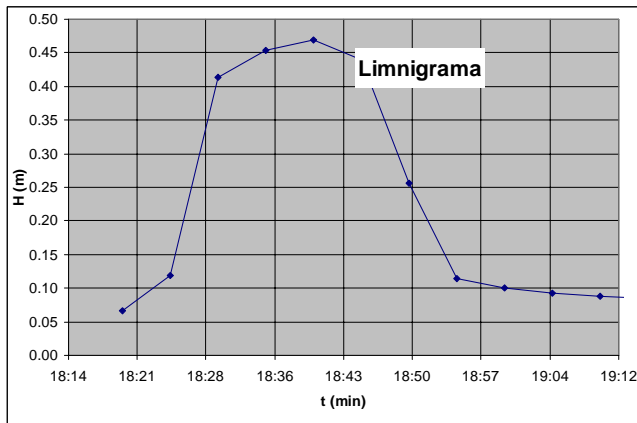
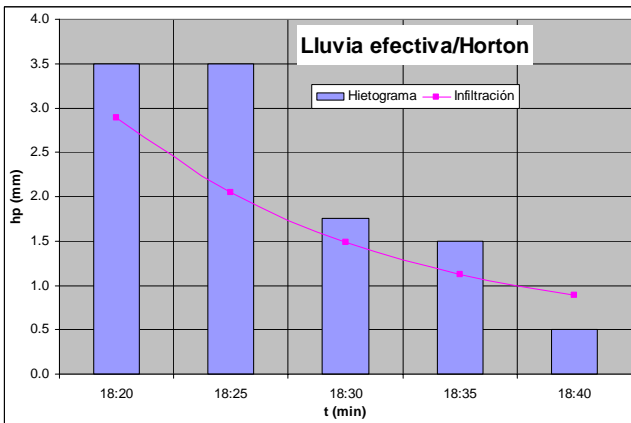
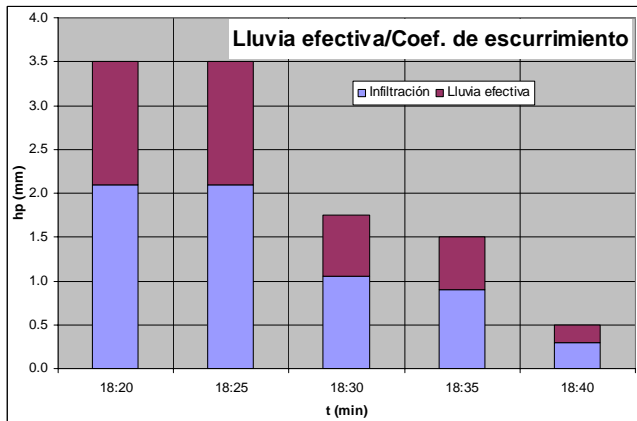
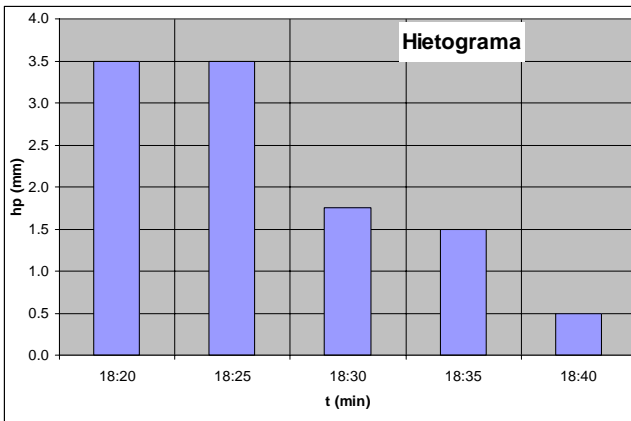
Evento ocurrido el 10 de agosto de 2006



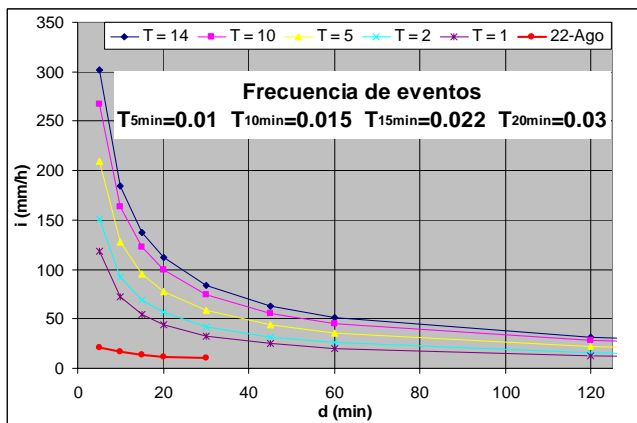
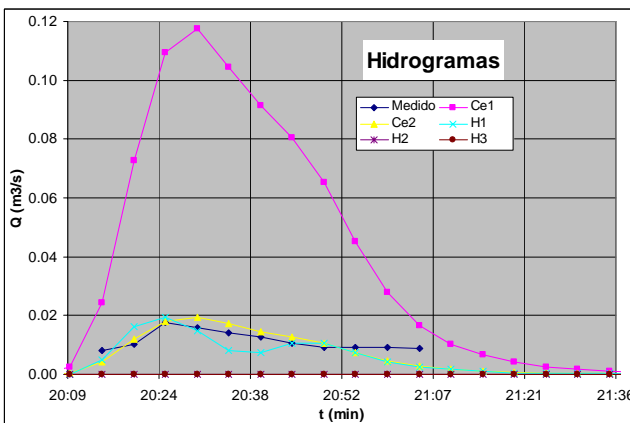
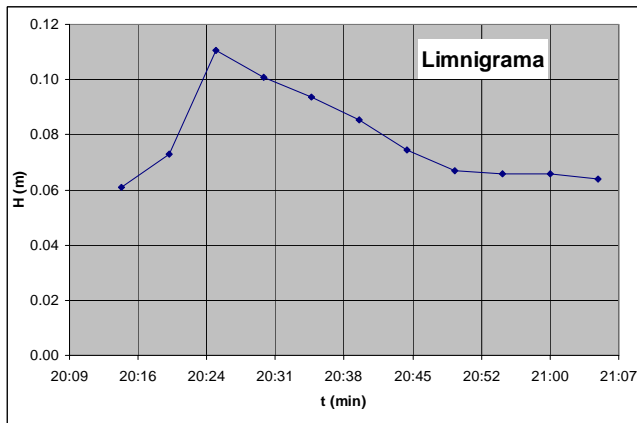
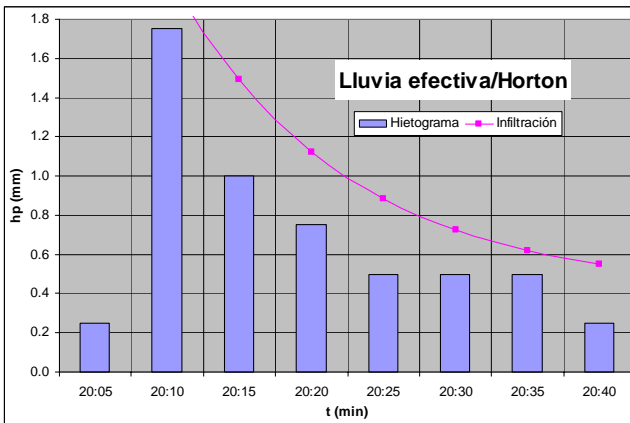
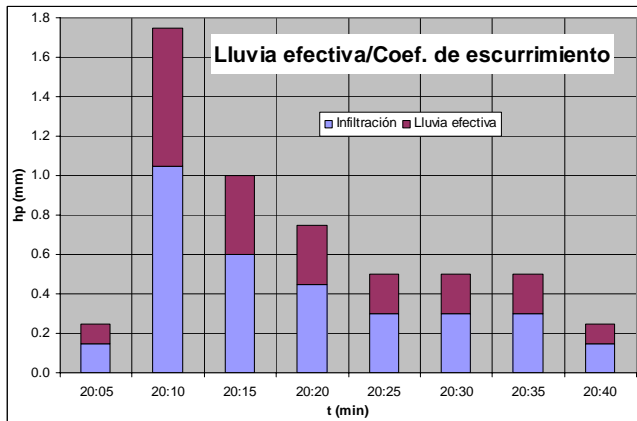
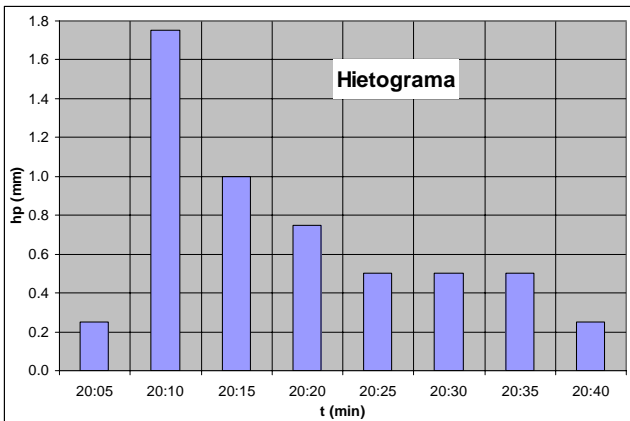
Evento ocurrido el 13 de agosto de 2006



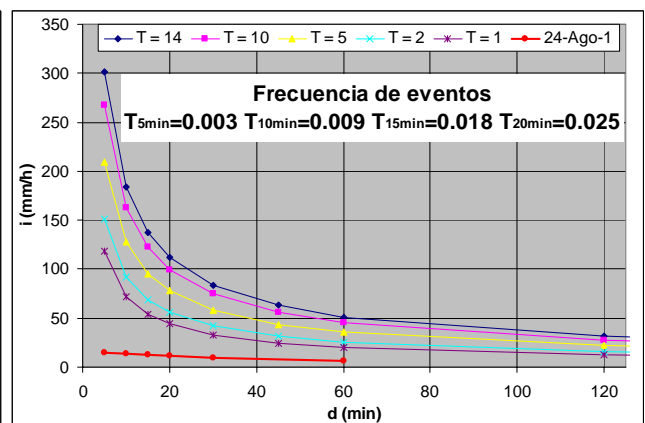
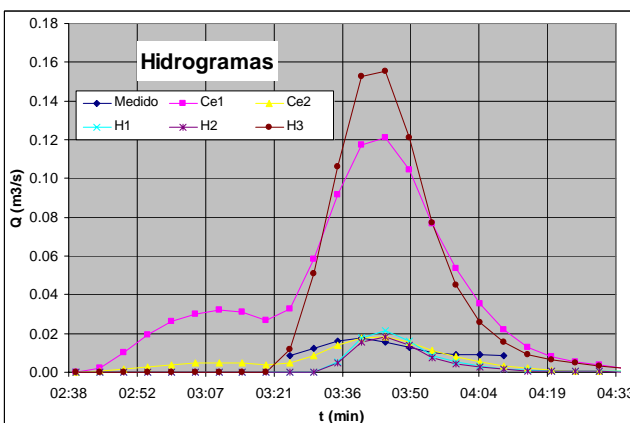
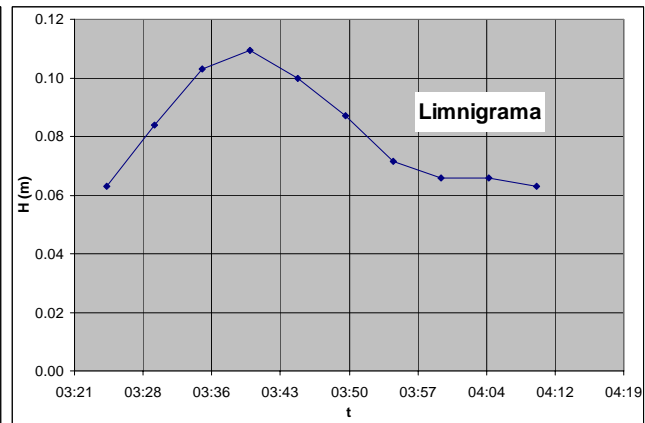
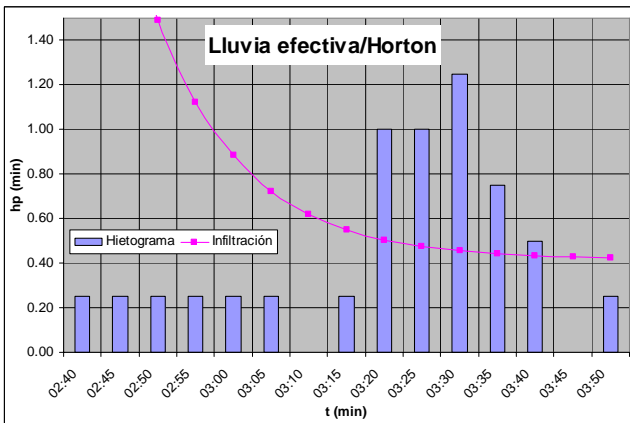
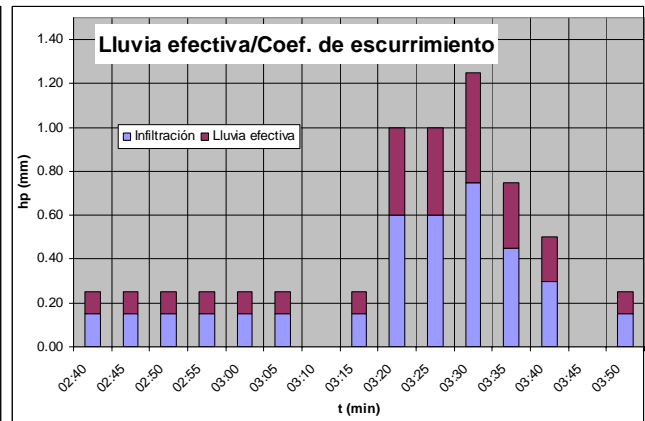
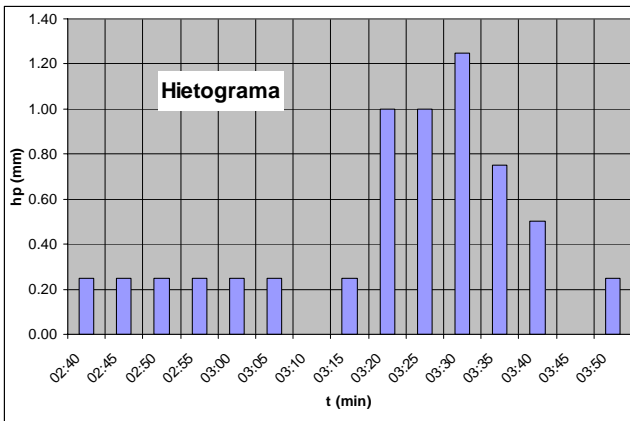
Evento ocurrido el 16 de agosto de 2006



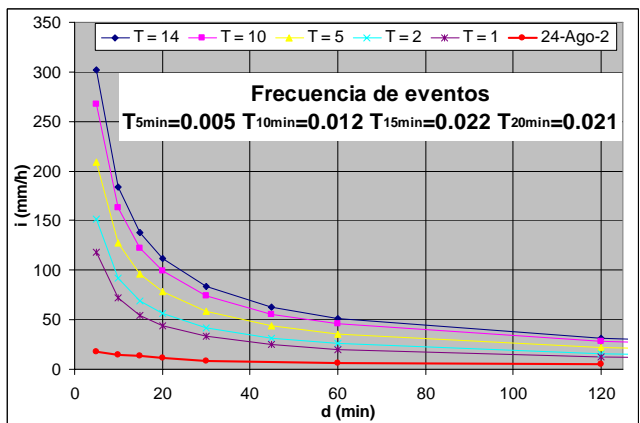
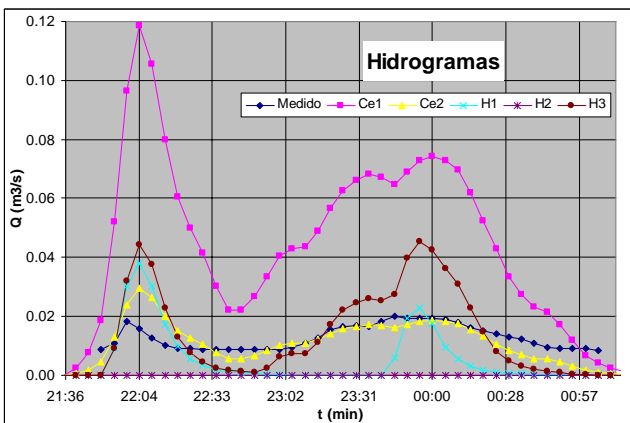
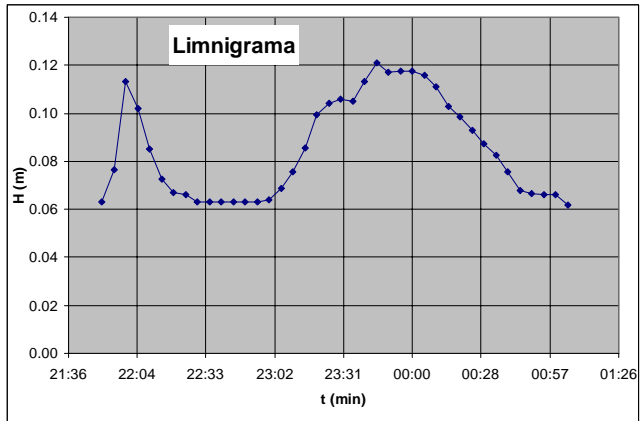
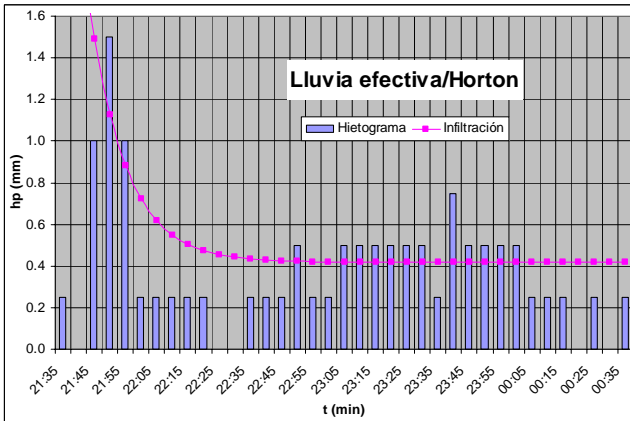
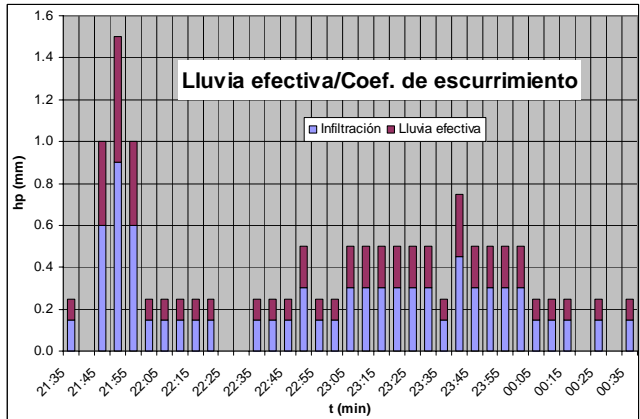
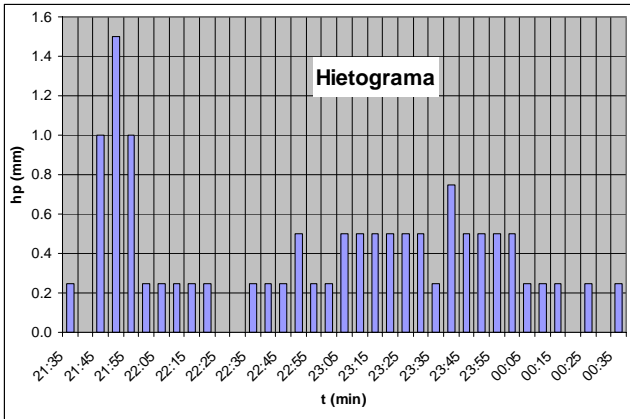
Evento ocurrido el 22 de agosto de 2006



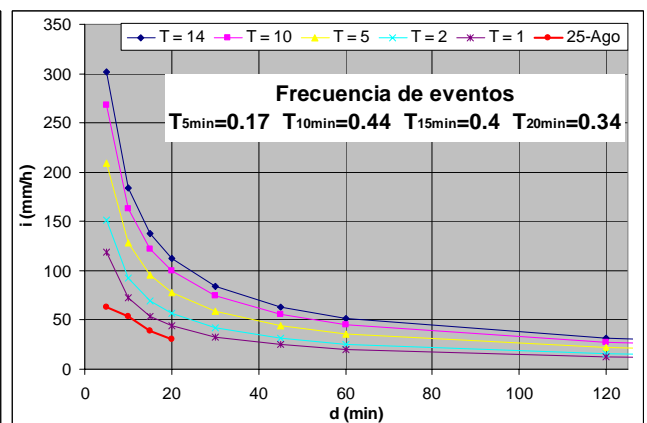
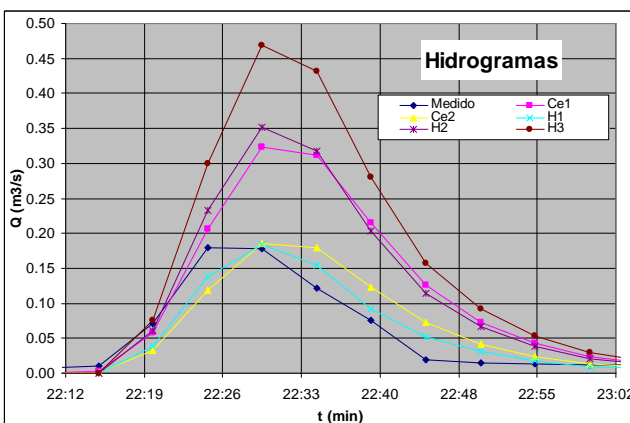
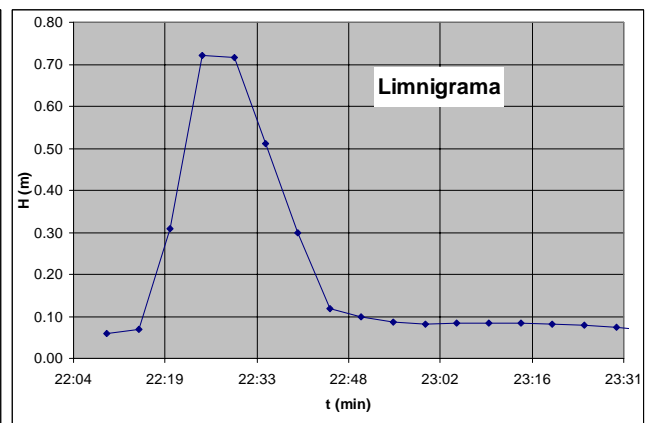
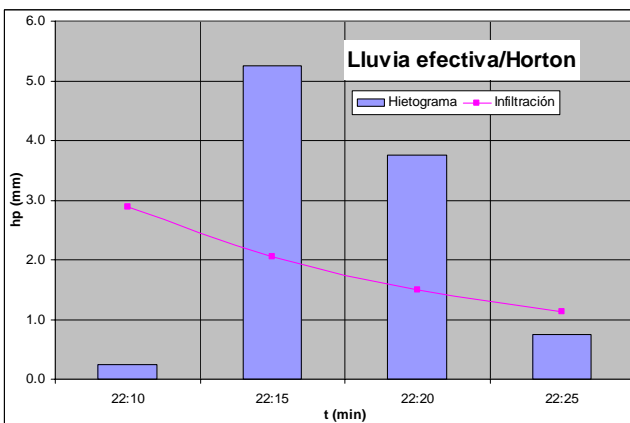
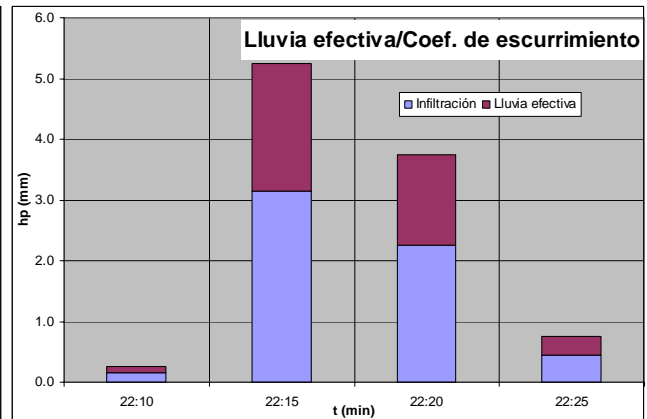
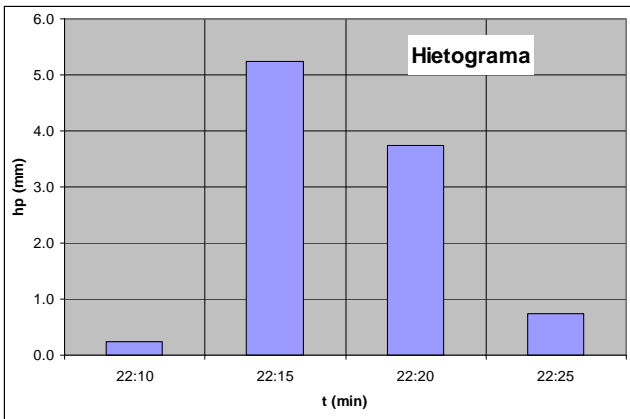
Evento (1) ocurrido el 24 de agosto de 2006



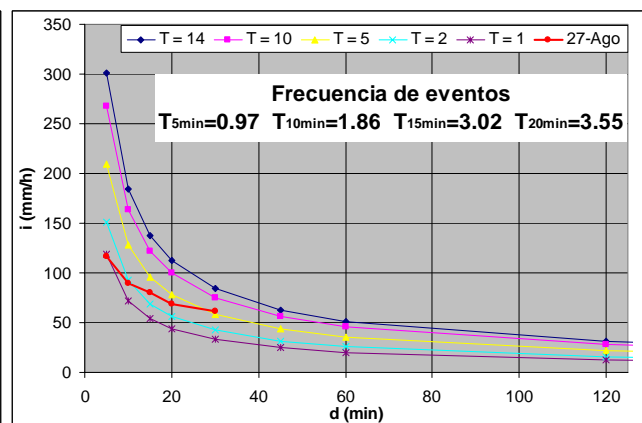
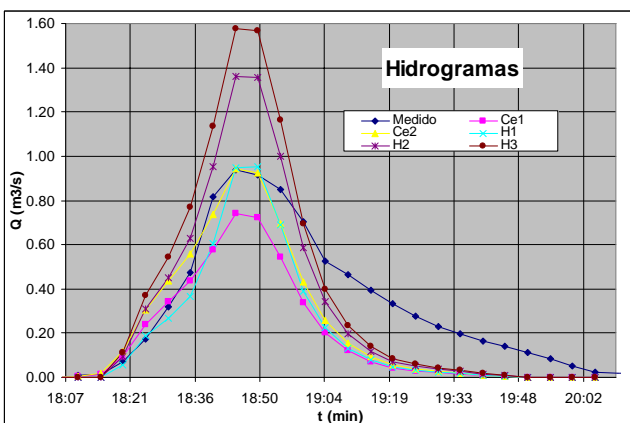
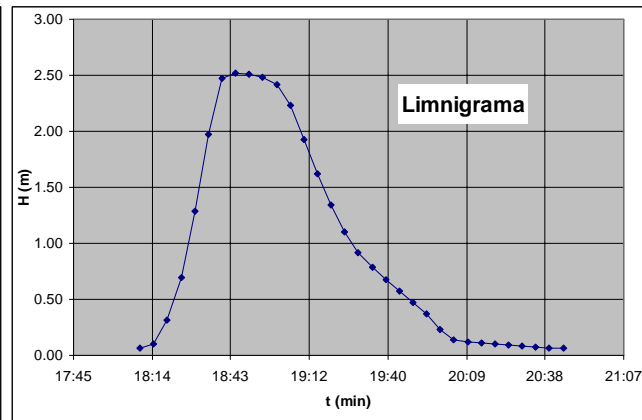
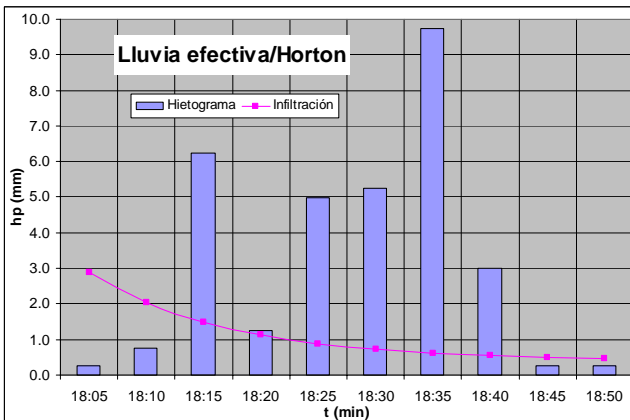
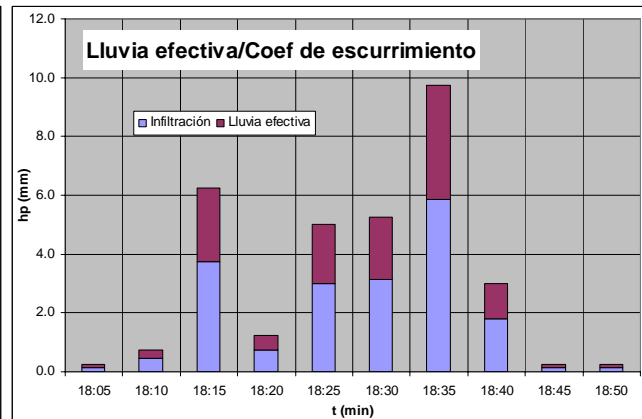
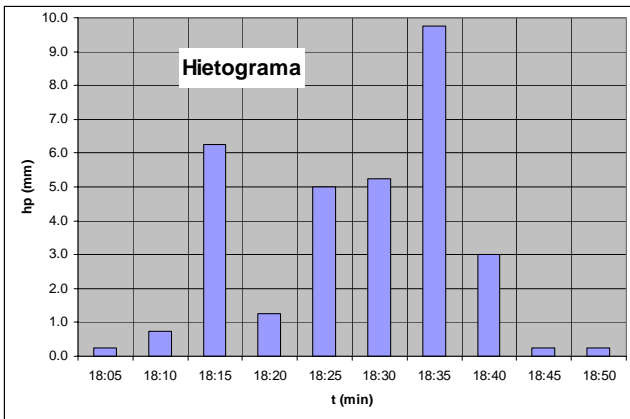
Evento (2) ocurrido el 24 de agosto de 2006



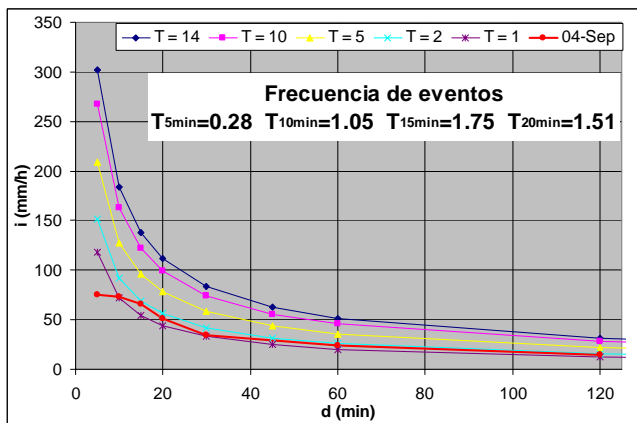
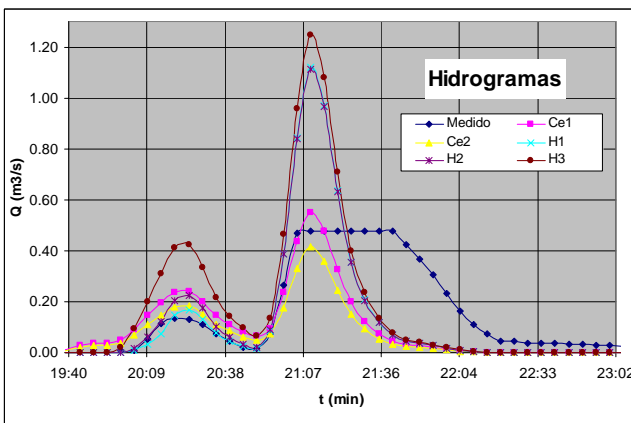
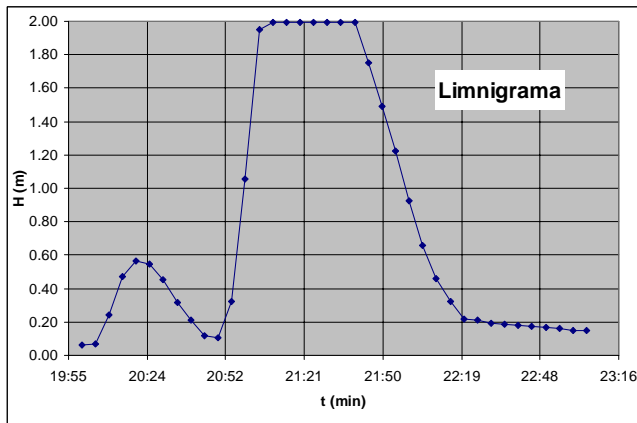
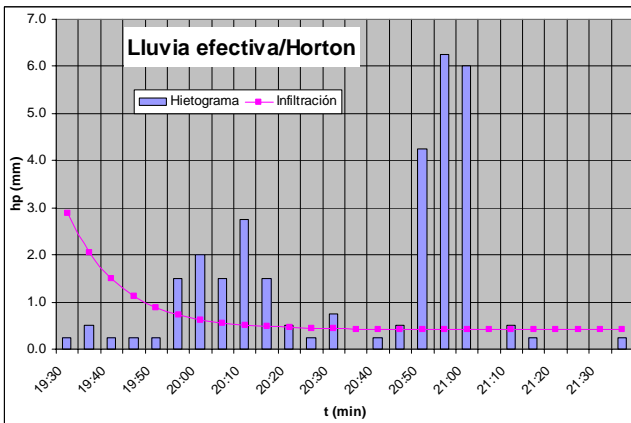
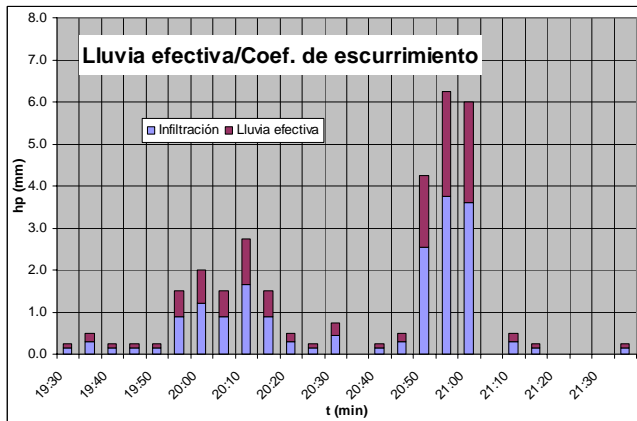
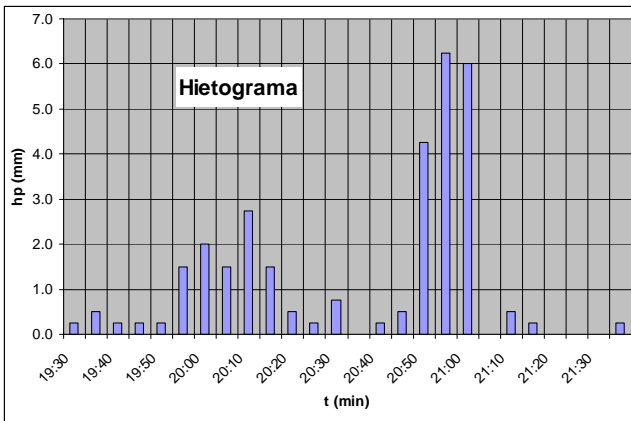
Evento ocurrido el 25 de agosto de 2006



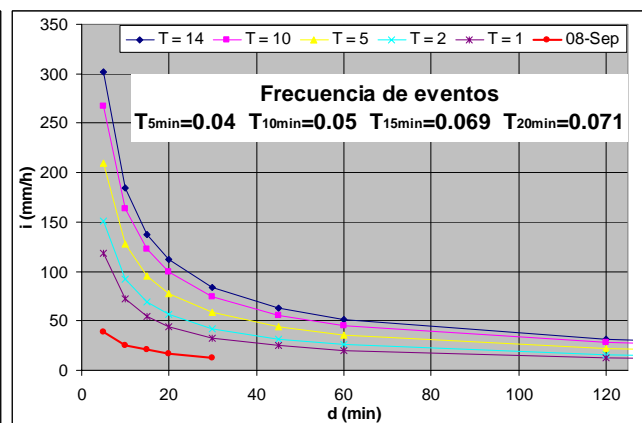
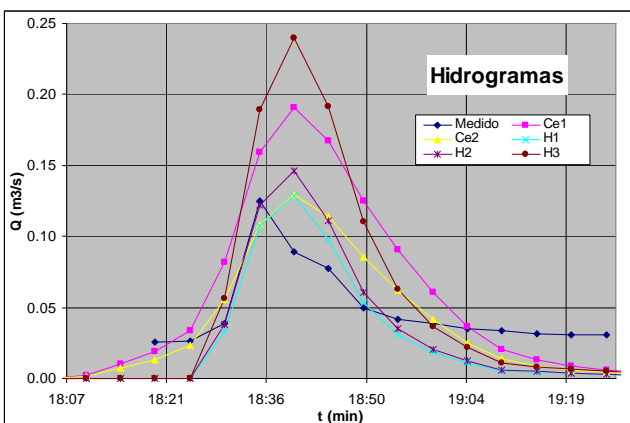
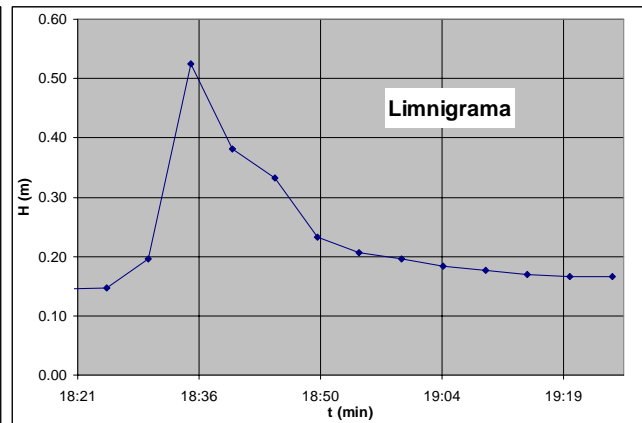
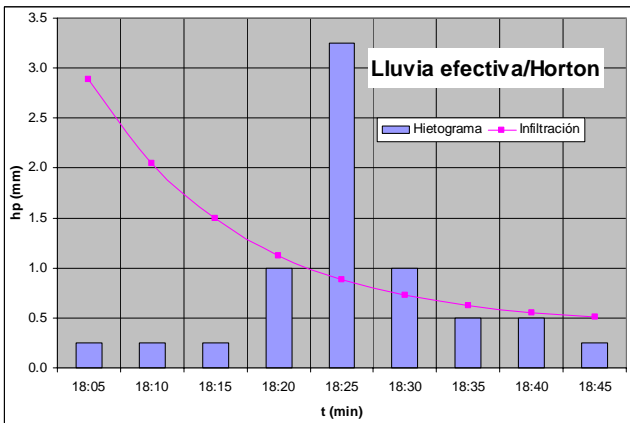
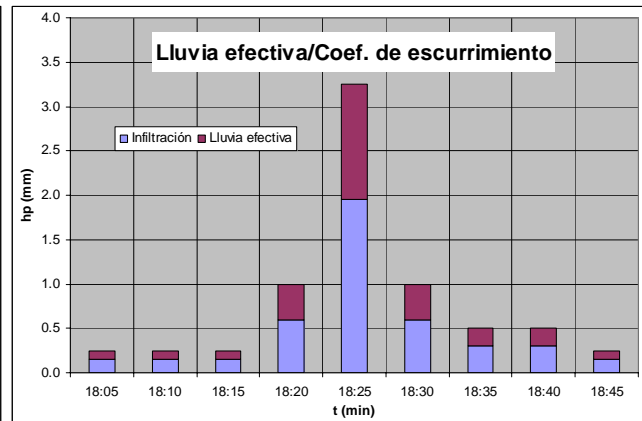
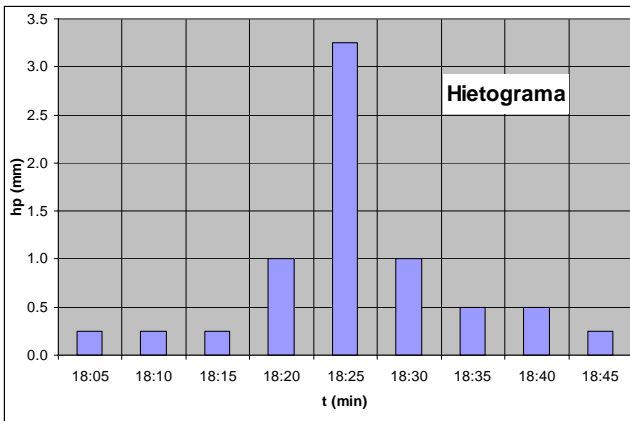
Evento ocurrido el 27 de agosto de 2006



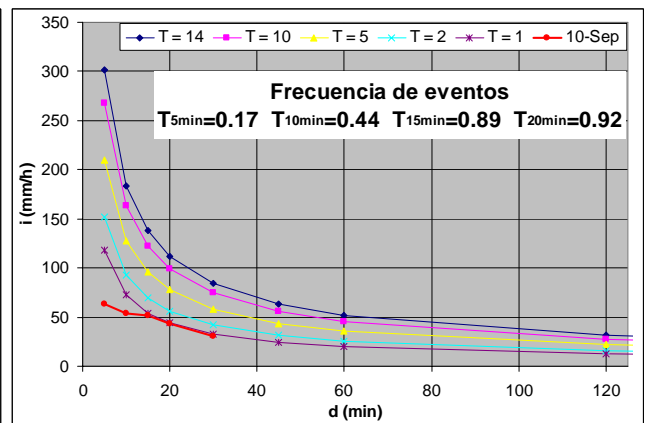
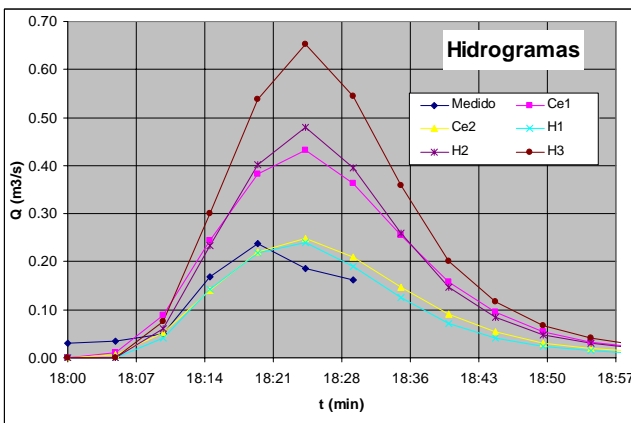
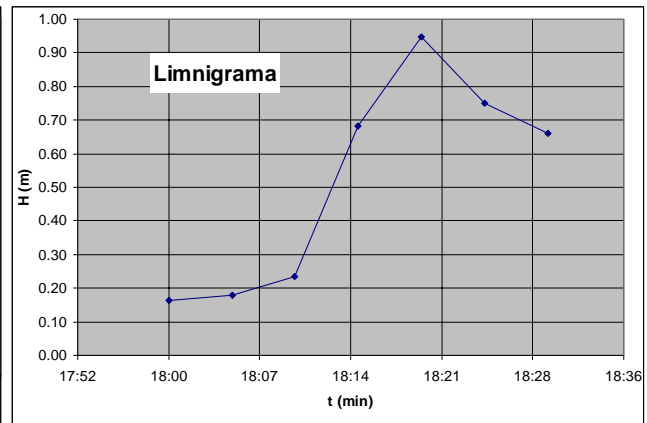
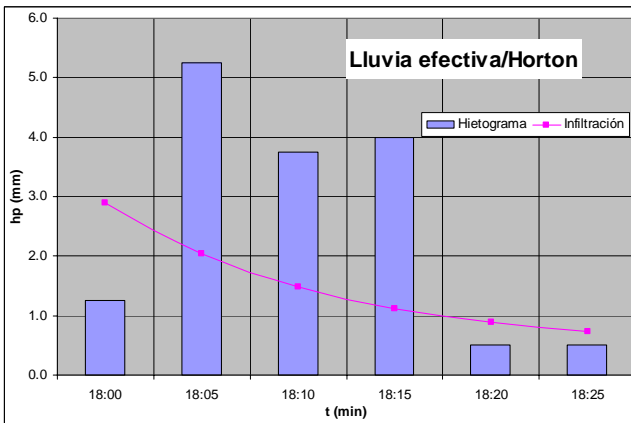
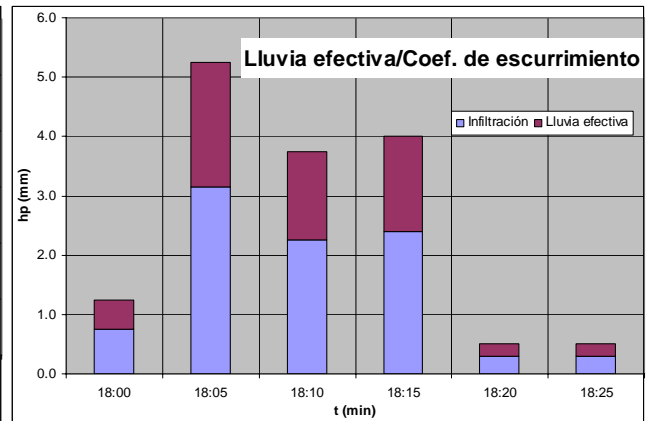
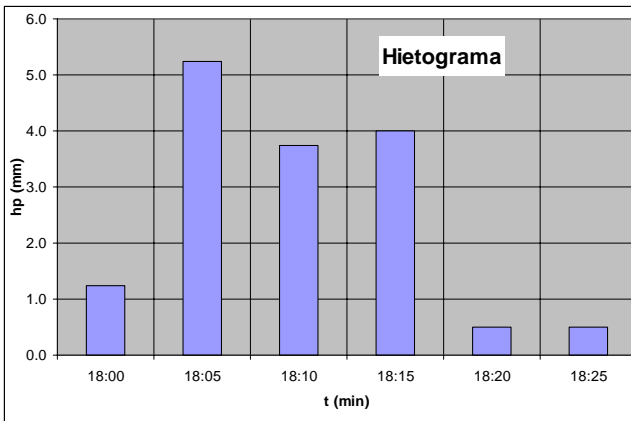
Evento ocurrido el 4 de septiembre de 2006



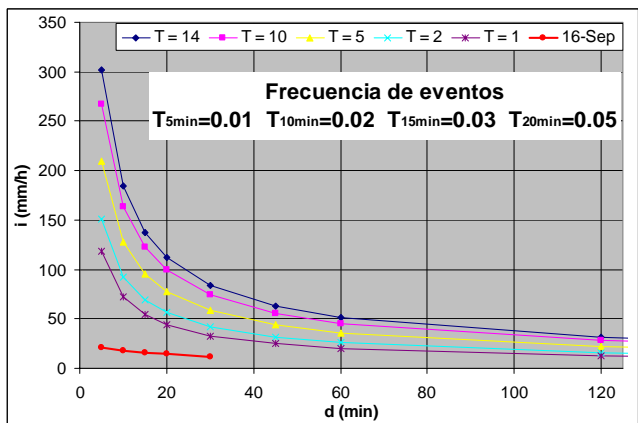
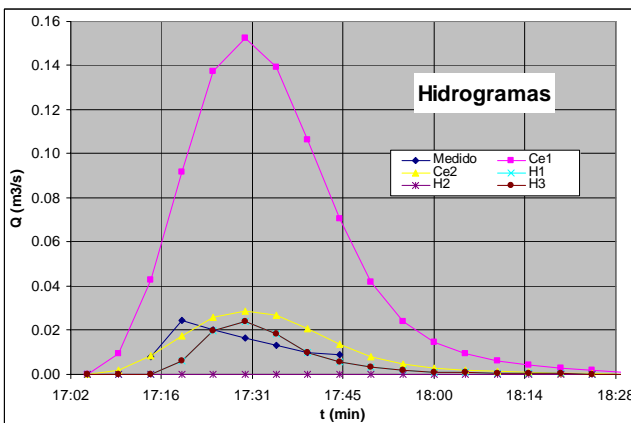
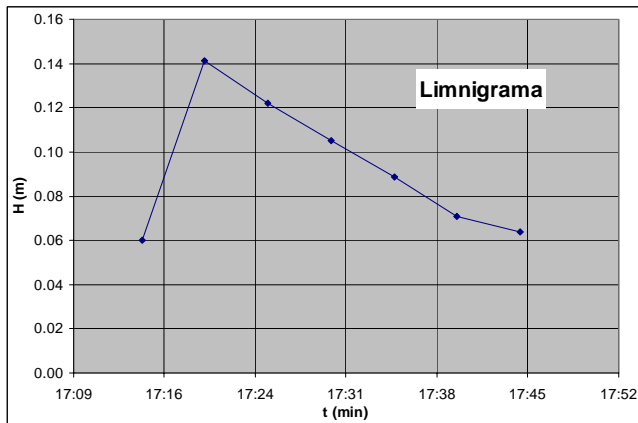
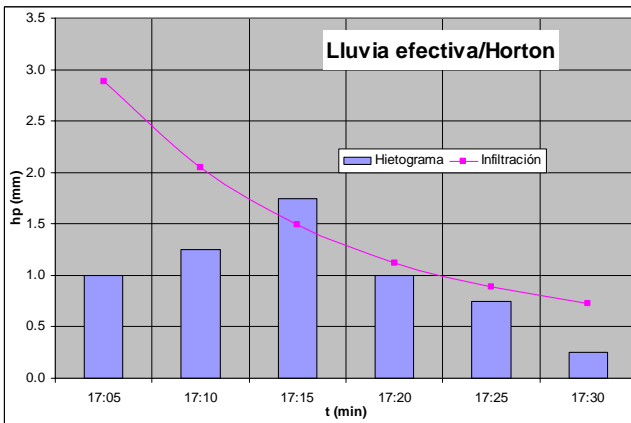
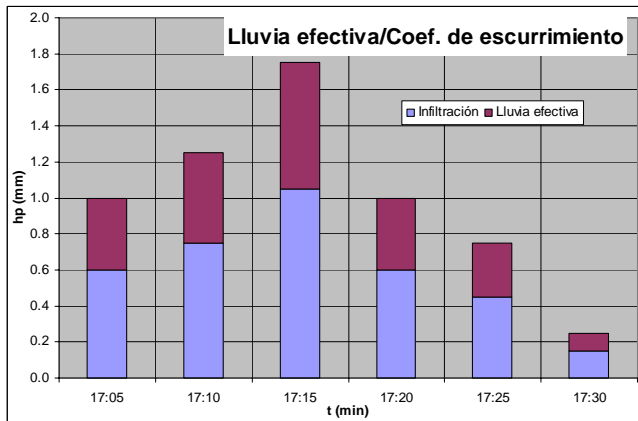
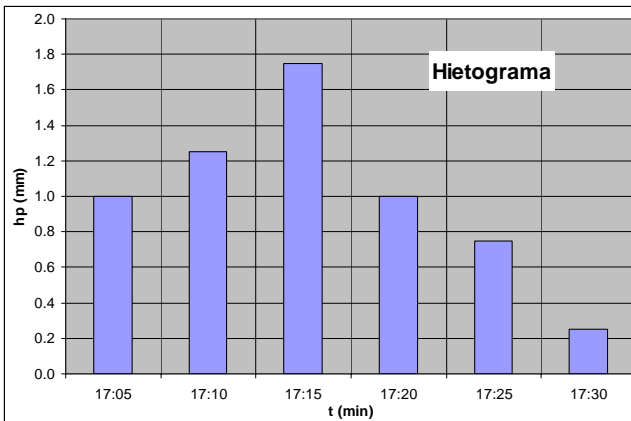
Evento ocurrido el 8 de septiembre de 2006



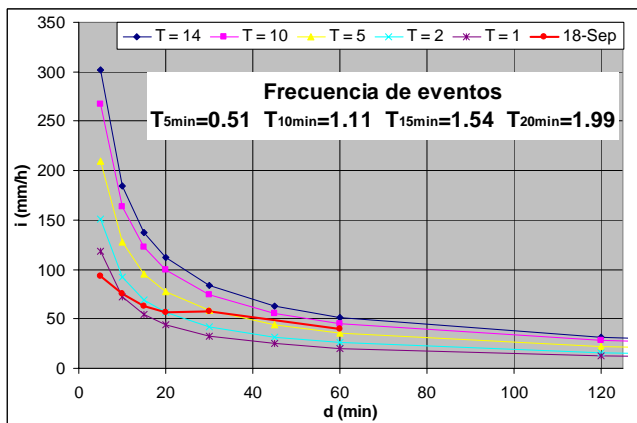
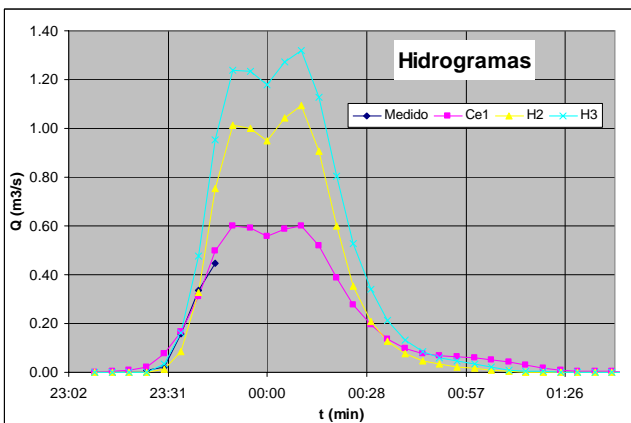
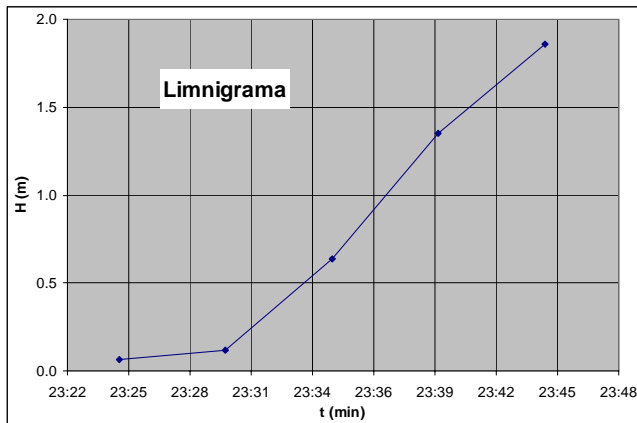
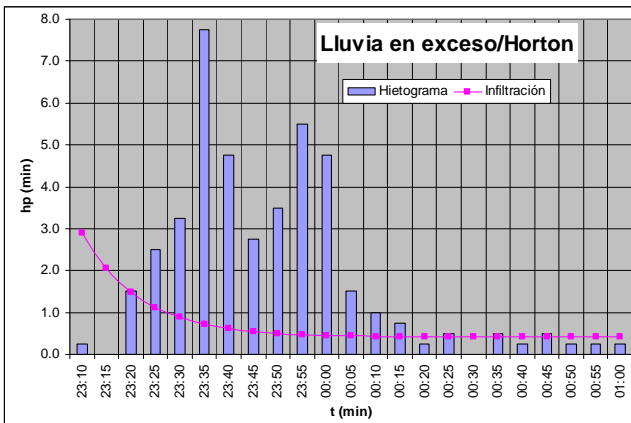
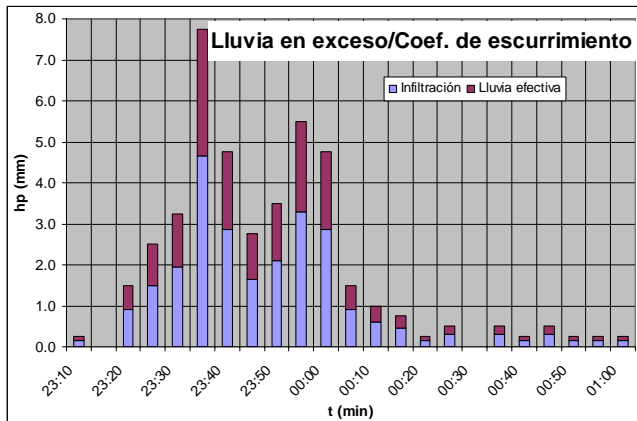
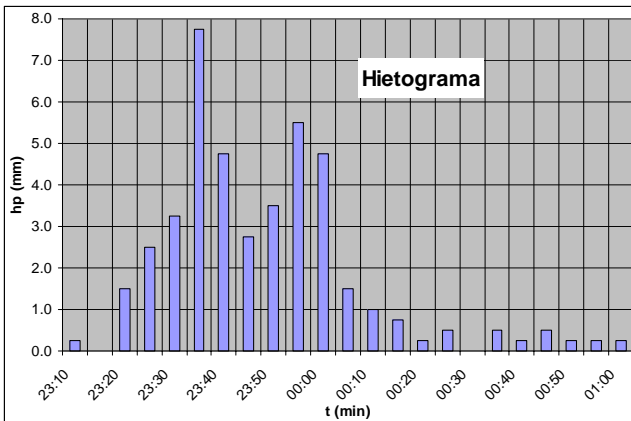
Evento ocurrido el 10 de septiembre de 2006



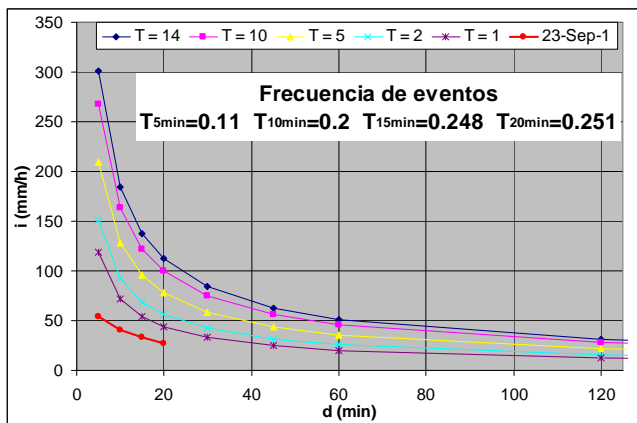
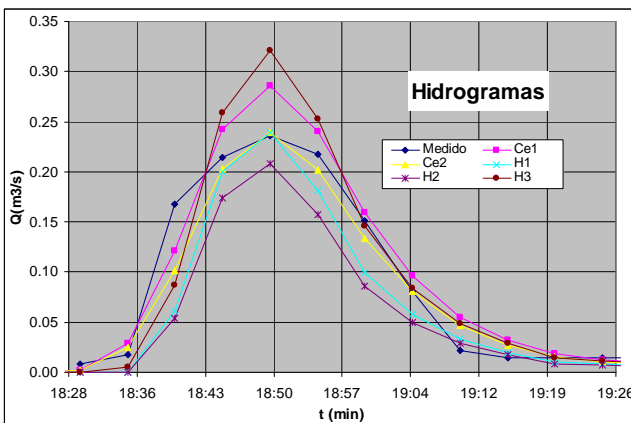
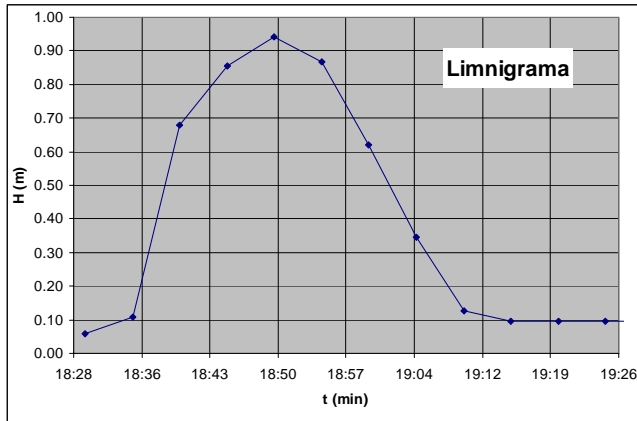
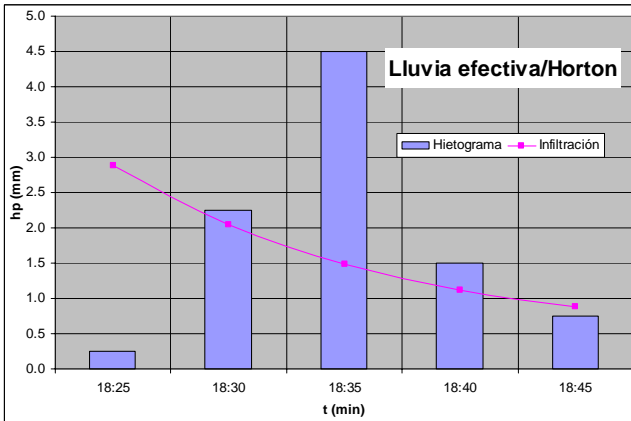
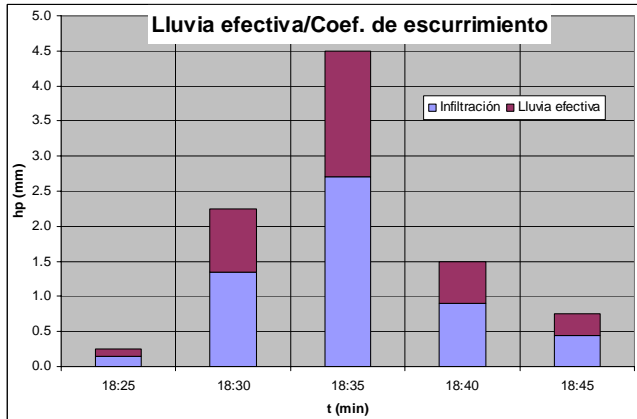
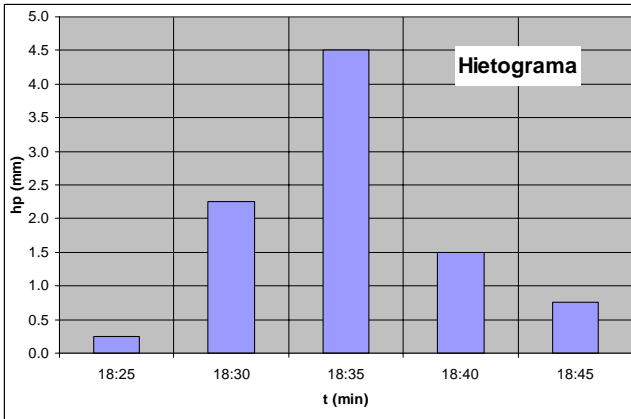
Evento ocurrido el 16 de septiembre de 2006



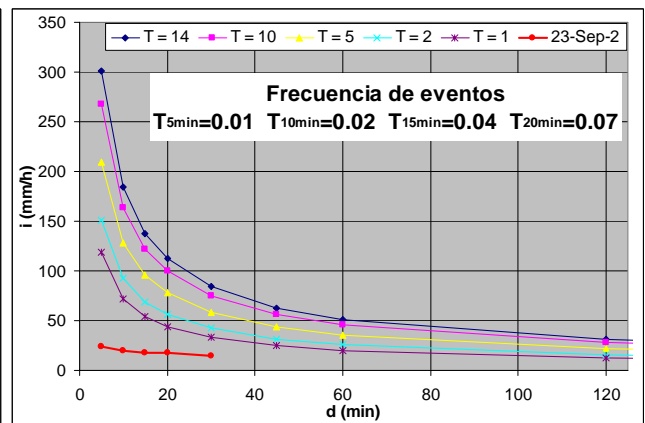
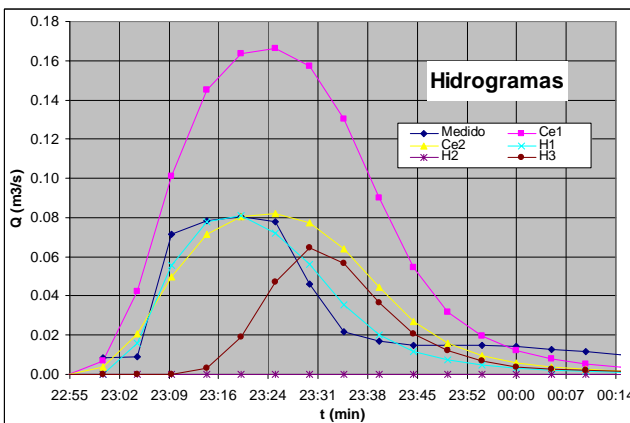
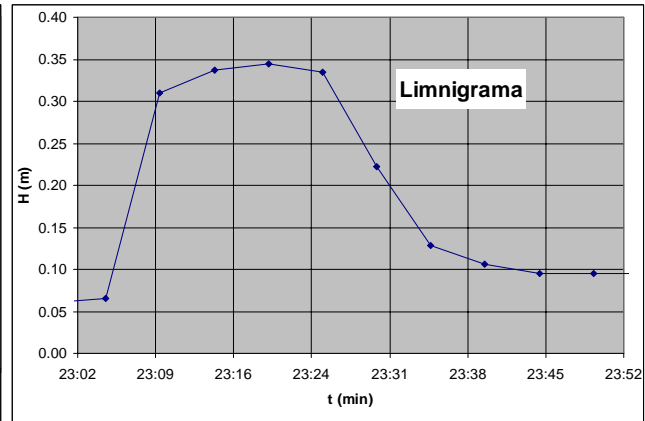
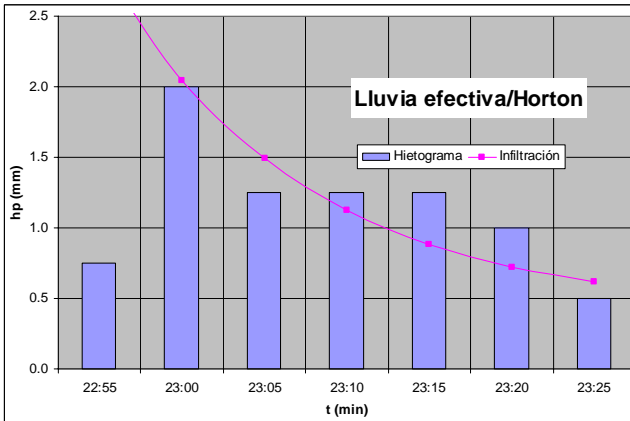
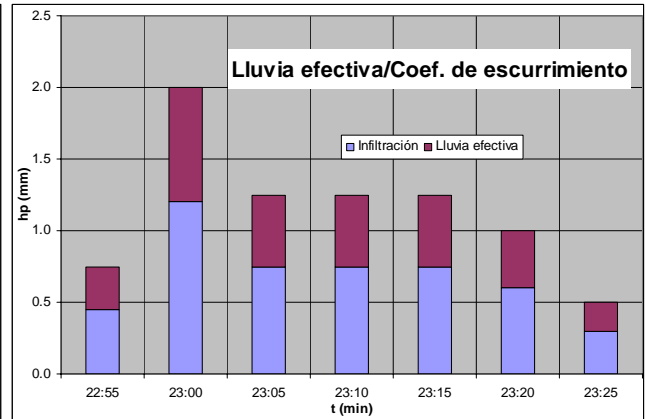
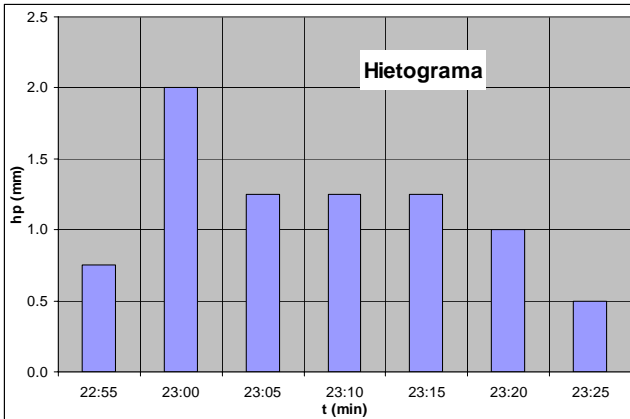
Evento ocurrido el 18 de septiembre de 2006



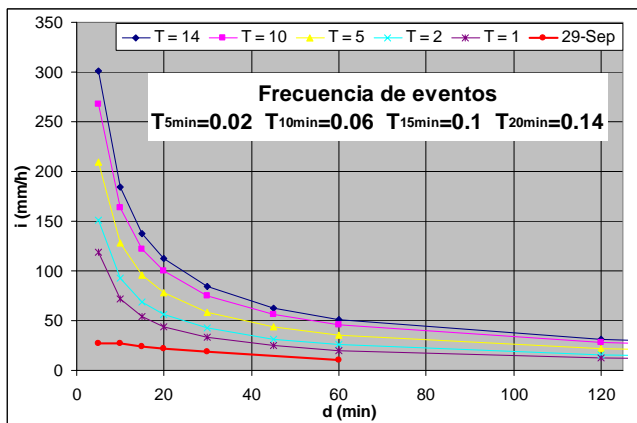
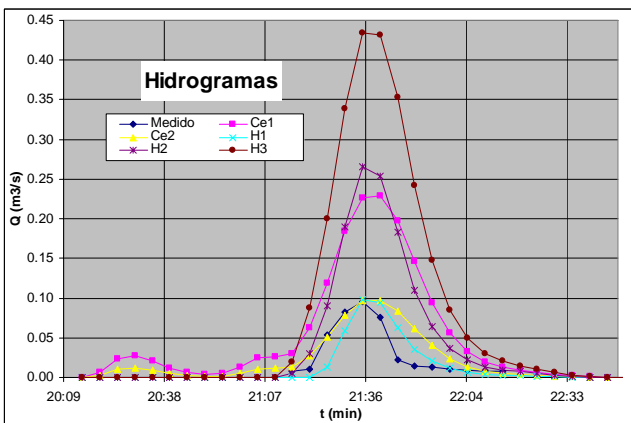
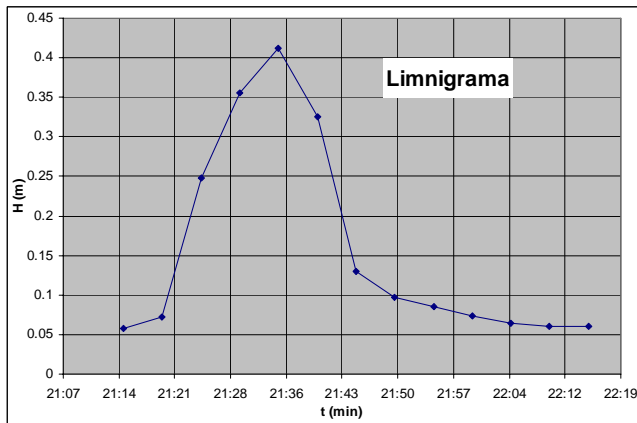
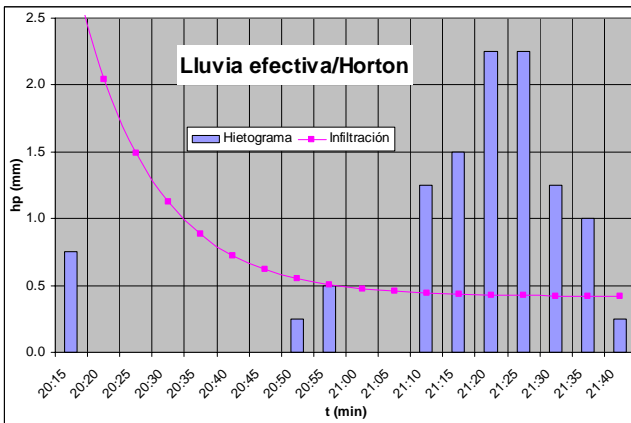
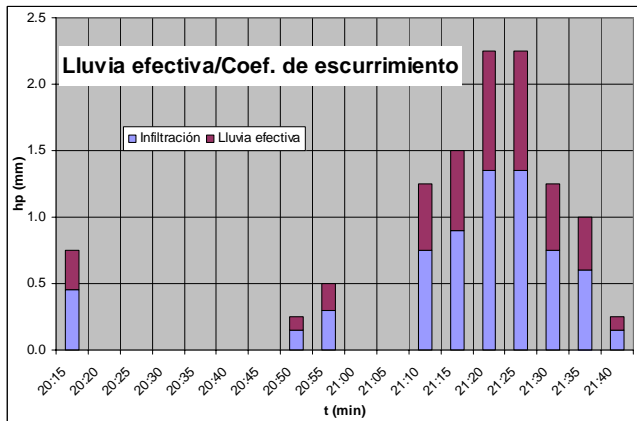
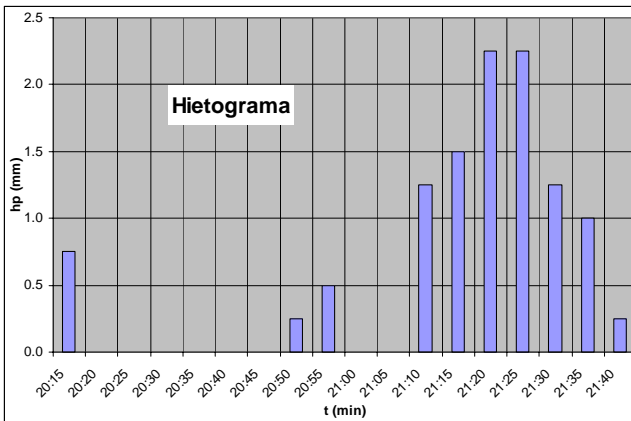
Evento (1) ocurrido el 23 de septiembre de 2006



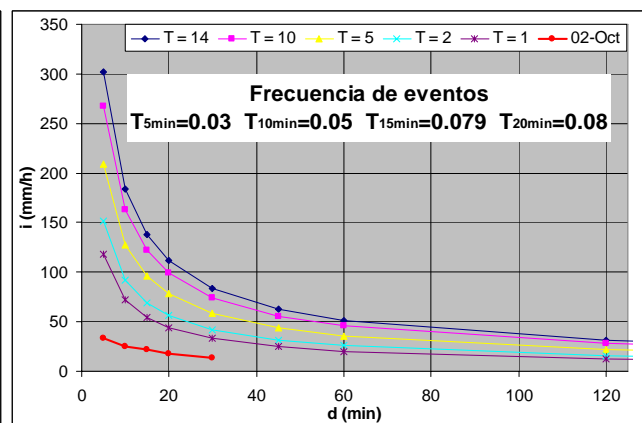
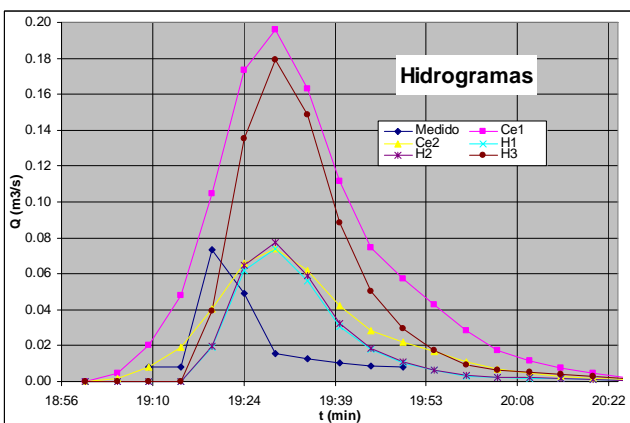
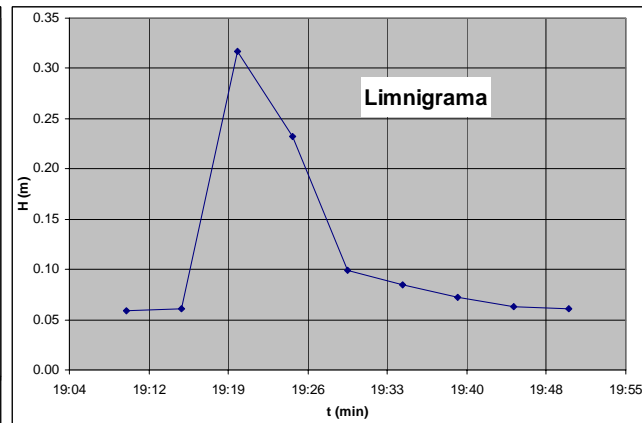
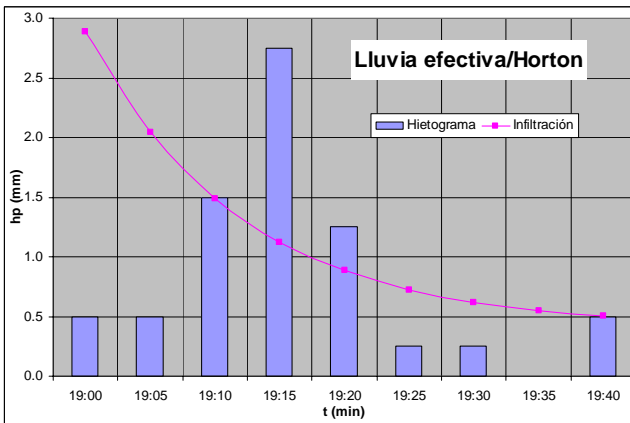
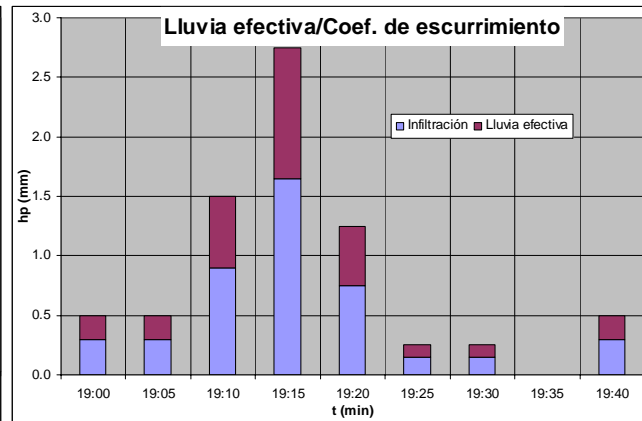
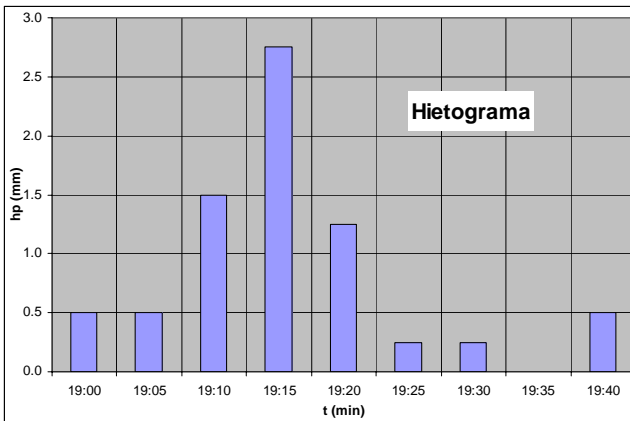
Evento (2) ocurrido el 23 de septiembre de 2006



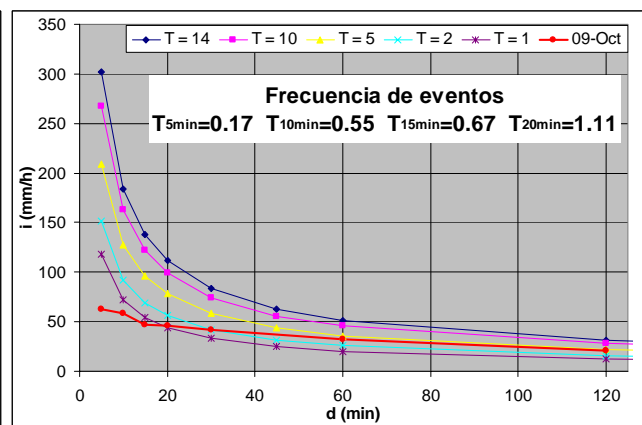
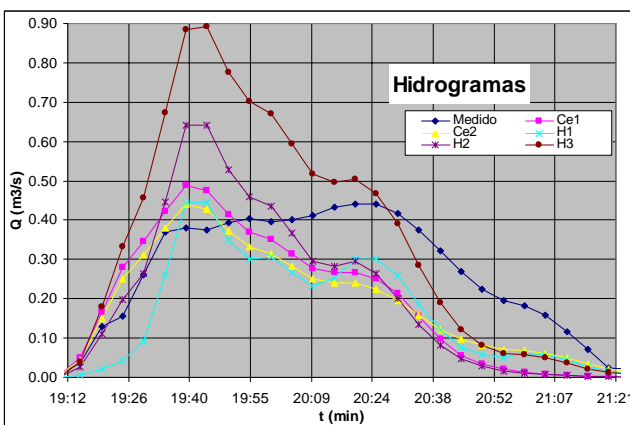
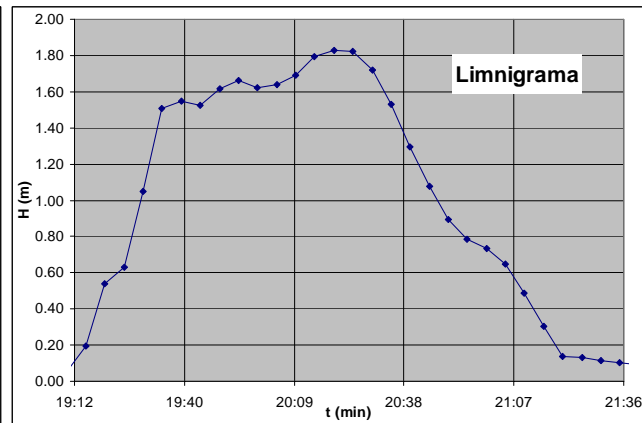
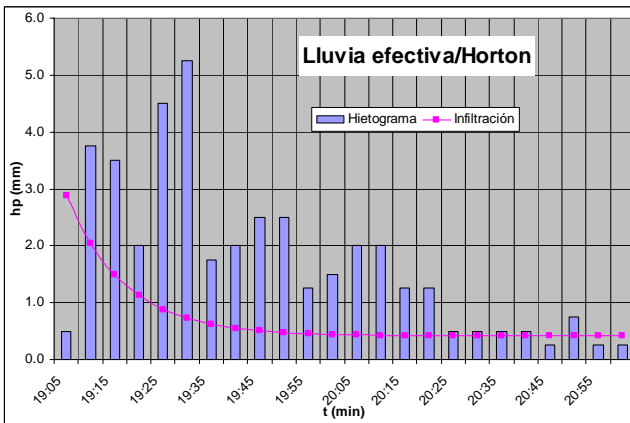
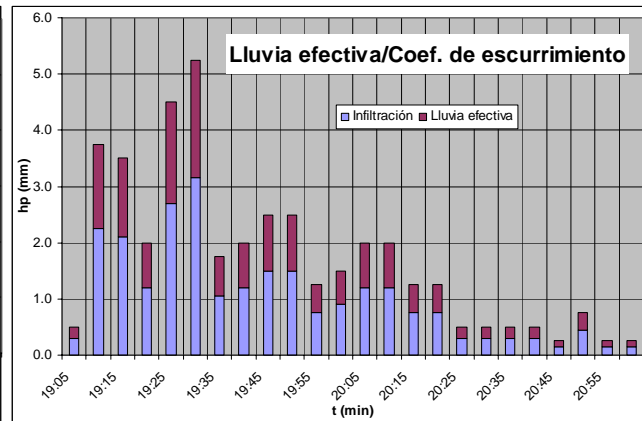
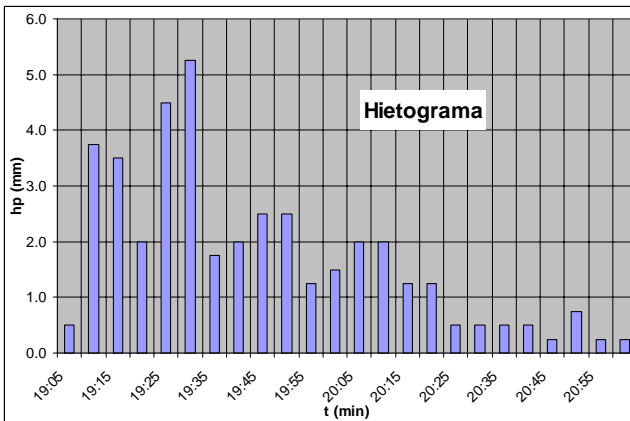
Evento ocurrido el 29 de septiembre de 2006



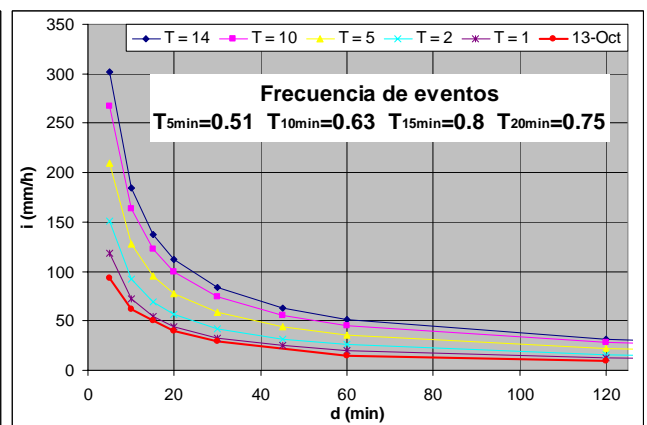
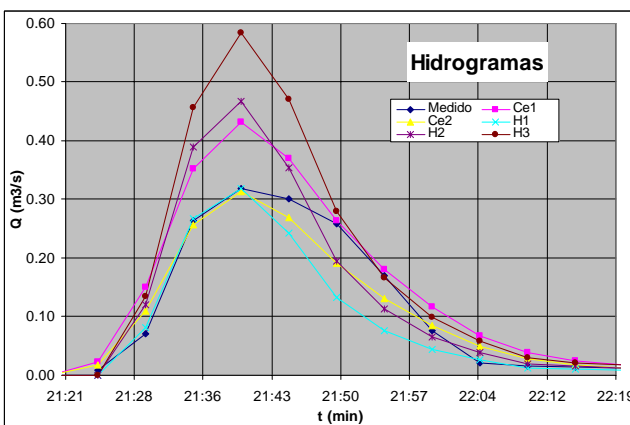
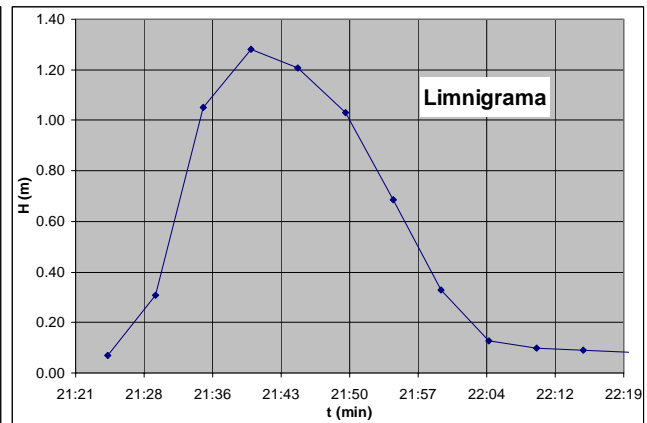
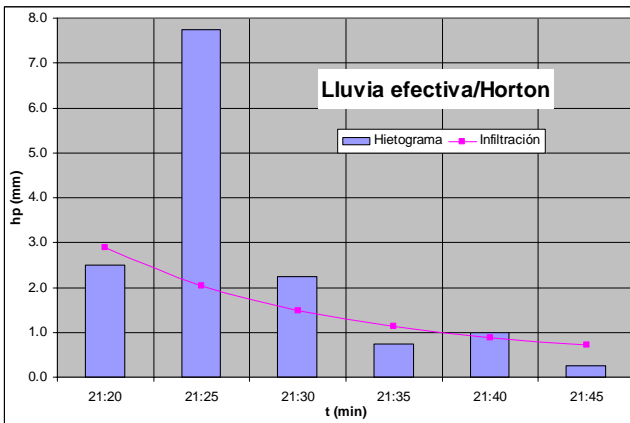
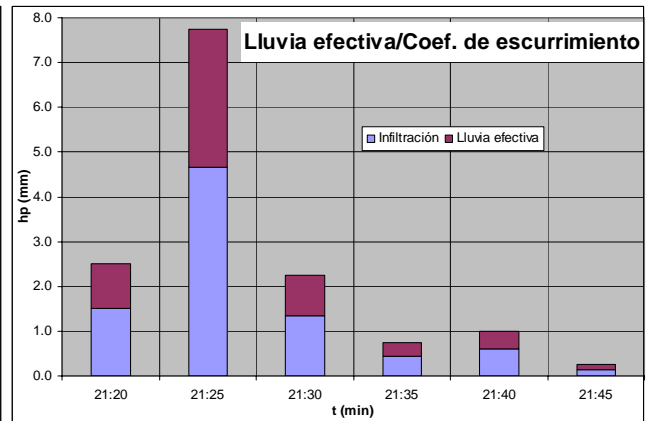
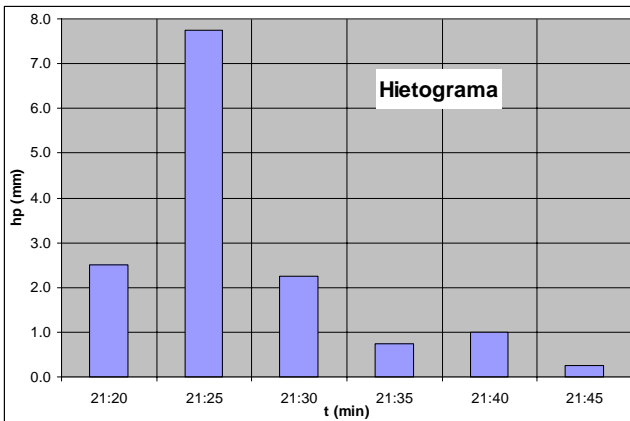
Evento ocurrido el 2 de octubre de 2006



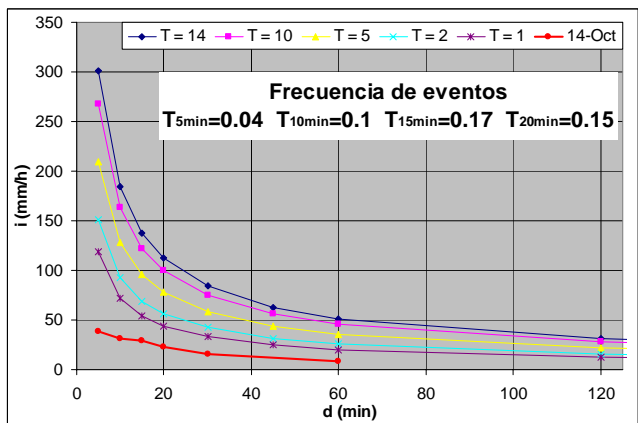
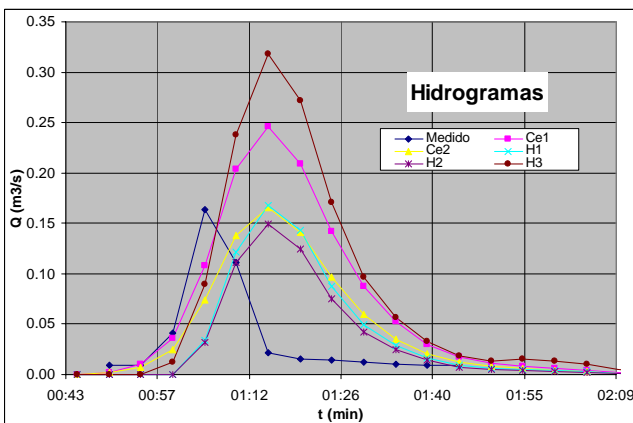
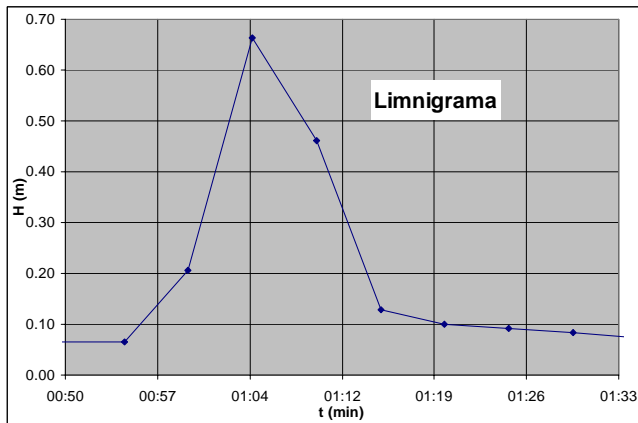
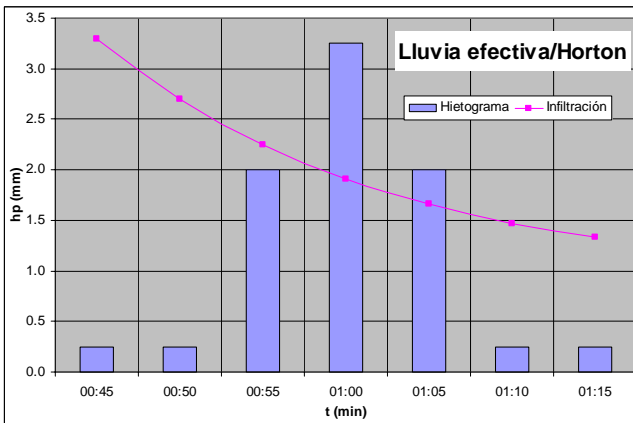
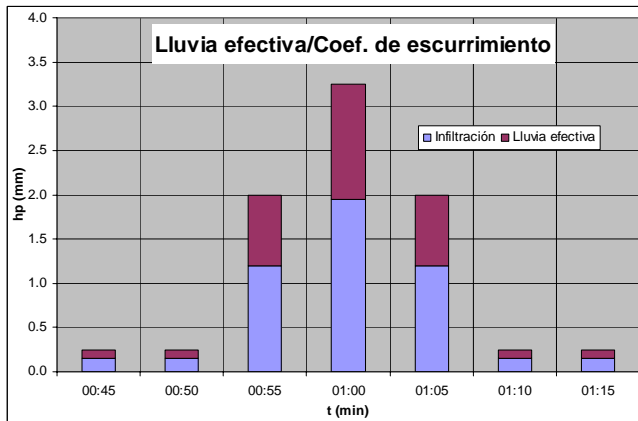
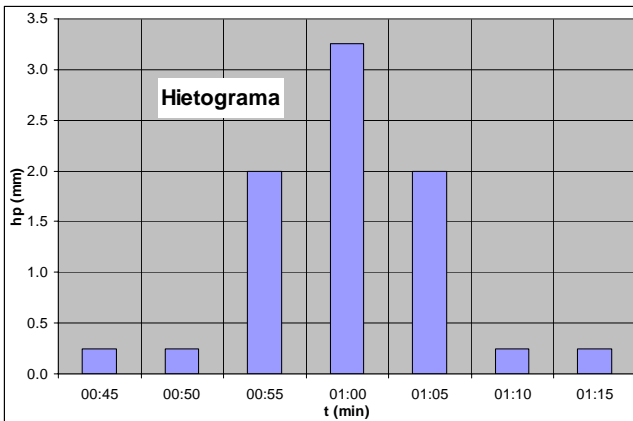
Evento ocurrido el 2 de octubre de 2006



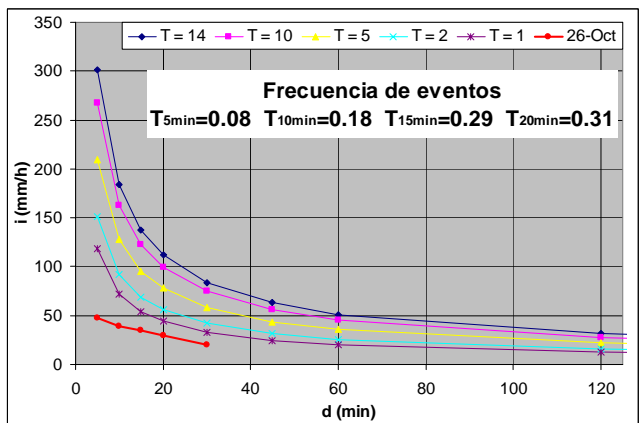
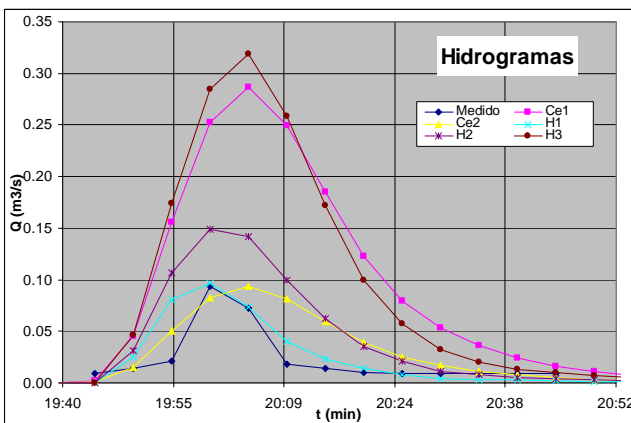
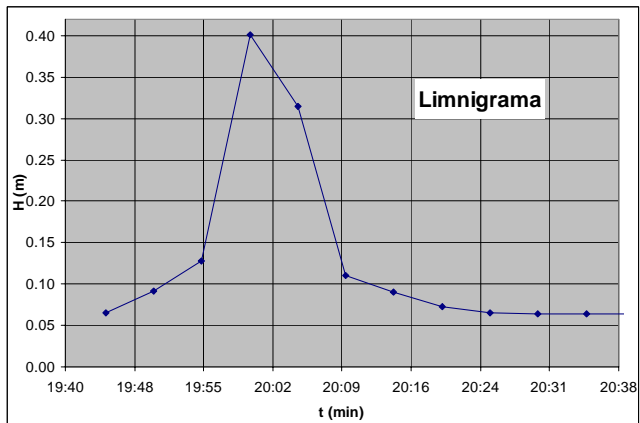
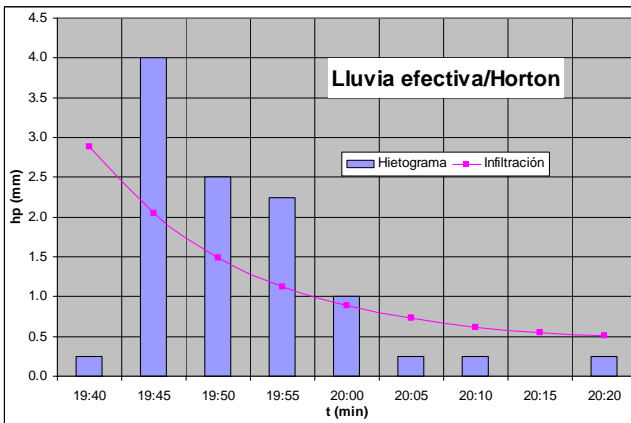
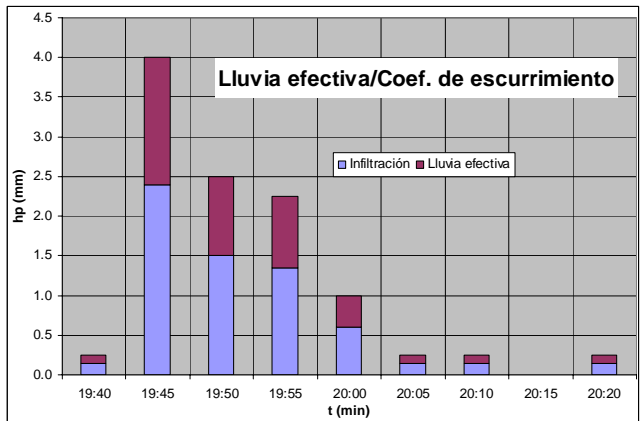
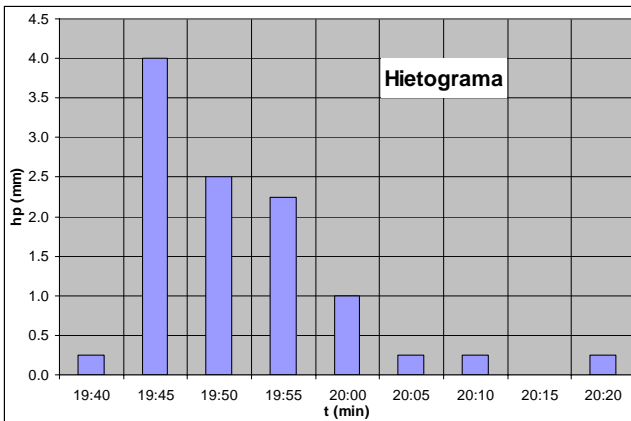
Evento ocurrido el 13 de octubre de 2006



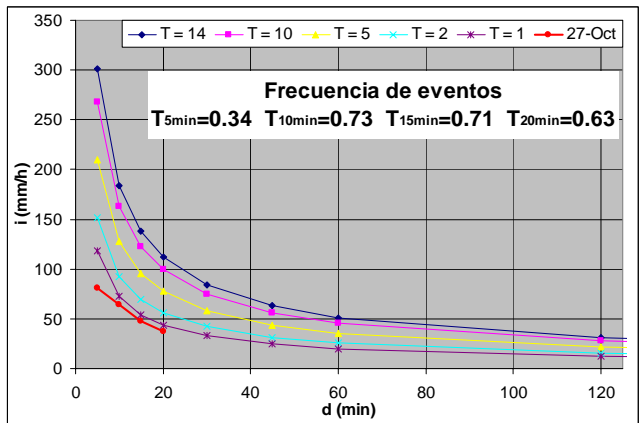
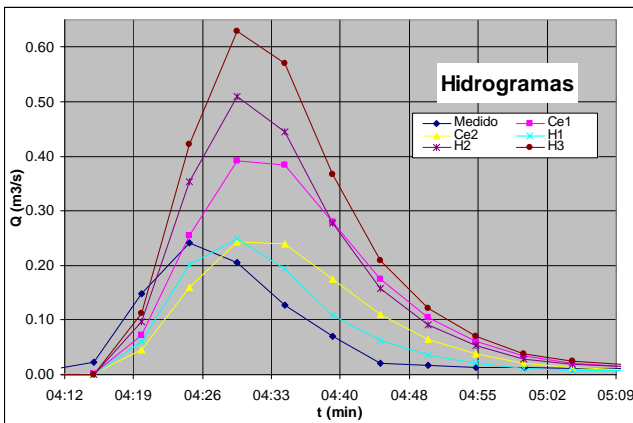
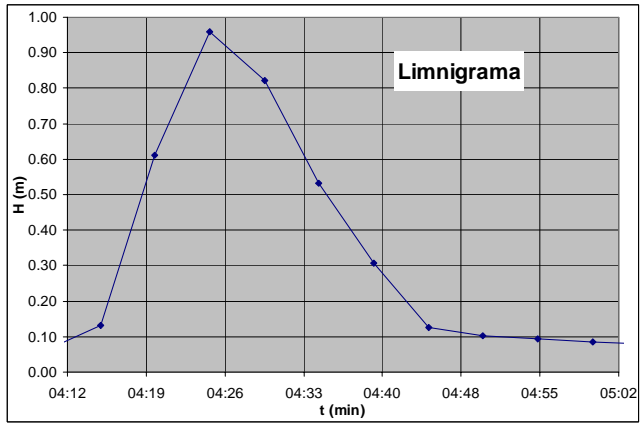
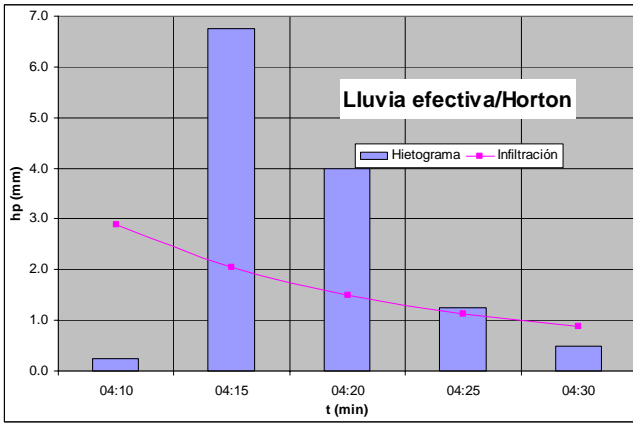
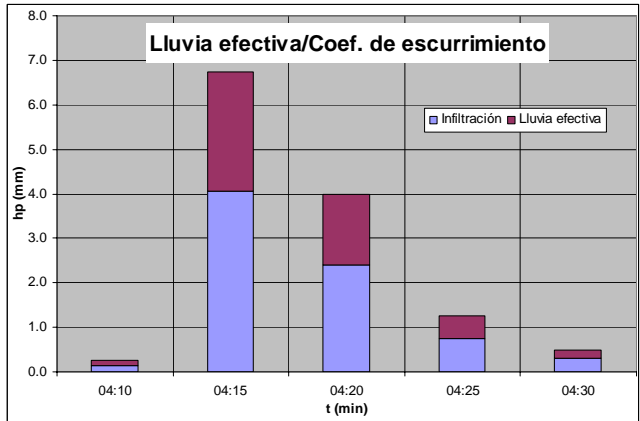
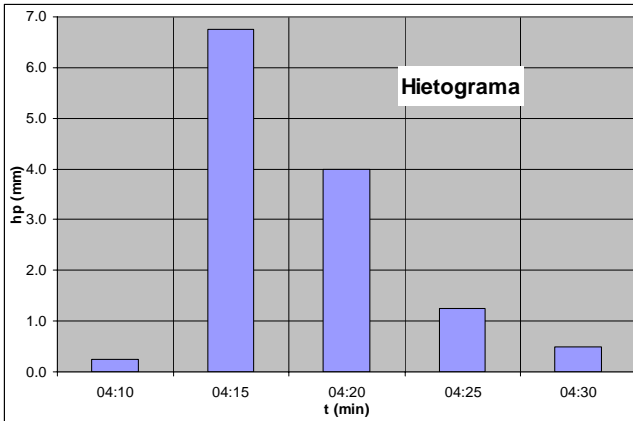
Evento ocurrido el 14 de octubre de 2006



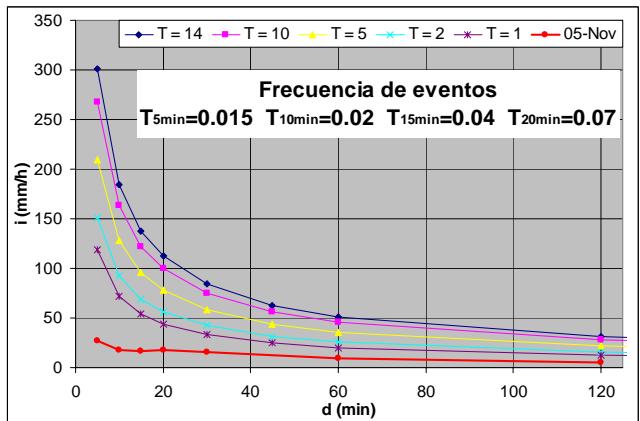
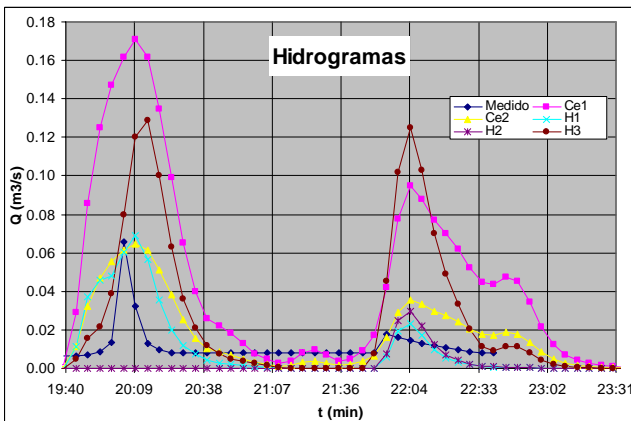
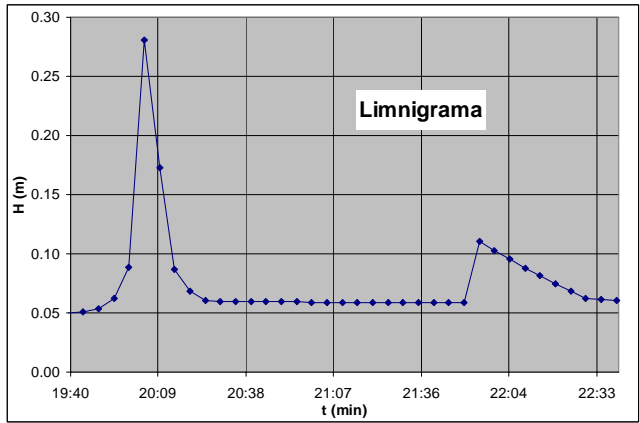
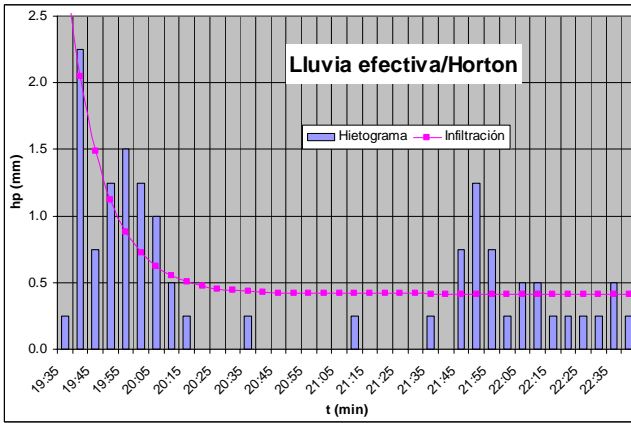
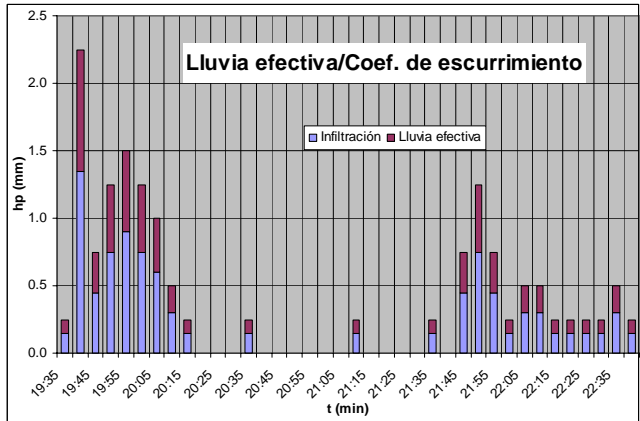
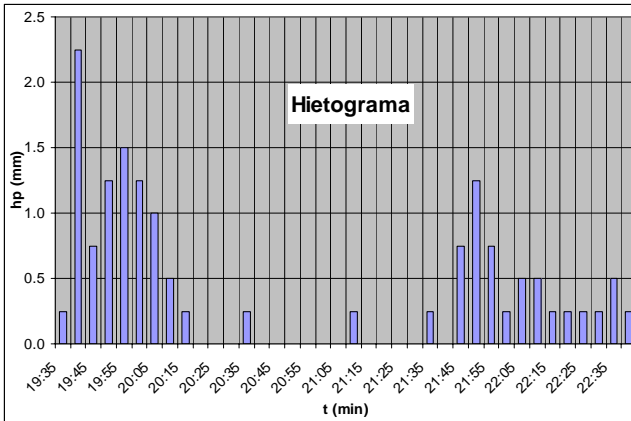
Evento ocurrido el 26 de octubre de 2006



Evento ocurrido el 27 de octubre de 2006



Evento ocurrido el 5 de noviembre de 2006



Al analizar los resultados, se puede observar la relación que siguen los diferentes gráficos, como la forma y magnitud de los hietogramas se refleja en la forma de los limnigramas y los hidrogramas. En estos últimos se pueden apreciar que se consiguen buenas aproximaciones entre las simulaciones y los hidrogramas medidos. Sin embargo, en lo que respecta al volumen de escurrimiento (área bajo la curva de los hidrogramas) en la mayoría de los eventos se aprecia gran variación entre el hidrograma medido y los simulados, aún en el caso de las simulaciones donde se usaron parámetros particulares para cada evento (Ce2 y H1).

En las simulaciones donde se utilizó el método del coeficiente de escurrimiento se hacen algunas observaciones que pueden ser relevantes, particularmente en el caso Ce2, se aprecia como el coeficiente asignado a cada evento mantiene una relación con el gasto máximo medido (el coeficiente de correlación entre ellos es igual a 0.90), en los eventos pequeños el coeficiente resulta muy bajo y cuando el evento es mayor el coeficiente aumenta; esto se puede apreciar en la tabla 5.2.1.

En cuanto a los periodos de retorno se aprecia que a la mayoría de los eventos se les asocia un periodo de retorno menor de un año y solo algunos de ellos presentan un periodo superior a los dos años en las duraciones de 15 y 20 minutos.

En general se puede decir que los modelos propuestos dan resultados aceptables para el estudio, con los cuales se elaboran las conclusiones que se presentan en el siguiente capítulo.

6. Conclusiones

En este estudio se analizaron los escurrimientos medidos en una cuenca urbana experimental con el propósito de compararlos con las simulaciones realizadas con diferentes modelos hidrológicos. La medición de los escurrimientos en la cuenca se efectuó en una estructura de control que define el parteaguas de la cuenca y cuya función inicial es limitar el flujo hacia aguas abajo y descargar gastos extremos hacia un predio adjunto. Además, con la ayuda de los datos de lluvia de cuatro estaciones pluviométricas cercanas a la cuenca se buscó asociar su frecuencia a la de los escurrimientos registrados en la estación hidrométrica a través de curvas i-d-T.

Para obtener los hidrogramas de llegada a la estructura de control que representan el escurrimiento de la cuenca se recurrió al modelo hidráulico presentado en el capítulo 2. Para alimentar ese modelo se realizó una campaña de mediciones de los niveles de agua en la estructura de control, los cuales se asociaron a los gastos de entrada a la estructura. Se instaló en esta estructura una estación hidrométrica, equipada con un limnógrafo automático, la cual proporcionó información de calidad para la mayor parte de los eventos. Para los eventos en los que se presentó algún problema en la continuidad de las mediciones se supuso que la causa de las fallas se debió a un desajuste en el cable del sistema de polea y contrapeso.

Por otro lado, los modelos hidrológicos presentados en el capítulo 3 se calibraron con las características fisiográficas de la cuenca. Con éstos modelos se obtuvieron hidrogramas simulados correspondientes a la cuenca en estudio a partir de los datos lluvia y de un hidrograma unitario. Los datos de lluvia fueron recopilados por la estación pluviométrica ubicada en la azotea del edificio 5 del Instituto de Ingeniería.

Con los registros de lluvia de cuatro estaciones hidrométricas cercanas a la cuenca en estudio, se obtuvo una ecuación con la que se construyeron curvas duración-intensidad-periodo de retorno. Con base en dichas curvas se asoció un periodo de retorno a cada uno de los eventos registrados en la cuenca en estudio.

En lo que respecta particularmente al modelo hidráulico, al comparar las mediciones de los niveles en la estructura de control (limnigramas) con los escurrimientos obtenidos a partir de dicho modelo (hidrogramas medidos), se observa que se mantiene concordancia en cuanto a forma y magnitud. También se puede apreciar que en las transiciones entre las tres etapas de funcionamiento del modelo hidráulico no se presentan discontinuidades debidas a incompatibilidades entre las ecuaciones del modelo, lo que se confirma con la curva elevaciones-gastos presentada en el capítulo 2. En esa figura sólo se aprecia un cambio brusco que se produce por el cálculo del flujo en la descarga lateral, por lo que se tiene confianza en que el modelo hidráulico proporcione buenos resultados en sus distintas condiciones de funcionamiento, además representa de manera fidedigna el comportamiento de la cuenca relacionado al escurrimiento producido por las precipitaciones. Sin embargo, para confirmar la pertinencia del modelo hidráulico es necesario que se presenten más eventos en los que se presente flujo lateral, ya que esto solamente ocurrió con uno de los veintisiete eventos analizados.

Para construir los modelos hidrológicos se utilizaron dos métodos para determinar la lluvia en exceso: el método del coeficiente de escurrimiento y el método de Horton; con

estos métodos se realizaron cinco simulaciones para cada evento; dos correspondientes al método del coeficiente de escurrimiento y tres al método de Horton.

El método del coeficiente de escurrimiento es muy sencillo de utilizar ya que sólo consiste en asignar a ese coeficiente un valor porcentual de la lluvia total. En la primera simulación se usó un coeficiente de escurrimiento particular en cada evento (Ce1) y en la segunda simulación se tomó un valor calibrado con cuatro eventos con características diferentes, a la que se denominó Ce2. En particular el número de calibraciones para encontrar los coeficientes de escurrimiento apropiados a cada evento fue relativamente reducido. También con éste método se hacen simulaciones en las que se busca aproximar simultáneamente la magnitud de los gastos pico y los volúmenes de escurrimiento medidos.

Para realizar las simulaciones con el método de Horton se buscó, para cada evento, una terna de parámetros, con la cual la simulación se ajustara adecuadamente al hidrograma medido, a la cual se denominó H1. Posteriormente, partiendo del juego de 27 ternas se hicieron simulaciones con sus valores promedio (H2) y otra con sus valores más frecuentes (H3).

Con el modelo de infiltración de Horton fue necesario hacer un mayor número de calibraciones para encontrar los parámetros adecuados del modelo que logran ajustes satisfactorios. En lo que se refiere al uso de la terna de valores promedio (H2), en cinco de los veintisiete eventos registrados el modelo indica que no existe lluvia en exceso, por lo tanto en la simulación correspondiente no se presenta escurrimiento. Hay que señalar que en los cinco eventos mencionados el gasto máximo registrado es relativamente pequeño comparado con el resto de las observaciones pues sus caudales máximos se encuentran alrededor de $0.02 \text{ m}^3/\text{s}$. Este problema se presentó también en una de las simulaciones H3.

Uno de los inconvenientes que generalmente se presentó con los modelos hidrológicos fue la ocurrencia de desfases hacia la derecha en algunos de los hidrogramas simulados. Esto puede ser causado por efecto de los modelos de infiltración, ya que en algunos casos las simulaciones realizadas con el método del coeficiente de escurrimiento, sólo toman en cuenta un porcentaje muy pequeño de las primeras barras del hidrograma, mientras que en la mayoría de las simulaciones realizadas con el método de Horton, la lluvia en exceso resulta demasiado pequeña o nula.

Con todo esto se puede concluir que los modelos hidrológicos usados logran reproducir la forma de los escurrimientos que produce la cuenca, aunque en general sobreestiman la magnitud de los gastos de pico. A partir de una comparación visual sobre las gráficas, se puede afirmar que el método que obtuvo mejores resultados fue el de Horton en su versión H2 pues sus resultados se ajustan mejor a los hidrogramas medidos. Desde el punto de vista del diseño este modelo proporcionaría un factor de seguridad mayor.

Al realizar las comparaciones entre los hidrogramas obtenidos con el modelo hidráulico y los hidrogramas obtenidos con los modelos hidrológicos, se puede apreciar que existen coincidencias y discordancias entre las diferentes simulaciones. En primer lugar, la rama ascendente de todos los hidrogramas mantiene una misma pendiente. Por otro lado la rama descendente de las simulaciones pocas veces se ajusta al hidrograma medido; esto puede deberse a dos posibles razones: que la estructura de control retrase

la salida del flujo y que el modelo hidráulico no lo refleje, o bien que el uso del hidrograma unitario del SCS es impropio para este tipo de cuencas.

Un factor que puede ser importante en el ajuste entre los hidrogramas medido y simulados es la distribución temporal de la lluvia, particularmente en la rama descendente de los hidrogramas. También para eventos en los que la intensidad de la lluvia se mantuvo relativamente constante, se advierte un segundo ascenso en los hidrogramas, el cual puede ser causado por un amortiguamiento de la llegada del flujo en la cuenca. Así mismo, en los eventos donde se presenta una precipitación más intensa se obtienen mejores aproximaciones entre las simulaciones y las mediciones, al menos en la forma de los hidrogramas.

Por lo que respecta a los periodos de retorno, se puede ver que éstos resultaron muy pequeños. Lo anterior puede deberse a que el método usado para la obtención de las curvas i-d-T, descrito en el apartado 4.1, está adecuado para tormentas de corta duración (120 minutos) y en el análisis se consideraron duraciones de hasta 720 minutos (12 h), lo que puede modificar la pendiente de la curva; otra posible razón puede ser que la ecuación con la que se obtuvieron las curvas está condicionada a una sola distribución de probabilidad y puede que ésta no sea la más adecuada para los datos con los que se cuenta.

En lo correspondiente al área de la cuenca estudiada se puede concluir que los campos de football y demás áreas verdes no contribuyen de manera significativa al escurrimiento, al menos en los eventos medidos. Esto se concluye debido a que el escurrimiento de los hidrogramas simulados se genera con la superficie representativa de la cuenca, es decir, un área menor que la real; si se tomara en cuenta toda el área de la cuenca y los mismos coeficientes se tendrían escurrimientos mayores en las simulaciones, lo cual representaría una sobreestimación mayor a la actual en los hidrogramas.

A pesar de que se partió de la hipótesis de que el área representativa de la cuenca es impermeable, en las simulaciones se advierte que existen grandes pérdidas en el volumen de escurrimiento. Esto se deduce de los coeficientes de escurrimiento particulares de cada evento, los cuales indican que el porcentaje entre el volumen que cae y el que escurre es menor del cincuenta por ciento. Solo en un evento se presenta un coeficiente particular de 0.51, el cual corresponde al 27 de agosto, fecha en la que se presenta el gasto máximo registrado en este estudio. El gasto de pico ó el volumen de escurrimiento, presentados en el evento mencionado, pueden ser utilizados como parámetros de diseño. Según las curvas i-d-t de este evento, se tendría un periodo de retorno de 5 años. También puede hacerse notar que la estructura de control tuvo la capacidad de manejar el escurrimiento más grande registrado en la temporada de lluvias del año 2006, ya que no se presentaron inundaciones aguas abajo de la estructura de control.

Las pérdidas mencionadas pueden ser ocasionadas por infiltración debido a las fracturas en el pavimento, las juntas constructivas y las pequeñas áreas verdes que se encuentran alrededor de los frontones. También es factible considerar retención, ya que en algunos puntos de la cuenca el terreno presenta irregularidades que pueden interceptar el escurrimiento.

Para la continuación y ampliación de este estudio se pueden proponer algunas acciones que podrían mejorar las simulaciones, por ejemplo la búsqueda de la lluvia en exceso a través de otros métodos como los que se mencionan en el capítulo 3, con lo cual a partir de las referencias proporcionadas por los métodos utilizados en este trabajo se podrían obtener simulaciones más cercanas a lo que se registra en la cuenca.

También deben aplicarse métodos para comparar los hidrogramas medidos con los hidrogramas simulados (como los coeficientes de correlación o el de Nash-Sutcliffe) los cuales nos indiquen de forma analítica la proximidad entre el hidrograma medido y los simulados.

Al realizar la obtención de las curvas i-d-T se puede considerar la constante c , que en te estudio se le determinó como cero, ya que esta puede mejorar el ajuste. También se puede utilizar otro tipo de función de distribución la cual pueda ajustarse mejor a los datos con los que se cuenta.

Otra medida que podría resultar interesante sería explorar el uso de otros intervalos de análisis, ya sea para mejorar la descripción del fenómeno lluvia-escorrentía o para economizar el número de datos por usar en las simulaciones.

Referencias

1. Akan, A. O. & Houghtalen, R. J. (2003). "Urban Hydrology, Hydraulics, and Stormwater Quality", John Wiley & Sons, New Jersey, Estados Unidos.
2. Aparicio, M. F. (2001). "Fundamentos de Hidrología de superficie", Ed. Limusa, México.
3. Cisneros, I. H. L., Vázquez, T. V., Domínguez, M. R. (2005). "Estudio para el reemplazo del sistema de almacenamiento y transmisión de mediciones de la red de pluviómetros del Sistema de Aguas de la Ciudad de México (SACM)", Instituto de Ingeniería, UNAM, México.
4. Domínguez, M. R., Cisneros, I. H. L., Fuentes, M. G., Durand, M. R., Argánis, J. M., Pelczer, I. J. (2004). "Análisis del comportamiento hidrológico de cuatro cuencas del poniente del Valle de México, programa de visualización de isoyetas y asesoría sobre dos programas de infiltraron", Instituto de Ingeniería, UNAM, México.
5. Lázaro, L. A. (1997). "Manual de Hidráulica", Publicaciones de la Universidad de Alicante, España.
6. Musy, A. (2001). "Hydrologie appliquée", Lausana, Suiza.
7. Sotelo, A. G. (1989). "Hidráulica General", 10ª edición, Ed. Limusa, México.
8. Sotelo, A. G. (2002). "Hidráulica de canales", 1ª Ed., Facultad de Ingeniería UNAM, México.