

Tesis de Maestría

**UNIVERSIDAD VERACRUZANA**

**INSTITUTO DE INGENIERIA**



**PROTOTIPO DE UNA CUENCA URBANA  
IMPERMEABLE PARA EL ESTUDIO DE LA  
PRECIPITACION EN LABORATORIO**



**QUE PARA OBTENER EL GRADO DE:  
MAESTRO EN INGENIERIA HIDRAULICA**

**PRESENTA:**

*Rubén Mauro Díaz Nicolás*

H. VERACRUZ, VER.

NOVIEMBRE 1999.

Proyecto de Digitalización de Tesis  
Responsable M.B. Alberto Pedro Lorandi Medina  
Colaboradores: Estanislao Ferman García  
M.B. Enrique Rodríguez Magaña

Instituto de Ingeniería  
Universidad Veracruzana



## UNIVERSIDAD VERACRUZANA INSTITUTO DE INGENIERIA

H. Veracruz, Ver., a 11 de Noviembre de 1999  
DI743/99

Al Candidato al Grado  
ING. RUBEN MAURO DIAZ NICOLAS  
PRESENTE:

En atención a su solicitud relativa, me es grato transcribir a usted a continuación el tema que aprobado por esta Secretaría propuso el M.I. Jaime Castillo Ramson para que lo desarrolle como tesis, para obtener el Grado de Maestro en Ingeniería Hidráulica

TEMA :

PROTOTIPO DE UNA CUENCA URBANA IMPERMEABLE PARA EL  
ESTUDIO DE LA PRECIPITACION EN LABORATORIO

- I .- Introducción
- II .- Planteamiento del problema
- III .- Marco de referencia
- IV .- Marco teórico y conceptual
- V .- Delimitación del problema a investigar
- VI .- Hipótesis
- VII .- Objetivos
- VIII .- Metodología
- Conclusiones y recomendaciones
- Bibliografía

Sin otro particular, me es grato quedar de Usted como su atento y seguro servidor.

ATENTAMENTE

"LIS DE VERACRUZ: ARTE, CIENCIA, LUZ"

  
DR. ENRIQUE A. MORALES GONZALEZ  
DIRECTOR

EMG/apm\*

Instituto de Ingeniería  
Universidad Veracruzana

## RESUMEN

En este trabajo de investigación, se construyó, en un laboratorio, un prototipo de una cuenca urbana impermeable para estudiar la precipitación.

Lo primero que se hizo fue analizar las ecuaciones de tiempo de concentración existentes a fin de determinar cual de estas se podría adecuar a las características del prototipo. Una vez que se terminó dicho análisis, se obtuvo como resultado que con la ecuación de Izzard se consiguieron los tiempos de concentración y las alturas máximas de precipitación más adecuados a la experimentación.

Posteriormente, se manipularon las intensidades de lluvia que suministra la bomba del prototipo para cada área de la coladera pluvial de orificios circulares. En esta prueba, se utilizaron coladeras de forma circular, rectangular y triangular. Para cada una se tomaron los tiempos de concentración y los tiempos de desalojo. Además, se midieron las alturas máximas de precipitación respectivas. De esta manera, se realizaron 110 simulaciones de lluvia utilizando el principio de aleatorización restringida.

Finalmente, se analizaron las medias muestrales de cada forma de las coladeras pluviales de acuerdo con la intensidad de lluvia. Esto se hizo mediante un análisis de varianza y por el método del error cuadrático mínimo.

Al terminar el análisis resultó que las coladeras pluviales de orificios circulares de forma rectangular y circular obtuvieron el error cuadrático más pequeño con respecto a la ecuación; aunque la diferencia entre estas no fue muy significativa.

Por otro lado las coladeras pluviales de forma triangular fueron las que obtuvieron el error cuadrático más grande. Estas aumentaron de manera significativa los tiempos de concentración con relación a las otras y a la ecuación. Además de que disminuyeron las alturas máximas de precipitación.

En conclusión, teniendo en cuenta los resultados obtenidos, las coladeras pluviales de forma triangular fueron la que captaron mejor el agua. Esto, en un diseño de alcantarillado pluvial, podría dar un margen de tolerancia importante, aunque para la construcción de las mismas se requirió de mayor espacio.

## ABSTRACT

In this research work, a prototype of a waterproof urban watershed was built in a laboratory to study its rainfall.

First, the time of concentration equations existing were analyzed in order to determine which of them could be adequate to the characteristics of the prototype. Once that analysis was finished, Izzard's equation procured the time of concentration and the maximum rainfall heights more adequate to the experiment.

Afterwards, were manipulated the rain intensities supplied by the prototype bomb for each area of the pluvial drain of circular orifices. In this test, circular, rectangular and triangular drains were used. The times of concentration and the times of dislodgment were taken with each one. Furthermore, were measured the maximum heights of respective rainfall. In this way, 110 rain simulations were accomplished using the principle of restricted aleatorization.

Finally, the sample means of each form of the pluvial drains were analyzed according to the rain intensity. This was made through a variance analysis and by the method of the minimum quadratic error.

When the analysis was finished, on the one hand, the pluvial drains with circular orifices of rectangular and circular form were those which obtained the smallest quadratic error with regard to the equation; though the difference between these was not very meaningful.

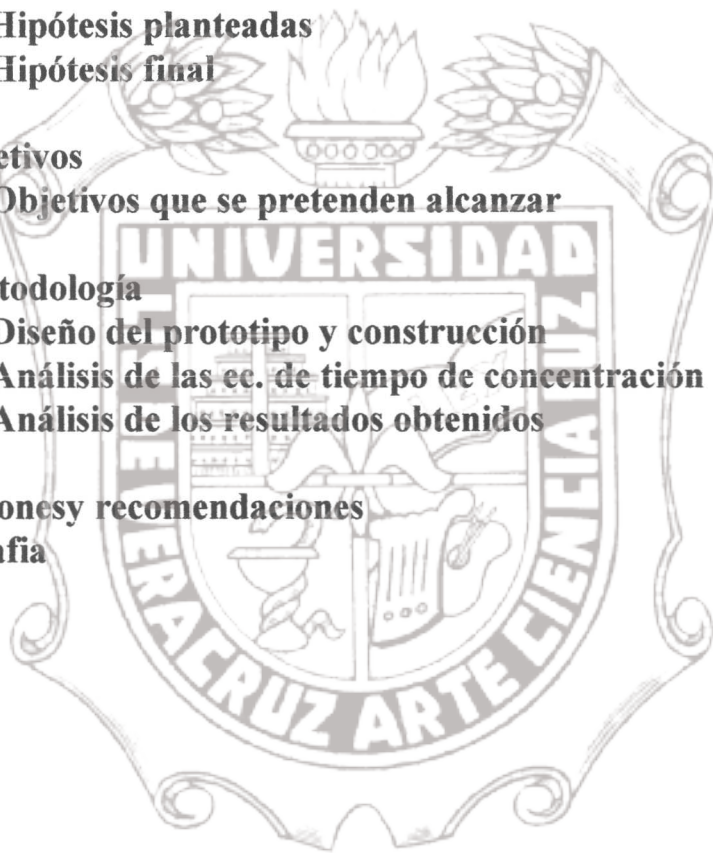
On the other hand, the triangular pluvial drains were the ones which obtained the largest quadratic error. There increased the times of concentration in a meaningful way with respect to the others and to the equation. In addition to that, they reduced the maximum rainfall heights.

In conclusion, taking into account the obtained results, the triangular pluvial drains were the one which trapped better the water. This, in a pluvial sewer design would give an important tolerance margin, though for the construction of these was required of greater space.

INDICE

	Página
Resumen	i
Abstract	ii
Indice	iii
Agradecimientos	v
Dedicatorias	vi
I. Introducción	1
1.1 Diseño de alcantarillado de aguas lluvias	1
II. Planteamiento del problema	3
2.1 El problema	3
2.2 Formulación del problema	3
III. Marco de referencia	4
3.1 Ecuaciones de tiempo de concentración	4
IV. Marco teórico y conceptual	6
4.1 Conceptos básicos	6
a. Parámetros lluvia-escorrimento	6
b. Cuenca hidrológica	6
c. Area de la cuenca	6
d. Parteaguas	7
e. Características de la cuenca	7
f. Medición de la precipitación	7
g. Intensidad de lluvia	11
4.2 Tiempo de concentración	11
4.3 Gasto máximo posible	13
a. Escorrimento	13
b. Criterio del coeficiente de escorrimento	13
4.4 Altura máxima de precipitación	14
4.5 Sistemas de drenaje	15
4.6 Coladeras pluviales	15

<b>V. Delimitación del problema a investigar</b>	<b>17</b>
<b>5.1 Variables que se manipulan del prototipo</b>	<b>17</b>
<b>5.2 Características del prototipo que limitan los resultados</b>	<b>17</b>
<b>VI. Hipótesis</b>	<b>19</b>
<b>6.1 Hipótesis planteadas</b>	<b>19</b>
<b>6.2 Hipótesis final</b>	<b>20</b>
<b>VII. Objetivos</b>	<b>21</b>
<b>7.1 Objetivos que se pretenden alcanzar</b>	<b>21</b>
<b>VIII. Metodología</b>	<b>22</b>
<b>8.1 Diseño del prototipo y construcción</b>	<b>22</b>
<b>8.2 Análisis de las ec. de tiempo de concentración</b>	<b>29</b>
<b>8.3 Análisis de los resultados obtenidos</b>	<b>35</b>
<b>Conclusiones y recomendaciones</b>	<b>58</b>
<b>Bibliografía</b>	<b>59</b>
<b>Anexo 1</b>	<b>61</b>



## AGRADECIMIENTOS

**Al M. I. Jaime Castillo Ramson** por su apoyo , confianza y sobre todo por su amistad brindada para que esta tesis llegara a buen término, gracias.

**Al Ing. Jaime Revilla Fajardo** por haber despertado en mí el deseo de la investigación, con sus sabios consejos logró que este trabajo fuera todo un éxito, gracias.

**Al Ing. Angel Montejo Hernández** por su gran calidad de amigo, siempre brindándome su apoyo incondicional, estando siempre pendiente de los avances y logros obtenidos, por sus sabios consejos y sugerencias y por todas las facilidades que me otorgó en el laboratorio de Hidráulica de la Facultad de Ingeniería, gracias.

**Al M. I. Justo Juvenal Solano Pérez** por su experiencia, por sus correcciones y sugerencias y por darle el voto de confianza al trabajo de investigación, gracias.

**Al Dr. David Riestra Díaz** por sus sugerencias, por sus correcciones que fueron de gran valía para que pudiera realizar esta tesis, gracias.

**A los Ingenieros Mary Arroyo Flores, Alfredo Hernández Hernández, y a todos los compañeros del Instituto de Ingeniería** por brindarme su amistad, su confianza y su ayuda, lo cual me permitió llegar a buen término este trabajo, gracias.

**Al M. I. Enrique Rodríguez Magaña** por su magnífica labor administrativa en este Instituto durante mi carrera, que me ha permitido agilizar todos mis trámites, gracias.

**Al Dr. Enrique A. Morales González** por su investidura de autoridad y por todos aquellos momentos compartidos durante mi estancia en el Instituto, gracias.

**A la Facultad de Ingeniería y al Instituto de Ingeniería** por haber abrigado en mí un nuevo profesionista.

**Y A TODAS LAS PERSONAS QUE DE ALGUNA FORMA CONTRIBUYERON EN LA REALIZACION DE ESTE TRABAJO, GRACIAS.**

## DEDICATORIAS

### A mis padres

Rubén y Ana María  
Por el apoyo, comprensión, cariño y confianza  
que me han brindado durante toda mi vida

### A mis abuelos †

Ramón, Agustina, Jorge y Carmelita  
les dedico esta tesis donde quiera que se encuentren  
Gracias por haber dado luz a mi vida

### A mis hermanas y mi cuñado

Vianey, Anevi y Martín  
Por su amistad comprensión y motivación

### A mi sobrina

Aniley  
Por alegrar estos momentos de mi vida  
esperando que este pequeño esfuerzo te sirva como ejemplo

### A toda mi Familia y Amigos

Por su gran amistad y motivación brindada



## I. INTRODUCCION

### 1.1 DISEÑO DE ALCANTARILLADO DE AGUAS LLUVIAS

Tanto el crecimiento de la población como el desarrollo urbano pueden crear severos problemas potenciales en el manejo de aguas urbanas.

Una de las estructuras más importantes para la preservación y el mejoramiento del ambiente de aguas urbanas es un sistema de drenaje de aguas lluvias adecuado y que funcione correctamente. La construcción de casas, edificios comerciales, parqueaderos, caminos pavimentados y calles incrementa la cubierta impermeable en una cuenca y reduce la infiltración. Además, con la urbanización, el patrón espacial del flujo en la cuenca se altera y la eficiencia hidráulica se incrementa a través de canales artificiales, cunetas, sistemas de recolección y drenaje de aguas lluvias. Estos factores incrementan el volumen y la velocidad de la escorrentía y producen caudales de crecientes con picos mayores en las cuencas urbanizadas que aquellos que ocurrían antes de la urbanización.

Muchos sistemas de drenaje urbano construidos bajo un cierto nivel de urbanización operan hoy en día bajo niveles de urbanización mayores por lo cual tienen una capacidad inadecuada.

En la Figura 1.1 se muestra un esquema de un sistema de drenaje urbano típico. Puede considerarse que el sistema consta de dos tipos de elementos principales: elementos de localización y elementos de transferencia. Los elementos de localización son los lugares donde el agua es retenida y sufre algunos cambios como resultado de los procesos controlados por el hombre, como por ejemplo, el almacenamiento de agua, la purificación y el uso de la misma y el tratamiento de aguas residuales. Los elementos de transferencia conectan los elementos de localización; estos elementos incluyen canales, tuberías, alcantarillados de aguas lluvias, alcantarillados de aguas residuales y calles. El sistema es alimentado por la lluvia, el agua proveniente de diferentes fuentes y el agua traída por tuberías y canales. El cuerpo de agua receptor puede ser un río, un lago o un océano.

La Figura 1.1 muestra un sistema de alcantarillado de aguas lluvias utilizado para la recolección de aguas lluvias mediante un sistema de tuberías que descarga en un cuerpo de agua receptor.

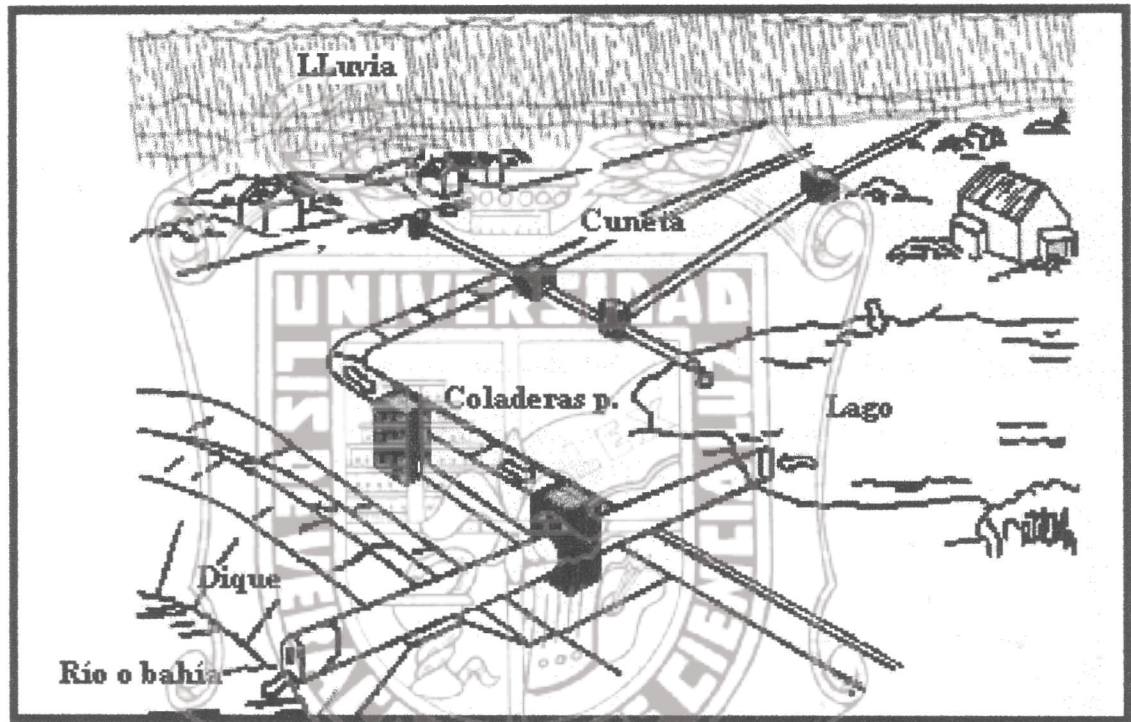


Figura 1.1 Sistema de drenaje urbano típico<sup>[4]</sup>.

## II. PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA

### 2.1 EL PROBLEMA

Inundaciones en zonas urbanas provocadas por precipitaciones intensas y en gran parte por la falta de estudios adecuados que permitan analizar experimentalmente cada uno de los elementos que componen una red de alcantarillado pluvial ya sean de sistemas separados o de tipo combinado, con los que se obtengan una disminución en las alturas de precipitación y un incremento en los tiempos de concentración.

### 2.2 FORMULACION DEL PROBLEMA

El establecimiento de un alcantarillado adecuado para una población exige un cuidadoso trabajo de ingeniería y considerando que las coladeras pluviales constituyen un elemento muy importante dentro del sistema de alcantarillado, ya que capta el agua de lluvia de las vías públicas para conducirlos a los colectores. Es necesario llevar a efecto un análisis detallado de sus características más importantes, que pueden ser consideradas como las variables en el problema de optimización de su funcionamiento.

Para efecto de este análisis es necesario desarrollar una investigación de tipo experimental, para poder determinar los efectos que pudiera ocasionar la variación de la forma y tamaño. Lo anterior nos conduce a la necesidad de construir un prototipo que nos permita evaluar los diferentes tiempos de concentración que se producirían al manipular las variables antes señaladas.

### III. MARCO DE REFERENCIA

#### 3.1 ECUACIONES DE TIEMPO DE CONCENTRACION

Las ecuaciones de tiempo de concentración que se analizaron para determinar la más óptima para ser validada con el prototipo, destacando que existen entre otros (Kirpich 1940<sup>[1,4]</sup>, SCS "Soil Conservation Service 1973<sup>[4,1]</sup>", Federal Aviation Administration 1970<sup>[4]</sup>, etc.), sin embargo sólo estas dos son las únicas que manejan como una de sus variables la intensidad de lluvia. Lo que las hace más reales para efecto de estudio sistemas de alcantarillados pluviales, señalando también que sólo con la ecuación 3.2 se obtuvieron resultados lógicos para validarlos con el prototipo de acuerdo a las características de este, (capítulo VIII, sección 8.2).

Morgali y Linsley en 1965 Aron y Erborge en 1973<sup>[4,9,21]</sup>, la cual desarrollo a partir de la ecuación de onda cinemática de la escorrentía superficial desde superficies desarrolladas.

$$tc = \frac{0.94 L^{0.6} n^{0.6}}{(i^{0.4} S^{0.3})} \quad (3.1)$$

donde:

$tc$ = tiempo de concentración, (min.)

$L$ = longitud del flujo superficial, (pies)

$n$ = coeficiente de rugosidad de Manning, ( $n= 0.012$  en sup. Impermeables)

$i$ = intensidad de lluvia, (pulg.h<sup>-1</sup>)

$S$ = pendiente promedio del terreno, (pies.pie<sup>-1</sup>)

Izzard en 1946<sup>[4,9]</sup>. Desarrollo experimentalmente en el laboratorio de la Bureau of Publics Roads (Departamentos de Caminos Públicos), para flujo superficial en caminos y áreas de céspedes.

$$tc = \frac{41.025(0.0007i + c)L^{0.33}}{S^{0.333}i^{0.667}} \quad (3.2)$$

donde:

$iL \leq 500$

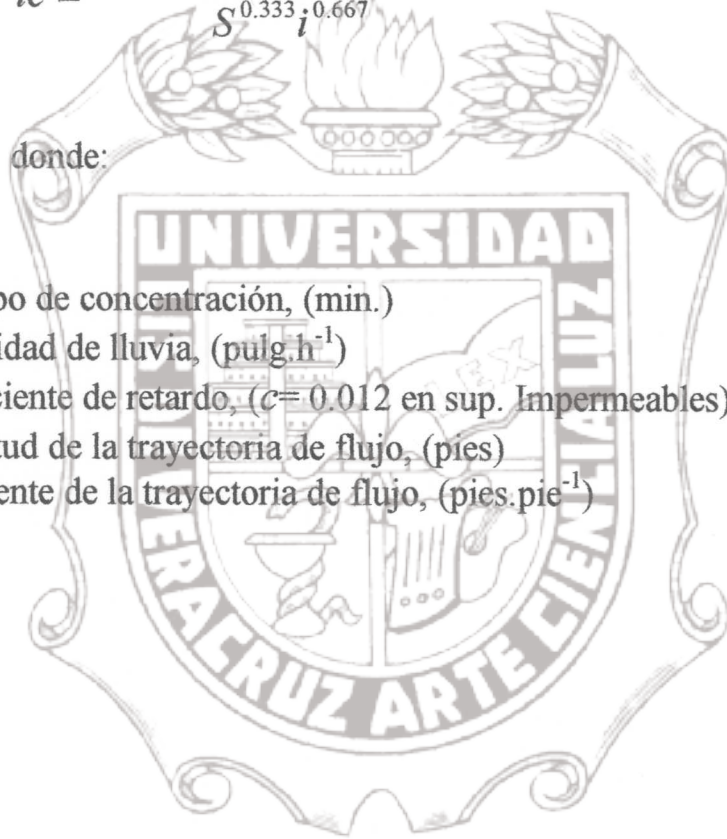
$tc$  = tiempo de concentración, (min.)

$i$  = intensidad de lluvia, (pulg.h<sup>-1</sup>)

$c$  = coeficiente de retardo, ( $c=0.012$  en sup. Impermeables)

$L$  = longitud de la trayectoria de flujo, (pies)

$S$  = pendiente de la trayectoria de flujo, (pies.pie<sup>-1</sup>)



## IV. MARCO TEORICO Y CONCEPTUAL

### 4.1 CONCEPTOS BASICOS

#### a. PARAMETROS LLUVIA-ESCURRIMIENTO

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

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

#### b. CUENCA HIDROLOGICA

Una cuenca Superficial, es una zona de la superficie terrestre en donde (si esta fuera impermeable) las gotas de lluvia que caen sobre ella tienden a ser drenadas por el sistema de corrientes hacia un mismo punto de salida<sup>[1]</sup>.

#### c. AREA DE LA CUENCA

Se define como la superficie, en proyección horizontal, delimitada por el parteaguas<sup>[1]</sup>.

## d. PARTEAGUAS

Es una línea imaginaria formada por los puntos de mayor nivel topográfico y que separa la cuenca de las cuencas vecinas<sup>[1]</sup>.

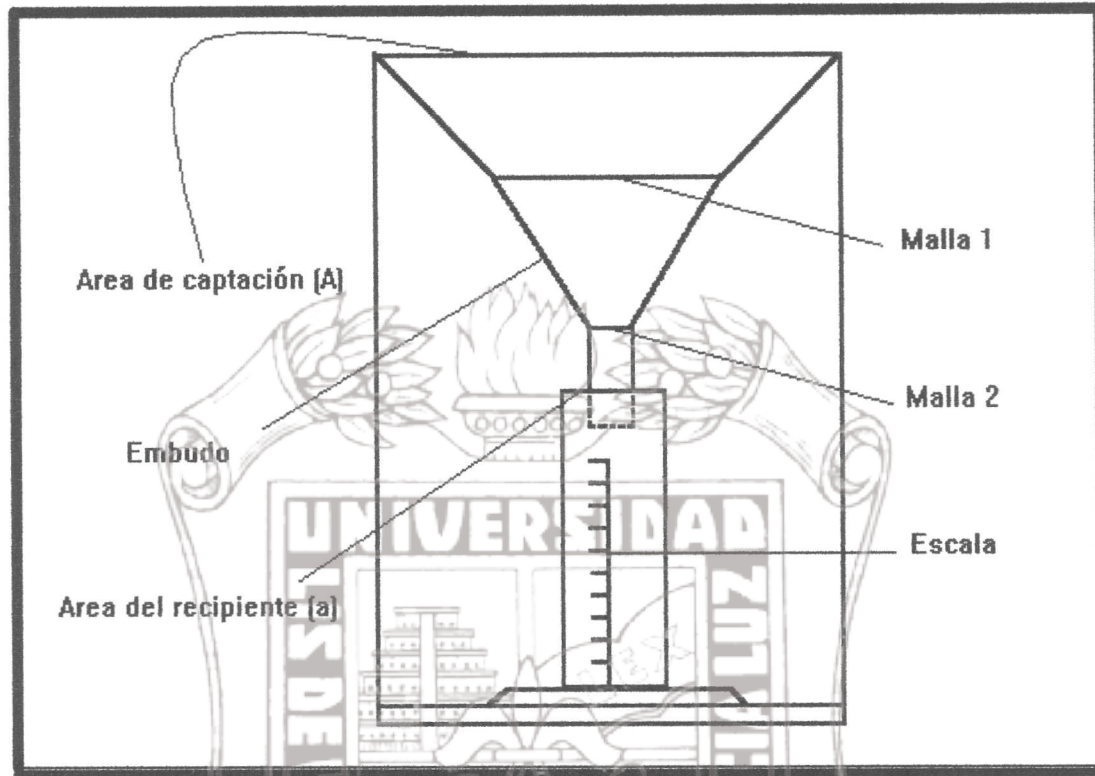
## e. CARACTERISTICAS DE LA CUENCA

El ciclo hidrológico, visto a nivel de una cuenca, se puede esquematizar como un estímulo, constituido por la precipitación, al que la cuenca responde mediante el escurrimiento en su salida. Entre el estímulo y la respuesta ocurren varios fenómenos que condicionan la relación entre uno y otra, y que están controlados por las características geomorfológicas de la cuenca y su urbanización. Dichas características se clasifican en dos tipos, según la manera en que controlan los fenómenos mencionados: las que condicionan el volumen de escurrimiento, como el área de la cuenca y el tipo de suelo, y las que condicionan la velocidad de respuesta, como son el orden de corrientes, pendiente de la cuenca y los cauces, etc.

## f. MEDICION DE LA PRECIPITACION

Los aparatos más usuales para medir la precipitación en México son los pluviómetros y los pluviógrafos<sup>[1]</sup>.

Los pluviómetros están formados por un recipiente cilíndrico graduado de área transversal a el que descarga un embudo que capta el agua de lluvia, y cuya área de captación es "A" (Fig. 4.1) . Se acostumbra colocar en el embudo un par de mallas para evitar la entrada de basura u otros objetos. El área de captación "A" es normalmente diez veces mayor que el área del recipiente "a", con el objeto de que, por cada milímetro de lluvia, se deposite un centímetro en el recipiente. De este modo es posible hacer lecturas a simple vista hasta de una décima de milímetro de lluvia, que corresponde a un milímetro depositado en el recipiente. En México se acostumbra tomar lecturas de los pluviómetros diariamente a las 8 de la mañana.



**Figura 4.1 Esquema de un pluviómetro.**

Los pluviógrafos son semejantes a los pluviómetros, con la diferencia de que tienen un mecanismo para producir un registro continuo de precipitación. Este mecanismo está formado por un tambor que gira a velocidad constante sobre el que se coloca un papel graduado especialmente. En el recipiente se coloca un flotador que se une mediante un juego de varillas a una plumilla que marca las alturas de precipitación en el papel. El recipiente normalmente tiene una capacidad de 10 mm de lluvia y, al alcanzarse esta capacidad, se vacía automáticamente mediante un sifón. El pluviógrafo antes descrito es el de uso más común en México, aunque existen de otros tipos en el mundo. Algunos ejemplos son el de resorte, que en lugar de flotador usa un resorte que se deforma con el peso del agua y que es más preferible cuando se miden alturas de nieve, y el de balancín, que tiene dos recipientes colocados en un balancín, de modo que cuando uno de ellos se llena desequilibra la balanza, que gira dejando el otro recipiente en posición de ser llenado. En algunos aparatos el volumen de agua necesaria para hacer girar el balancín es el correspondiente a 0.25 mm de lluvia. En



este tipo de pluviógrafos, al girar el balancín se acciona un interruptor que produce un impulso eléctrico que a su vez mueve la plumilla para registrar la altura de precipitación correspondiente.

El registro que se obtiene de un pluviógrafo se llama puviograma.

Si a un registro de pluviógrafo se le quitan los descensos, se obtiene una gráfica de precipitación acumulada contra el tiempo llamada curva masa de precipitación (Fig 4.2)

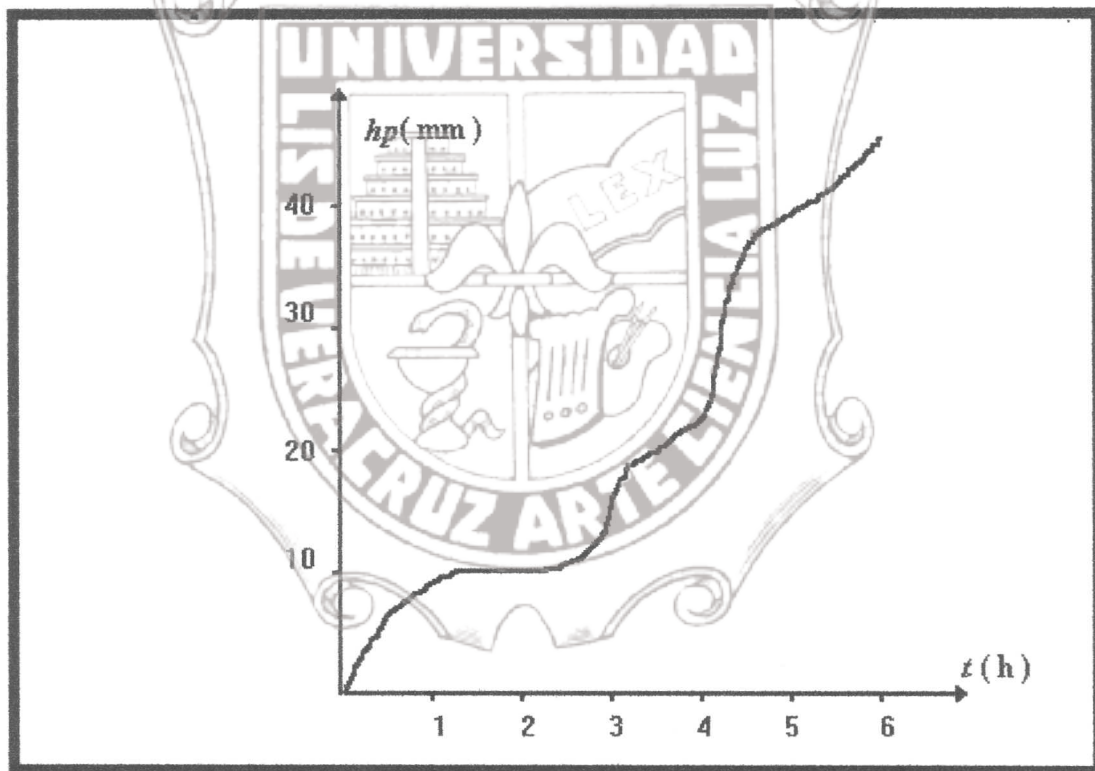


Figura 4.2 Curva masa de precipitación.

Nótese que esta curva es no decreciente, y que su pendiente, en cualquier tiempo, es igual a la intensidad de lluvia (altura de precipitación por unidad de tiempo) en ese instante .

A partir de una curva masa de precipitación es posible dibujar diagramas de barras que representen las variaciones de la altura de precipitación (Figura 4.3) o de su intensidad en intervalos de tiempo previamente seleccionados (Figura 4.4). Estos diagramas de barras se llaman hietogramas. El hietograma de la Figura 4.3 se construye dividiendo el tiempo que duró la tormenta en  $n$  intervalos (que pueden ser iguales o no) y midiendo la altura de precipitación que se tuvo en cada uno de ellos. El hietograma de la Figura 4.4 puede obtenerse a partir de la Figura 4.3, dividiendo la altura de precipitación de cada barra entre el tiempo " $\Delta t$ " que dura la misma. Ambos tipos de hietogramas son equivalentes, pero uno puede ser más útil que el otro dependiendo del tipo de análisis.

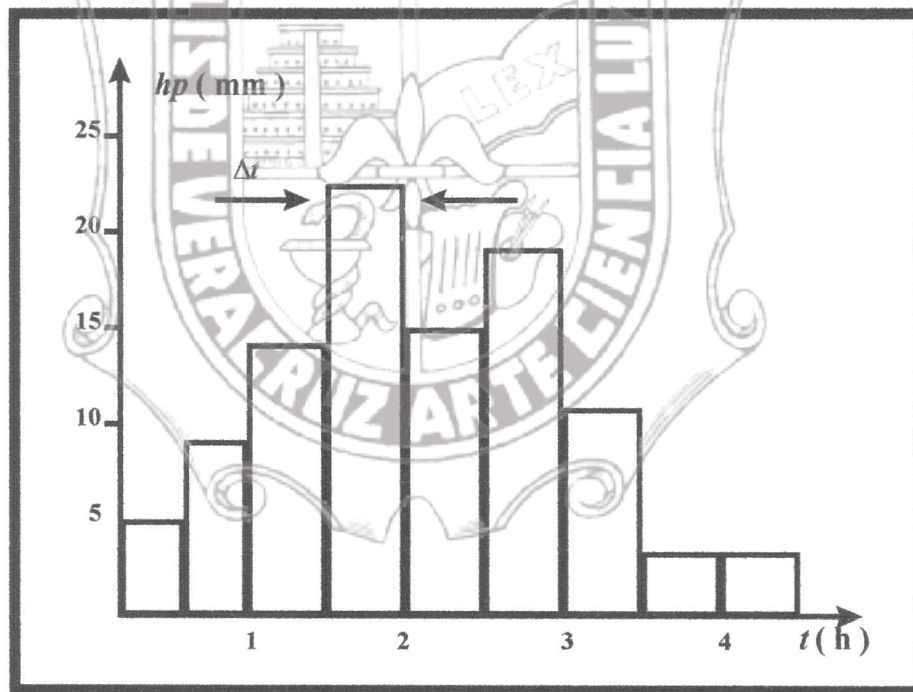


Figura 4.3 Hietograma de alturas de precipitación.

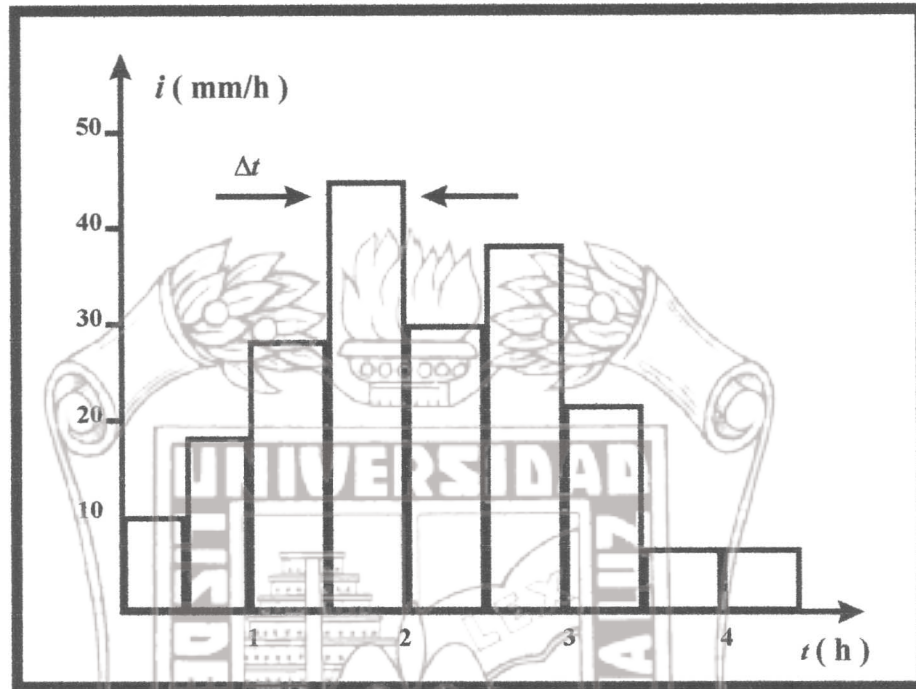


Figura 4.4 Hietograma de intensidades.

#### g. INTENSIDAD DE LLUVIA

la intensidad de lluvia “ $i$ ” es la tasa promedio de lluvia en pulgadas por hora para una cuenca o subcuenca de drenaje particular. La intensidad se selecciona con base en la duración de lluvia de diseño y el periodo de retorno. La duración de diseño es igual al tiempo de concentración para el área de drenaje en consideración<sup>[1]</sup>.

#### 4.2 TIEMPO DE CONCENTRACION

Supóngase que una cuenca impermeable se hace caer uniformemente una lluvia de intensidad constante durante un largo tiempo.

Al principio, el gasto que sale de la cuenca será creciente con el tiempo, pero llegará un momento en el que se alcance un punto de equilibrio, es decir, en el que el volumen que entra por unidad de tiempo por la lluvia sea el mismo que el gasto de salida de la cuenca (Figura 4.5).

El tiempo que transcurre entre el inicio de la lluvia y el establecimiento del gasto de equilibrio se denomina tiempo de concentración, y equivale al tiempo que tarda el agua en pasar del punto más alejado hasta la salida de la cuenca<sup>[1]</sup>.

Naturalmente el tiempo de concentración " $t_c$ " (Figura 4.5) depende de la longitud máxima que debe recorrer el agua hasta la salida de la cuenca y de la velocidad que adquiere, en promedio, dentro de la misma. Esta velocidad está en función de las pendientes del terreno y los cauces, y de la rugosidad de las superficies de los mismos<sup>[1]</sup>.

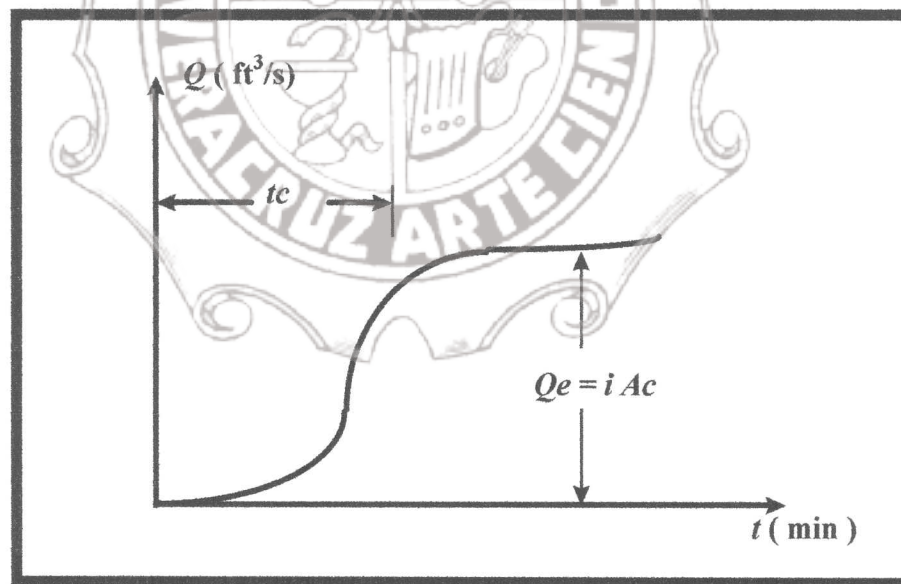


Figura 4.5 Esquema representativo del tiempo de concentración.

### 4.3 GASTO MAXIMO POSIBLE

En una cuenca no impermeable, sólo una parte de la lluvia con intensidad “ $i$ ” escurre directamente hasta la salida. Si se acepta que durante la lluvia, o al menos una vez que se ha establecido el gasto de equilibrio no cambia la capacidad de infiltración en la cuenca, se puede escribir<sup>[1,2,4,9,12,15,17,18,21]</sup>

$$Q = CiA_c \quad (4.1)$$

donde:

$C$  = coeficiente de escurrimiento. Este representa la fracción de la lluvia que escurre en forma directa, cuyo valor fluctúa entre un rango mínimo de 0 y un rango máximo de 1, (adimensional)

$A_c$  = área de la cuenca, (acres)

$Q$  = gasto máximo posible ( $\text{pies}^3 \cdot \text{s}^{-1}$ ), que puede producirse con una lluvia de intensidad “ $i$ ” en una cuenca de área “ $A_c$ ”

$i$  = intensidad de lluvia, ( $\text{pulg} \cdot \text{h}^{-1}$ )

Como el gasto está dado en ( $Q = \text{pies}^3 \cdot \text{s}^{-1}$ ), la intensidad de lluvia en ( $i = \text{pulg} \cdot \text{h}^{-1}$ ), por lo tanto el factor de conversión es de ( $1 \text{ft}^3 \cdot \text{s}^{-1} = 1.008 \text{ acre} \cdot \text{pulg} \cdot \text{hora}^{-1}$ ).

#### a. ESCURRIMIENTO

El escurrimiento se define como el agua proveniente de la precipitación que circula sobre o bajo la superficie terrestre y que llega a una corriente para finalmente ser drenada hasta la salida de la cuenca<sup>[1,20]</sup>.

#### b. CRITERIO DEL COEFICIENTE DE ESCURRIMIENTO

Cuando se tienen mediciones simultáneas de lluvia y volumen de escurrimiento en una cuenca, las pérdidas se pueden calcular, de acuerdo con su definición<sup>[1]</sup>, esto es.

$$V_p = V_{ll} - V_{ed} \quad (4.2)$$

donde:

$V_p$  = volumen de pérdidas

$V_{ll}$  = volumen de lluvia ( $m^3$ )

$V_{ed}$  = volumen de escurrimiento directo ( $m^3$ )

Con este criterio se supone que las pérdidas son proporcionales a la intensidad de lluvia<sup>[1,20]</sup>, esto es:

$$C = \frac{V_{ed}}{V_{ll}} \quad (4.3)$$

donde:

$C$  = coeficiente de escurrimiento, (adimensional)

#### 4.4 ALTURA MÁXIMA DE PRECIPITACION

Durante una lluvia de intensidad “ $i$ ” la altura máxima de precipitación “ $hp$ ” puede conocerse a partir de que se estableció el gasto de equilibrio, manteniéndose en forma constante durante el transcurso de la lluvia en una cuenca impermeable<sup>[1]</sup>, entonces se puede escribir.

$$hp = itc \quad (4.4)$$

donde:

$hp$  = altura máxima de precipitación (mm)

$i$  = intensidad de precipitación ( $mm \cdot h^{-1}$ )

$tc$  = tiempo de concentración (h)

## 4.5 SISTEMAS DE DRENAJE

Los elementos que comprenden los sistemas de aguas residuales son:

- 1) Obras de captación.
- 2) Obras de tratamiento.
- 3) Obras de descarga o deposición.

En conjunto, estas obras integran un sistema de alcantarillado o de drenaje. Existen dos tipos de sistemas de drenaje los combinados y los sistema separados de alcantarillados<sup>[12]</sup>. Las aguas residuales de las habitaciones e industrias se colectan junto con el escurrimiento pluvial mediante los alcantarillados combinados de un sistema combinado de drenaje, o bien se conducen independientemente por medio de cloacas sanitarias, mientras que las aguas de tormentas pluviales se vierten a drenajes pluviales de un sistema separado de alcantarillado<sup>[12]</sup>.

Los residuos domésticos arrastrados con agua son las aguas negras domésticas; los de establecimientos industriales son las aguas residuales industriales o comerciales; el drenaje municipal incluye a ambas.

Son comunes a las ciudades más antiguas del mundo los sistemas de alcantarillado combinado, que surgieron de sistemas existentes para drenaje pluvial.

## 4.6 COLADERAS PLUVIALES

El área efectiva de las coladeras pluviales sin importar la forma de esta<sup>[12]</sup> (ya sean de rejillas, de orificios circulares, etc.), se determina a partir del establecimiento del gasto máximo posible en determinada cuenca urbana, conociéndose la altura máxima de precipitación (tirante de flujo), dependiendo de esta se calcula con las siguientes ecuaciones.

Para tirantes de flujo menores de 0.4 pies, la capacidad de la coladera puede calcularse a partir de la fórmula de vertedero<sup>[12]</sup>.

$$Q = 3Py^{3/2} \quad (4.5)$$

donde:

$Q$ = gasto, (pies<sup>3</sup>·s<sup>-1</sup>)

$y$ = tirante de flujo o altura máxima de precipitación, (pies)

$P$ = perímetro, (pies), de la abertura de la rejilla, sobre la que fluye el agua, sin tener en cuenta las barras.

Para tirantes mayores de 1.4 pies, puede calcularse la capacidad de la coladera a partir de la fórmula del orificio<sup>[12]</sup>.

$$Q = 0.6A\sqrt{2gy} \quad (4.6)$$

donde:

$Q$ = gasto, (pies<sup>3</sup>/s)

$y$ = tirante de flujo o altura de precipitación, (pies)

$A$ = área total de la abertura libre, (pies<sup>2</sup>)

$g$ = aceleración debida a la gravedad, (32 pies/s<sup>2</sup>)

Para tirantes entre 0.4 y 1.4 pies, no son aplicables ninguna de las dos fórmulas, a causa de la turbulencia. Puede hacerse un estimado aproximado utilizando el menor de los valores de  $Q$  obtenidos de las ecuaciones 4.5 y 4.6.



## V. DELIMITACION DEL PROBLEMA A INVESTIGAR

### 5.1 VARIABLES QUE SE MANIPULAN DEL PROTOTIPO

Al realizarse las simulaciones de lluvia, validar resultados con la ecuación seleccionada de “ $t_c$ ” y experimentar con diferentes formas de coladeras pluviales de orificios circulares. Se pretende darle una aplicación más general al prototipo.

Las variables que se manipulan son:

- a) Intensidad de precipitación.
- b) La forma y tamaño de la coladera pluvial con orificios circulares.

### 5.2 CARACTERISTICAS DEL PROTOTIPO QUE LIMITAN LOS RESULTADOS

- 1.- Condiciones de superficie.

El prototipo es de fibra de vidrio. Por el criterio del coeficiente de escurrimiento<sup>[1]</sup>, este es considerado como material impermeable, debido que al realizarse las simulaciones de lluvia en este, no se presentaron pérdidas. El área del prototipo es de forma rectangular de 1.415 m (4.64 ft) de largo por 0.788 m (2.59 ft) de ancho.

- 2.- Condiciones de intensidad de precipitación.

Las intensidades de precipitación que se manipulan en el prototipo, están comprendidas entre un rango mínimo de  $385.92 \text{ mm.h}^{-1}$  ( $15.19 \text{ pulg.h}^{-1}$ ) y un rango máximo de  $1495.44 \text{ mm.h}^{-1}$  ( $58.88 \text{ pulg.h}^{-1}$ ). Esto debido al área de la cuenca que es de  $1.115 \text{ m}^2$  ( $12 \text{ pies}^2$ ) y a la potencia de la bomba que para el caso del prototipo es de 1 HP. Suficiente

para observar alturas máximas de precipitación adecuadas a la experimentación.

### 3.- Condiciones de capacidad de desalojo de la red.

Un aspecto muy importante a considerar es el hecho de que las pruebas y los resultados de ellos obtenidos se han fundamentado en la consideración de una red de tubería de capacidad adecuada.

### 4.- Condición de pendiente.

La pendiente de la superficie del prototipo es de 3.46 %.

El prototipo no contempla la presencia de obstáculos que serían característicos de una zona urbana.

### 5.- Condiciones de uniformidad de la precipitación.

Las condiciones de lluvia no son uniformes, debido a que el prototipo se construyó con regaderas a efecto de simular la precipitación. Lo que origina que haya cierta concentración en las áreas que coinciden con la posición de las regaderas.

### 6.- Condiciones geométricas de las coladeras pluviales.

Las formas geométricas de coladeras pluviales de orificios circulares para diferentes condiciones de intensidad de lluvia, tienen la misma separación entre los orificios. Contando por el número de estos el área efectiva de las coladeras pluviales que están construidas sobre bases de 10 por 15 cm de acrílico.

## VI. HIPOTESIS

### 6.1 HIPOTESIS PLANTEADAS

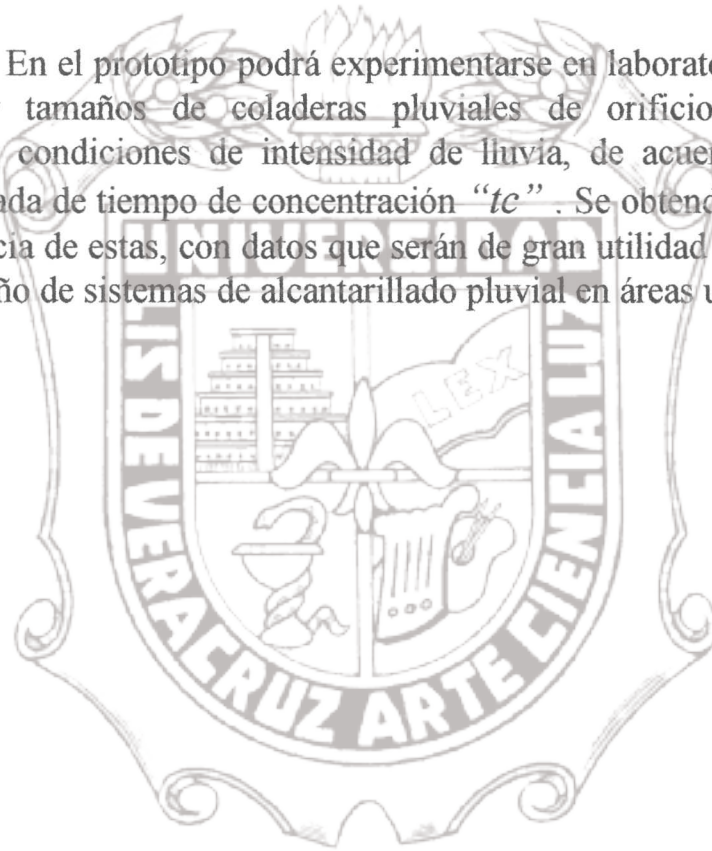
En virtud del planteamiento de amplitud en el uso y aplicación de los resultados obtenidos con el prototipo, se plantean las siguientes hipótesis:

- 1).- Mediante la operación del prototipo, se puedan simular diferentes condiciones de lluvia, relacionadas de manera específica con la intensidad de precipitación.
- 1).- Con este prototipo, se tratará en primer término de validar las ecuaciones relativas a tiempo de concentración para de esta manera elegir la más conveniente.
- 3).- Una vez elegida la ecuación y con los parámetros mínimos y máximos de intensidad de lluvia simulada, se determinará el área efectiva de la coladera pluvial.
- 4).- Determinada el área efectiva, se procederá a diseñar diferentes formas y tamaños de coladeras pluviales de orificios circulares.
- 5).- Se experimentará con las diferentes formas y tamaños de coladeras pluviales y simulación de lluvia, observando los tiempos de concentración correspondientes, las alturas máximas de precipitación y los tiempos desalojo.
- 6).- Se seleccionarán aquellas formas de coladeras pluviales de orificios circulares, que resulten más eficientes para aumentar los tiempos de concentración y disminuir las alturas máximas de precipitación.
- 7).- Aquellas formas de coladeras seleccionadas se someterán a condiciones extremas para analizar su comportamiento.

## 6.2 HIPOTESIS FINAL

De ser válidas las hipótesis anteriores se podrá estructurar una que las represente en su conjunto y a la vez describa con todo detalle la aplicación del prototipo y que en términos generales pudiera redactarse como:

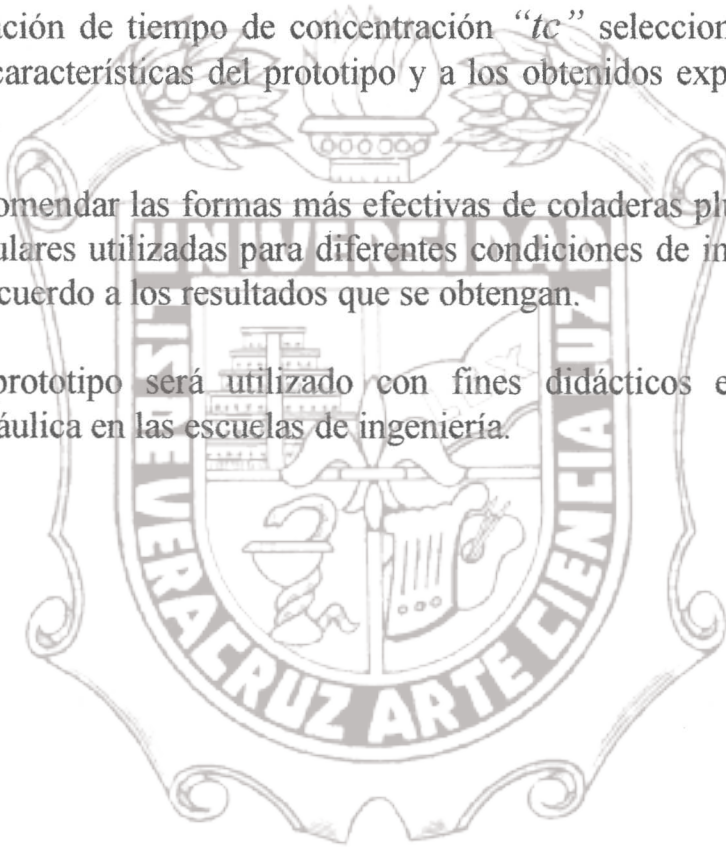
En el prototipo podrá experimentarse en laboratorio con diferentes formas y tamaños de coladeras pluviales de orificios circulares para diferentes condiciones de intensidad de lluvia, de acuerdo a la ecuación seleccionada de tiempo de concentración “ $t_c$ ”. Se obtendrá como resultado la eficiencia de estas, con datos que serán de gran utilidad para su aplicación en el diseño de sistemas de alcantarillado pluvial en áreas urbanas.



## VII. OBJETIVOS

### 7.1 OBJETIVOS QUE SE PRETENDEN ALCANZAR

- 1).- Demostrar la relación existente, entre los resultados obtenidos con la ecuación de tiempo de concentración “ $t_c$ ” seleccionada, de acuerdo a las características del prototipo y a los obtenidos experimentalmente en este.
- 2).- Recomendar las formas más efectivas de coladeras pluviales de orificios circulares utilizadas para diferentes condiciones de intensidad de lluvia, de acuerdo a los resultados que se obtengan.
- 3).- El prototipo será utilizado con fines didácticos en laboratorios de hidráulica en las escuelas de ingeniería.



## VIII. METODOLOGIA

### 8.1 DISEÑO DEL PROTOTIPO Y CONSTRUCCION

En la Figura 8.1, se muestra el esquema del prototipo visto de frente y en la Figura 8.2 de perfil, como se observa en esta se enumeraron las partes que lo componen.

- 1.- Depósito de fibra de vidrio, de 1.50 m de largo por 1 m de ancho por 1 m de alto, a 0.10 m de profundidad, tiene una tapa movable de 1.415 m por 0.788 m. Con una pendiente promedio de 3.46 % sobre el centro.
- 2.- Válvula reguladora del gasto requerido suministrado por la bomba.
- 3.- Bomba, cuya potencia es de 1 HP.
- 4.- Placa de orificio con manómetros a los lados, para conocer el gasto que suministre la bomba.
- 5.- Regaderas fijas, alrededor de toda la orilla de la cuenca.
- 6.- Regaderas movibles, con estas se simuló la variación de la lluvia alrededor de toda la cuenca, y se concentró en ciertos puntos requeridos para su estudio.

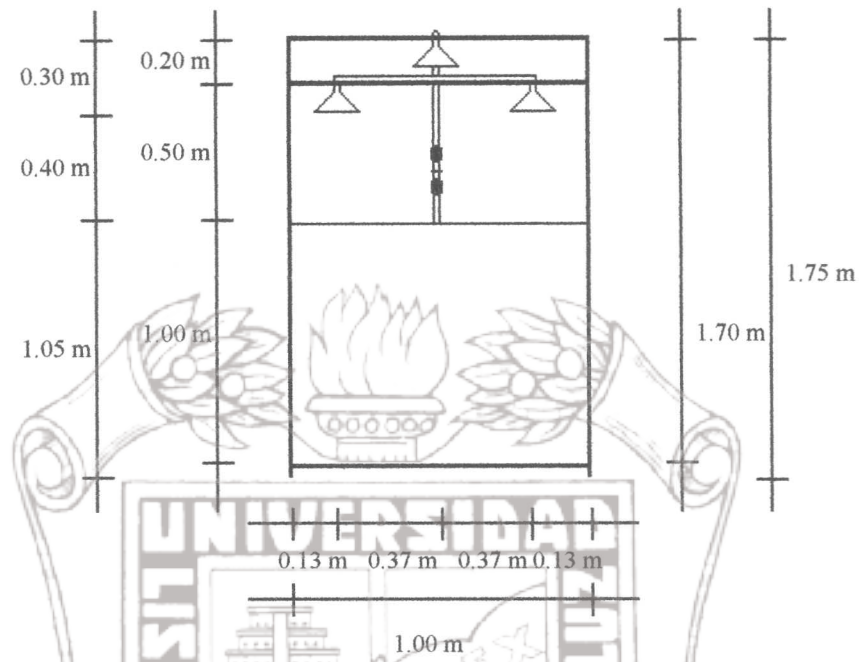


Figura 8.1 Vista de frente del prototipo.

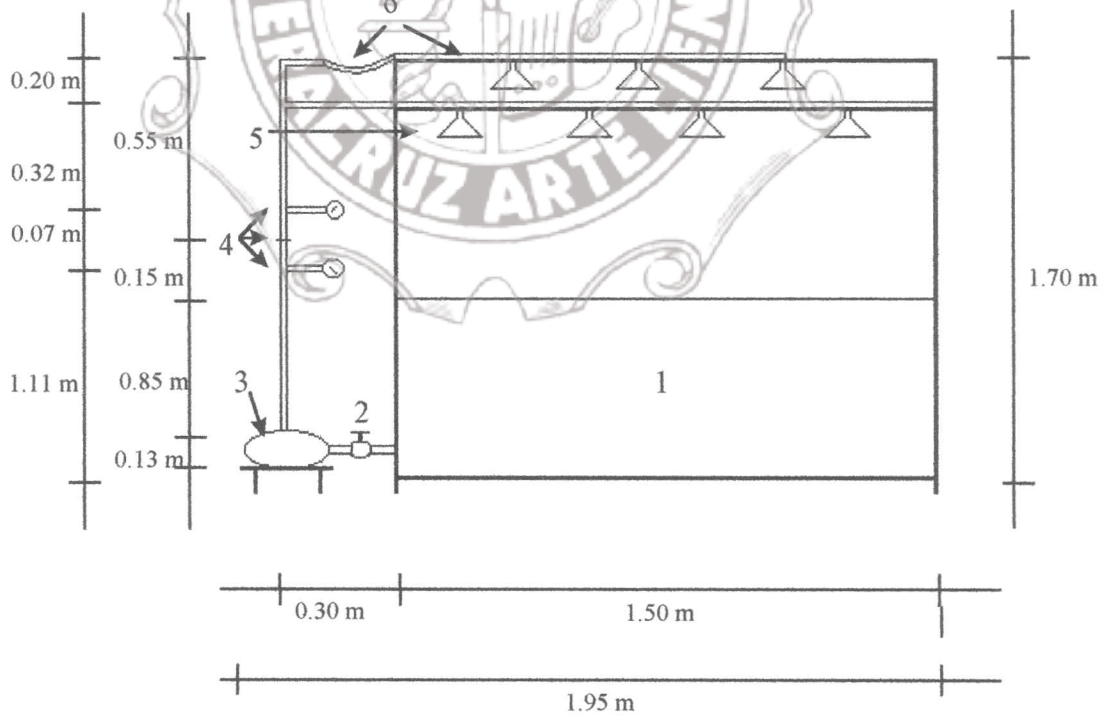


Figura 8.2 Vista de perfil del prototipo.

Para medir las intensidades de lluvia a través del prototipo, estas se conocieron con los gastos que se determinaron en este caso por medio de una placa de orificio (Figura 8.3). Con la diferencia de presiones de los manómetros que se encuentran a los lados de esta “P1” y “P2”, se puede conocer el gasto suministrado<sup>[8,10]</sup>.

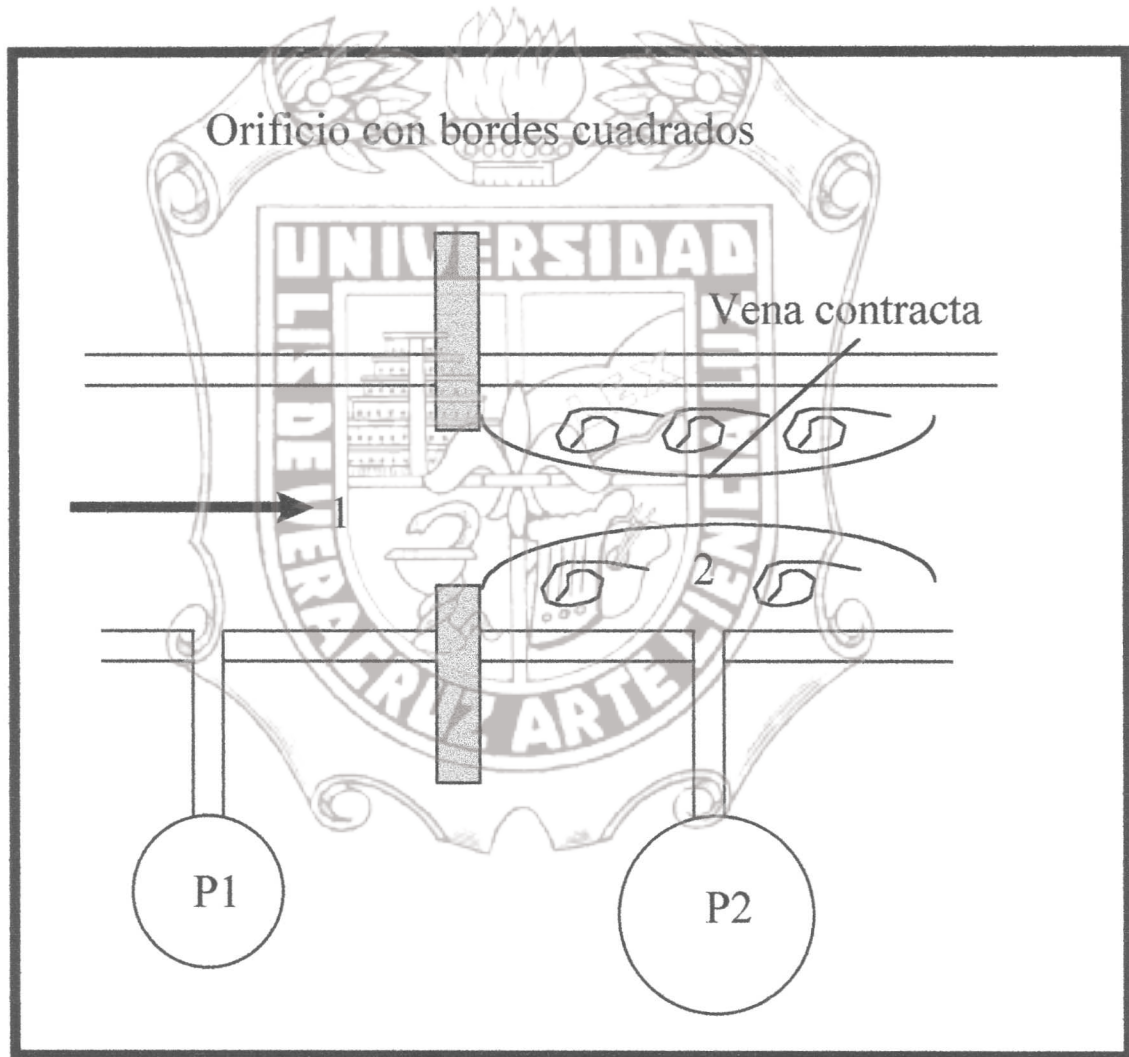


Figura 8.3 Esquema de una placa de orificio con bordes cuadrados<sup>[8,10]</sup>.



Considerando la ecuación de Bernoulli entre los puntos “1” y “2” de la Figura 8.3 se tiene:

$$\frac{P_1}{\rho} + \frac{V_1^2}{2} = \frac{P_2}{\rho} + \frac{V_2^2}{2} \quad (8.1)$$

Utilizando la ecuación de continuidad para flujo unidimensional se tiene:

$$\begin{aligned} \rho V_1 A_1 &= \rho V_2 A_2 \\ \therefore V_1 &= V_2 \frac{A_2}{A_1} \end{aligned} \quad (8.2)$$

Sustituyendo la ecuación 8.2 en 8.1 y despejando “ $V_2$ ” se tiene:

$$V_2 = \frac{\sqrt{2[(P_1 - P_2)/\rho]}}{\sqrt{1 - (A_2/A_1)^2}} \quad (8.3)$$

Por consiguiente, el caudal ideal para la boquilla de flujo y los orificios con bordes cuadrados es:

$$Q_{teorico} = V_2 A_2 = A_2 \left\{ \frac{2(P_1 - P_2)/\rho}{1 - (A_2/A_1)^2} \right\}^{1/2} \quad (8.4)$$

En el caso del prototipo se conoce “ $A_2$ ”, y con el fin de tener en cuenta los efectos de fricción se incluyó un coeficiente de descarga del orificio  $(C_d)_{boq}$  que debe determinarse experimentalmente, es decir:

$$Q_{real} = (C_d)_{boq} A_2 \left\{ \frac{[2(P_1 - P_2)]/\rho}{[1 - (A_2/A_1)^2]} \right\}^{1/2} \quad (8.5)$$

donde:

$Q_{real}$  = gasto real, ( $m^3 \cdot s^{-1}$ )

$(C_d)_{boq}$  = coeficiente de descarga del orificio, (adimensional)

$A_1$  = Area de la tubería, ( $m^2$ )

$A_2$  = Area del orificio de la placa, ( $m^2$ )

$\rho_{agua}$  = Densidad del agua, ( $Kg \cdot m^{-3}$ )

$P_1 - P_2$  = diferencia de presiones de los manómetros, ( $Kg \cdot m^{-1} \cdot s^{-2}$ )

Ahora  $(C_d)_{boq}$  depende del número de Reynolds “ $R_e$ ” del flujo en la tubería para cualquier diámetro dado de tubería y de abertura de la boquilla<sup>[8,10,11]</sup>, es decir:

$$R_e = \frac{Vd}{\nu} \quad (8.6)$$

donde:

$Re$  = número de Reynolds, (adimensional)

$V_1$  = velocidad de entrada, ( $m \cdot s^{-1}$ )

$d$  = diámetro del orificio de la placa, (m)

$\nu$  = viscosidad cinemática, ( $m^2 \cdot s^{-1}$ )

ASME (American Society of Mechanical Engineers) desarrolló una serie de experimentaciones para determinar coeficientes de descarga del orificio de acuerdo a la Figura 8.4, donde está en función de la relación de diámetros y el número de Reynolds basado en el diámetro del orificio<sup>[10]</sup>.

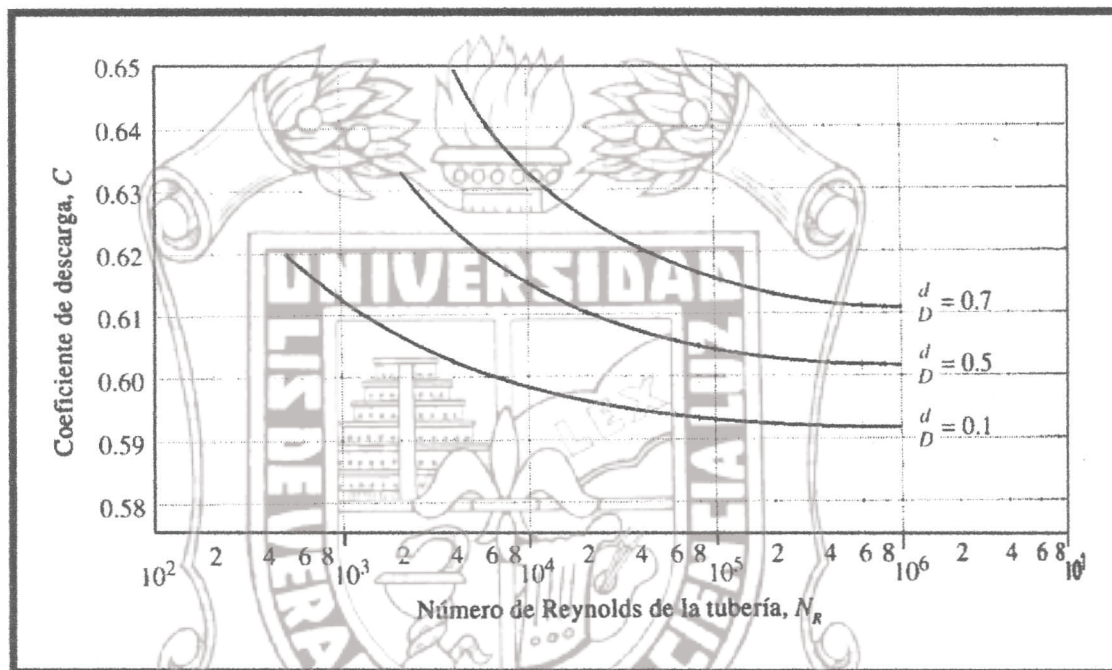


Figura 8.4 Coeficiente de descarga del orificio<sup>[10]</sup>.

Calculado el gasto con la ecuación 8.5, se procedió a determinar las intensidades de lluvia con la ecuación 4.1.

Diseñado el prototipo y después de haber analizado las partes que lo componen, se procedió a su construcción (Figuras 8.5 y 8.6). El prototipo cumple un ciclo cerrado, una vez que se establecieron las variables a simular físicamente como son la intensidad de lluvia, la forma y tamaño de las coladeras pluviales de orificios circulares. Llenado el tanque de agua, es impulsada por la bomba hacia las regaderas, antes controlado el gasto por una válvula y medido por medio de la placa de orificio precipitándose sobre la misma tapa del tanque.

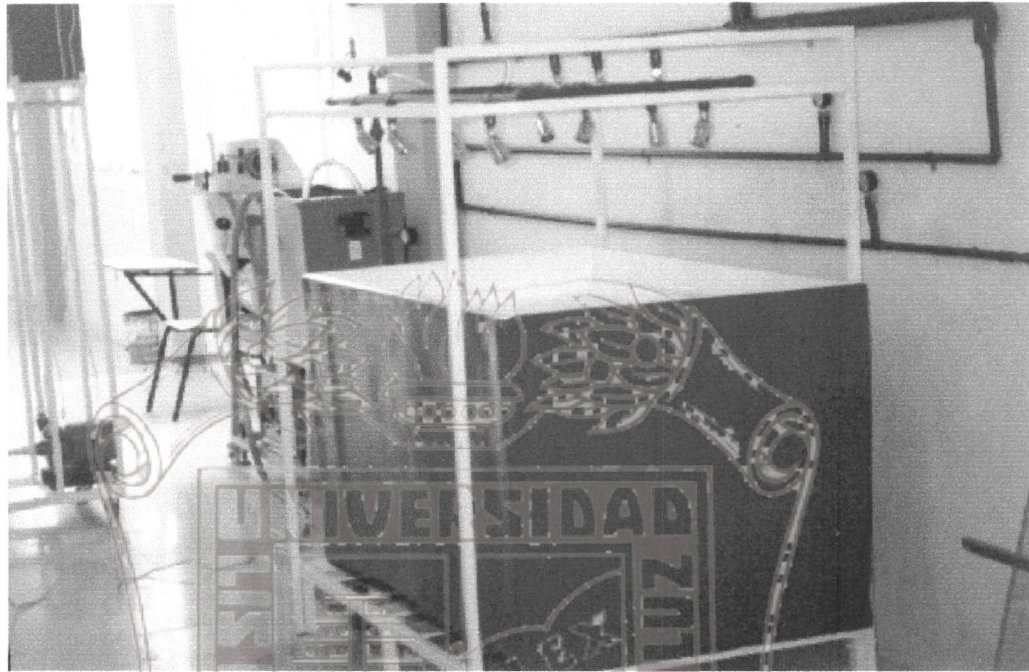


Figura 8.5 Fotografía del prototipo.

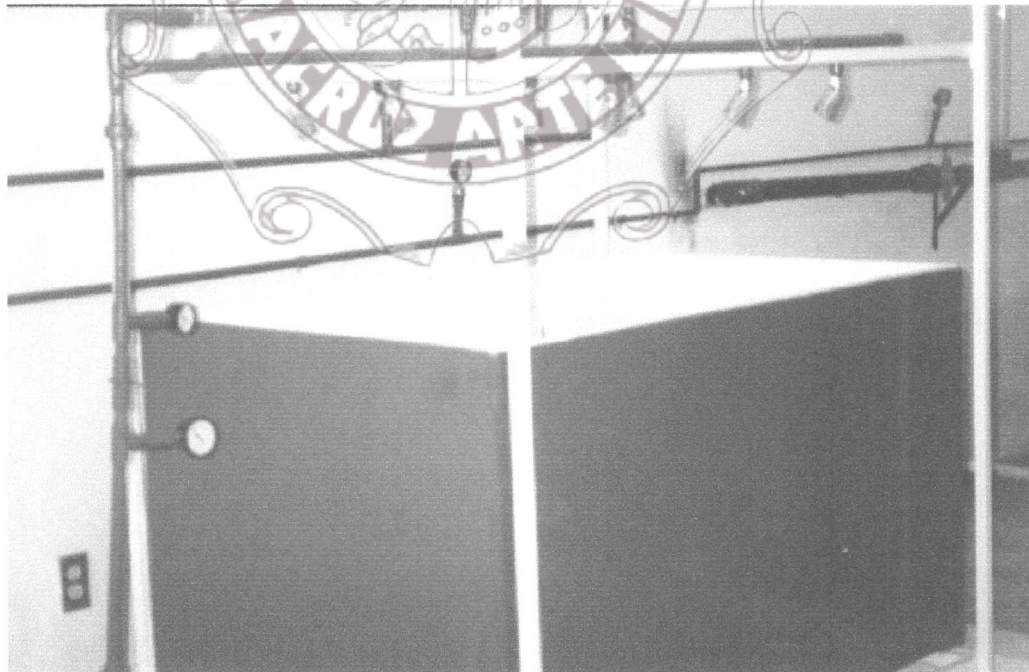


Figura 8.6 Fotografía del prototipo.

El prototipo tiene en su tapa, una regla que se utilizó para medir las alturas de precipitación, desalojándose el agua a través de la coladera, volviendo al fondo del tanque, para completar el ciclo. Los tiempos de concentración y de desalojo se midieron con un cronómetro que tiene una precisión de 1/100 de segundo, la tubería que conecta el tanque a la bomba y esta hacia las regaderas es de PVC.

## 8.2 ANALISIS DE LAS ECUACIONES DE TIEMPO DE CONCENTRACION

Como se mencionó (capítulo III, sección 3.1), sólo las ecuaciones 3.1 y 3.2 utilizan como una de sus variables la intensidad de lluvia, por tal motivo, a saber:

Datos del prototipo.

$$L = 1.415 \text{ m} = 4.642388451 \text{ pies}$$

$$b = 0.788 \text{ m} = 2.585301837 \text{ pies}$$

$$A_c = 1.115 \text{ m}^2 = 11.995792 \text{ ft}^2 = 2.75385491 \times 10^{-4} \text{ acres}$$

$$S = 0.03462897527$$

$$d = 0.007 \text{ m}$$

$$D = 0.019 \text{ m}$$

donde:

$L$  = longitud de la cuenca.

$B$  = ancho de la cuenca.

$A_c$  = área de la cuenca.

$S$  = pendiente promedio de la cuenca.

$d$  = diámetro del orificio.

$D$  = diámetro interno de la tubería.

Considerando la temperatura normal del agua a 25 °C<sup>[8]</sup>.

$$\rho_{\text{agua}} = 997.1 \text{ kg.m}^{-3}$$

$$\nu = 0.897 \times 10^{-6} \text{ m}^2.\text{s}^{-1}$$

$$\mu = 0.894 \times 10^{-3} \text{ Ns.m}^{-2}$$

En la Tablas 8.1 y 8.2, en la columna 1, se obtuvieron las presiones de los manómetros del prototipo ( $p_1-p_2= \text{kg.cm}^{-2}$ ). En la columna 2, se multiplicaron las presiones por la gravedad y se convirtieron ( $p_1-p_2= \text{kg.m}^{-1}.\text{s}^{-2}$ ). En la columna 3, con la ecuación 8.3 se calcularon las velocidades de salida del orificio ( $V_2= \text{m.s}^{-1}$ ). En la columna 4, con la ecuación 8.2 se calculó ( $V_1= \text{m.s}^{-1}$ ). En la columna 5, se determinó el número de Reynolds con la ecuación 8.6 ( $Re=$  adimensional). En la columna 6, con el número de Reynolds y la relación entre el diámetro del orificio y el diámetro de la tubería ( $d/D$ ) se obtuvieron los coeficientes de descarga de la Figura 8.4 ( $Cd=$  adimensional). En la columna 7, se calculó el gasto real con la ecuación 8.5 ( $Q_{\text{real}}= \text{m}^3.\text{s}^{-1}$ ). En la columna 8, se convirtió a ( $Q_{\text{real}}= \text{pies}^3.\text{s}^{-1}$ ). En la columna 9, se calcularon las intensidades de lluvia con la ecuación 4.1 ( $i= \text{pulg.h}^{-1}$ ) y se convirtieron a ( $i= \text{mm.h}^{-1}$ ) en la columna 10 de las Tablas 8.1 y 8.2.

En la columna 11 de la Tabla 8.1, se utilizó la ecuación de tiempo de concentración 3.1 y en la Tabla 8.2 la ecuación 3.2, que se calcularon en ( $tc= \text{min.}$ ). En la columna 12, se convirtieron a ( $tc= \text{seg.}$ ) de ambas. En la columna 13, se calcularon las alturas máximas de precipitación ( $hp= \text{mm}$ ) con la ecuación 4.4. En la columna 14, se convirtieron a ( $hp= \text{pies}$ ). En la columna 15, como se comprobó que las alturas máximas de precipitación no rebasaron 0.4 ft, con ninguna de las dos ecuaciones, se calculó el perímetro efectivo de las coladeras pluviales con la ecuación 4.5 ( $P= \text{pies}$ ). En la columna 16, se convirtieron a ( $P= \text{cm}$ ). En la columna 17, se calculó el área efectiva de la coladera pluvial ( $A= \text{cm}^2$ ).

Tabla 8.1 Análisis de la ecuación de tiempo de concentración 3.1

$p1-p2$ (Kg/cm2)	$p1-p2$ Pa(kg/mS2)	$V2$ (m/s)	$V1$ (m/s)	$Re$	$Cd$	$Qreal$ (m3/s)	$Q$ (ft3/seg)	$i$ (pulgh)
0	0	0	0	0	0	0	0	0
0.1	9810	4.7715167	0.647657	5054.1799	0.64	0.000117523	0.00415091	15.19366
0.2	19620	6.7479436	0.9159254	7147.6897	0.64	0.000166202	0.00587027	21.48708
0.3	29430	8.2645093	1.1217749	8754.0963	0.64	0.000203555	0.00718958	26.31619
0.4	39240	9.5430334	1.2953141	10108.36	0.63	0.000231373	0.0081721	29.91251
0.5	49050	10.669436	1.4482052	11301.49	0.63	0.000258683	0.00913668	33.44321
0.6	58860	11.687781	1.5864293	12380.162	0.63	0.000283373	0.01000873	36.6352
0.7	68670	12.624247	1.7135395	13372.103	0.63	0.000306078	0.01081067	39.57053
0.8	78480	13.495887	1.8318508	14295.379	0.63	0.000327211	0.01155709	42.30268
0.9	88290	14.31455	1.9429711	15162.54	0.63	0.00034706	0.01225814	44.86877
1	98100	15.088861	2.0480714	15982.72	0.63	0.000365833	0.01292122	47.29584
1.1	107910	15.825331	2.1480354	16762.818	0.63	0.000383689	0.01355189	49.60429
1.2	117720	16.529019	2.2435498	17508.193	0.63	0.00040075	0.01415448	51.80999
1.3	127530	17.203948	2.3351607	18223.105	0.62	0.000410493	0.01449861	53.06959
1.4	137340	17.853381	2.4233108	18911.009	0.62	0.000425989	0.01504591	55.07291
1.5	147150	18.480005	2.508365	19574.754	0.62	0.00044094	0.015574	57.00588
1.6	156960	19.086067	2.5906282	20216.719	0.62	0.000455401	0.01608476	58.87542

Tabla 8.1 Continuación

$i$ (mm/h)	$t_c$ (min) <sup>3.1</sup>	$t_c$ (seg) <sup>3.1</sup>	$h_p$ (mm) <sup>3.1</sup>	$h_p$ (fts)= $y$	$P$ (fts)	$P$ (cm)	$A$ (cm <sup>2</sup> )
0	0	0	0	0	0	0	0
385.918893	0.153526965	9.211617926	0.987482609	0.003239772	7.50325753	228.69929	4162.169546
545.771732	0.133652986	8.019179175	1.215733697	0.003988628	7.76785934	236.764353	4460.902866
668.43113	0.123242476	7.39454856	1.372985125	0.004504544	7.92694629	241.613323	4645.493885
759.77782	0.117086935	7.025216098	1.482667604	0.004864395	8.02913777	244.728119	4766.042179
849.457427	0.111976383	6.718582977	1.585319502	0.005201179	8.11922189	247.473883	4873.58879
930.533989	0.107966789	6.478007344	1.674446115	0.005493359	8.19357575	249.740189	4963.259784
1005.09158	0.104688946	6.281336764	1.753699641	0.005753608	8.25697201	251.672507	5040.361508
1074.4881	0.101930097	6.115805831	1.825377937	0.005988773	8.3122847	253.358438	5108.117528
1139.66673	0.09955703	5.973421822	1.891030588	0.006204169	8.36138144	254.854906	5168.638203
1201.31421	0.097481103	5.848866195	1.95175249	0.006403403	8.40554564	256.201031	5223.383133
1259.94898	0.095640513	5.738430803	2.00836945	0.006589139	8.44569794	257.424873	5273.405294
1315.97379	0.093990549	5.639432942	2.06148498	0.006763402	8.48252157	258.547257	5319.490124
1347.96753	0.093091775	5.585506475	2.091411495	0.006861586	8.50292194	259.169061	5345.107518
1398.85202	0.091722181	5.5033330854	2.138429297	0.007015844	8.5344871	260.131167	5384.866166
1447.9494	0.090465238	5.427914252	2.18315144	0.00716257	8.56397888	261.030076	5422.146359
1495.43571	0.089305043	5.35830257	2.225832502	0.0073026	8.59165884	261.873761	5457.253255



Tabla 8.2 Análisis de la ecuación de tiempo de concentración 3.2

$p1-p2$ (Kg/cm2)	$p1-p2$ Pa (kg/mS2)	$V2$ (m/s)	$V1$ (m/s)	$Re$	$Cd$	$Q_{real}$ (m3/s)	$Q$ (ft3/seg)	$i$ (pulgh)
0	0	0	0	0	0	0	0	0
0.1	9810	4.77151669	0.647657	5054.1799	0.64	0.00011752	0.00415091	15.1936572
0.2	19620	6.74794362	0.9159254	7147.6897	0.64	0.0001662	0.00587027	21.4870761
0.3	29430	8.26450934	1.1217749	8754.0963	0.64	0.00020356	0.00718958	26.3161862
0.4	39240	9.54303338	1.2953141	10108.36	0.63	0.00023137	0.0081721	29.9125126
0.5	49050	10.6694357	1.4482052	11301.49	0.63	0.00025868	0.00913668	33.4432058
0.6	58860	11.6877812	1.5864293	12380.162	0.63	0.00028337	0.01000873	36.6351964
0.7	68670	12.6242465	1.7136395	13372.103	0.63	0.00030608	0.01081067	39.5705347
0.8	78480	13.4958872	1.8318508	14295.379	0.63	0.00032721	0.01155709	42.302681
0.9	88290	14.3145501	1.9429711	15162.54	0.63	0.00034706	0.01225814	44.8687689
1	98100	15.0888606	2.0480714	15982.72	0.63	0.00036583	0.01292122	47.2958352
1.1	107910	15.8253305	2.1480354	16762.818	0.63	0.00038369	0.01355189	49.6042904
1.2	117720	16.5290187	2.2435498	17508.193	0.63	0.00040075	0.01415448	51.8099916
1.3	127530	17.2039481	2.3351607	18223.105	0.62	0.00041049	0.01449861	53.0695879
1.4	137340	17.8533807	2.4233108	18911.009	0.62	0.00042599	0.01504591	55.0729141
1.5	147150	18.4800047	2.508365	19574.754	0.62	0.00044094	0.015574	57.0058819
1.6	156960	19.0860668	2.5906282	20216.719	0.62	0.0004554	0.01608476	58.8754217

Tabla 8.2 Continuación

$i$ ( mm/h)	$t_c$ (min)3.2	$t_c$ (seg)3.2	$h_p$ (mm)3.2	$h_p$ (fts)=y	$P$ (fts)	$P$ (cm)	$A$ (cm <sup>2</sup> )
0	0	0	0	0	0	0	0
385.91889	0.769240871	46.154445229	4.947743091	0.016232753	0.669011102	20.3914584	33.08923383
545.77173	0.729288896	43.75733373	6.633754398	0.021764286	0.609424559	18.57526055	27.45743502
668.43113	0.716686743	43.00120456	7.984262155	0.026195086	0.565265502	17.22929251	23.6224547
759.77782	0.71244809	42.7468854	9.021704283	0.029598767	0.534935877	16.30484554	21.15551072
849.45743	0.710976796	42.65860774	10.06574199	0.033024088	0.507482327	15.46806133	19.03977917
930.53399	0.711250657	42.67503942	11.03071518	0.03619001	0.484590316	14.77031282	17.36079155
1005.0916	0.71248622	42.74917318	11.9352317	0.039157584	0.465058247	14.17497538	15.98949555
1074.4881	0.714282148	42.85692885	12.7914611	0.041966736	0.448094253	13.65791282	14.84426876
1139.6667	0.716414366	42.98486195	13.60789363	0.04464532	0.433151186	13.20244815	13.8707223
1201.3142	0.718749841	43.12499049	14.39074001	0.047213714	0.419836237	12.79660851	13.03106478
1259.949	0.721205938	43.27235627	15.1447114	0.049687373	0.407858438	12.4315252	12.29812677
1315.9738	0.72372956	43.4237736	15.8734855	0.052078365	0.396996598	12.10045631	11.65181639
1347.9675	0.725236948	43.5142169	16.29326433	0.053455592	0.391034678	11.91873698	11.30448047
1398.852	0.727719959	43.66319756	16.96620889	0.055663415	0.381893754	11.64012162	10.7821451
1447.9494	0.73020242	43.81214519	17.62160259	0.057813657	0.3734507	11.38277733	10.310666357
1495.4357	0.732672601	43.96035603	18.26107951	0.059911678	0.36561674	11.14399824	9.882622491

De la Tabla 8.1, utilizando la ecuación 3.1 de “ $tc$ ” para las intensidades de lluvia del prototipo, no se obtuvieron resultados adecuados para ser utilizados en el prototipo, debido a que las alturas máximas de precipitación “ $hp$ ” se obtuvieron muy pequeñas y las áreas de las coladeras pluviales “ $A$ ” muy grandes.

En cambio de la Tabla 8.2, con la ecuación 3.2 de “ $tc$ ” se obtuvieron resultados óptimos para ser utilizados en el prototipo, ya que con estos, se pueden observar las alturas máximas de precipitación, obteniendo áreas de coladeras pluviales muy acordes para el prototipo y que nos permitió hacer las pruebas necesarias.

### 8.3 ANALISIS DE LOS RESULTADOS OBTENIDOS

Las Figuras 8.7 y 8.8, muestran las diferentes formas de coladeras pluviales de orificios circulares que se utilizaron en el prototipo para poder determinar su comportamiento de acuerdo a los resultados de la Tabla 8.2.

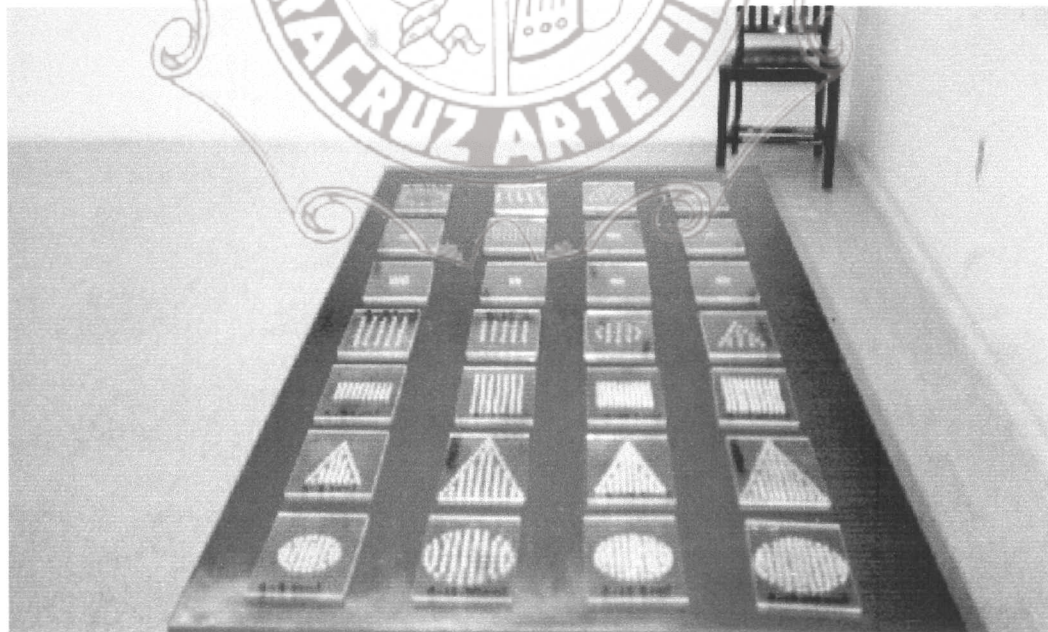
Las coladeras pluviales que se analizaron son en forma circular, rectangular y triangular. El material con que se construyeron es de acrílico, por su impermeabilidad y la facilidad de perforarlo.

Una vez que se construyeron las coladeras pluviales, se procedió a hacer las simulaciones de lluvia pertinentes como se muestra en las Figuras 8.9, 8.10, 8.11 y 8.12, presentándose los resultados finales en la Tabla 8.3.

Para realizar las simulaciones de lluvia se aplicó el principio de aleatorización restringida<sup>[16]</sup>. Se eligió al azar cual forma de coladera pluvial se utilizaría primero resultando ser la circular, posteriormente la rectangular y la triangular. Se hicieron 5 repeticiones por cada una, alternándose, resultando un total de 110 simulaciones de lluvia por coladera pluvial. Se eliminó al final la lectura más alta y más baja que se obtuvo y se calculó la media muestral (promedio), para obtener los resultados finales que se muestran en la Tabla 8.3.



**Figura 8.7** Fotografía de las coladeras pluviales de orificios circulares utilizadas en el prototipo.



**Figura 8.8** Fotografía de las coladeras pluviales de orificios circulares utilizadas en el prototipo.

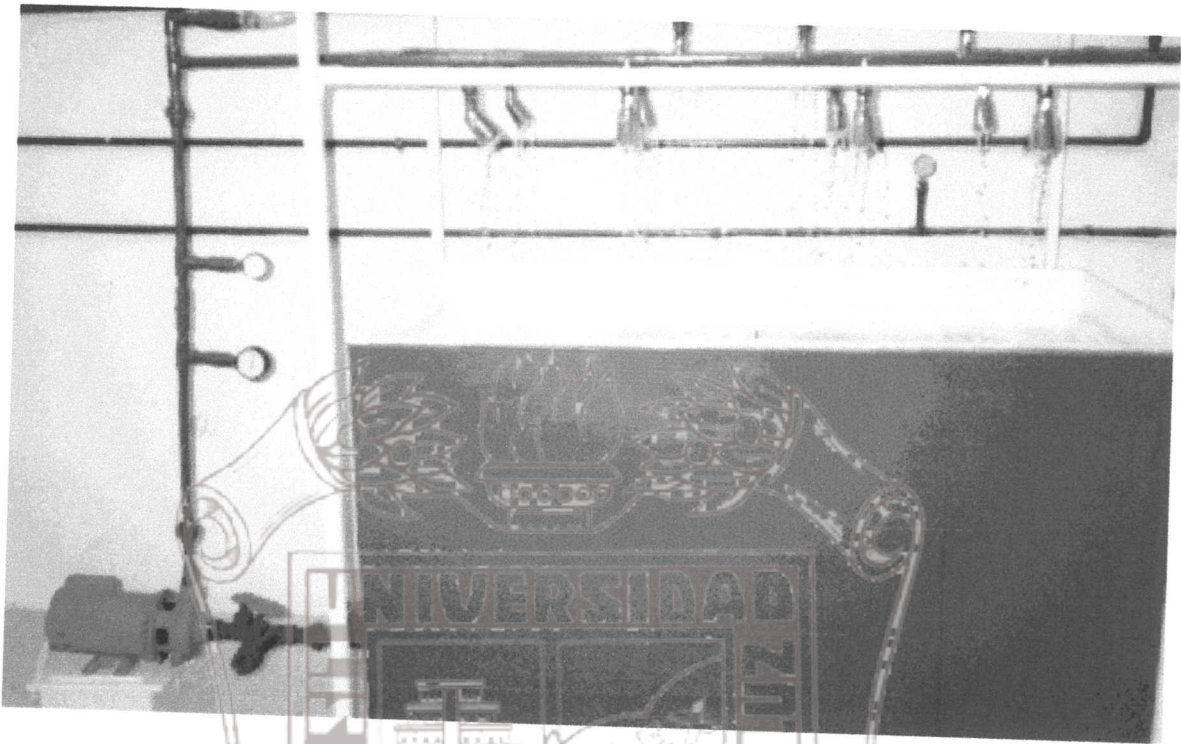


Figura 8.9 Fotografía del prototipo en funcionamiento.

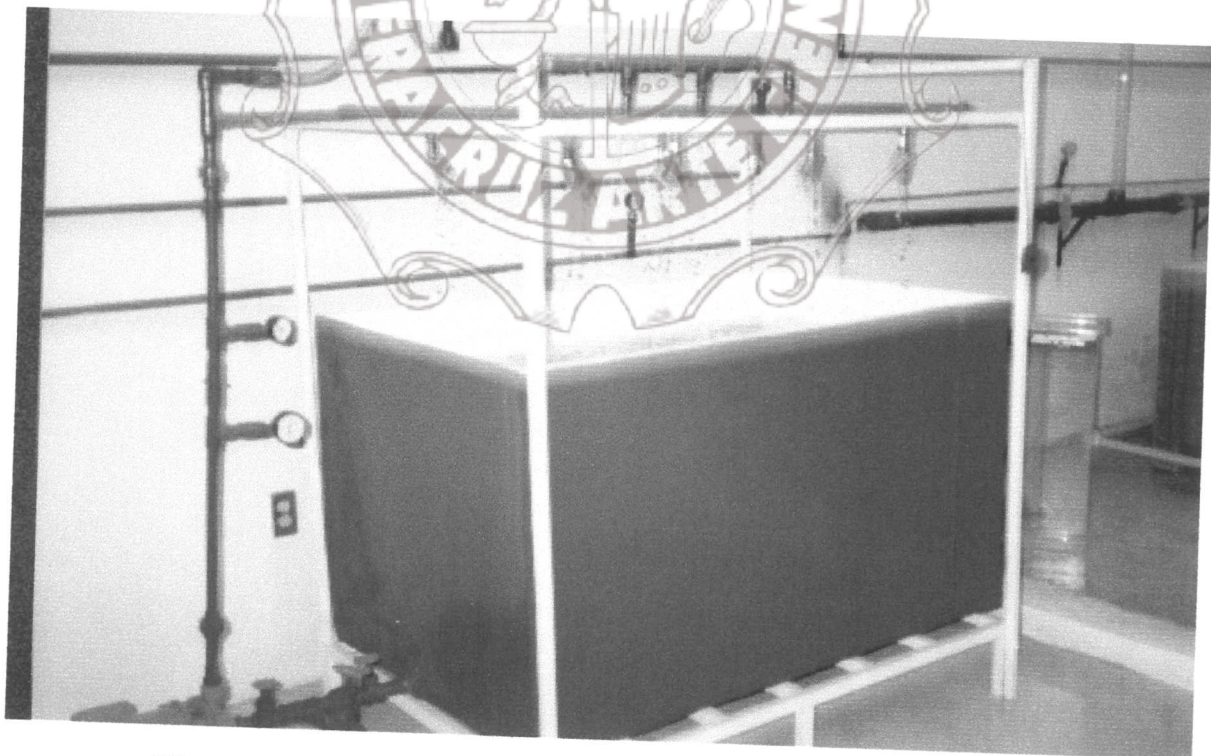


Figura 8.10 Fotografía del prototipo en funcionamiento.

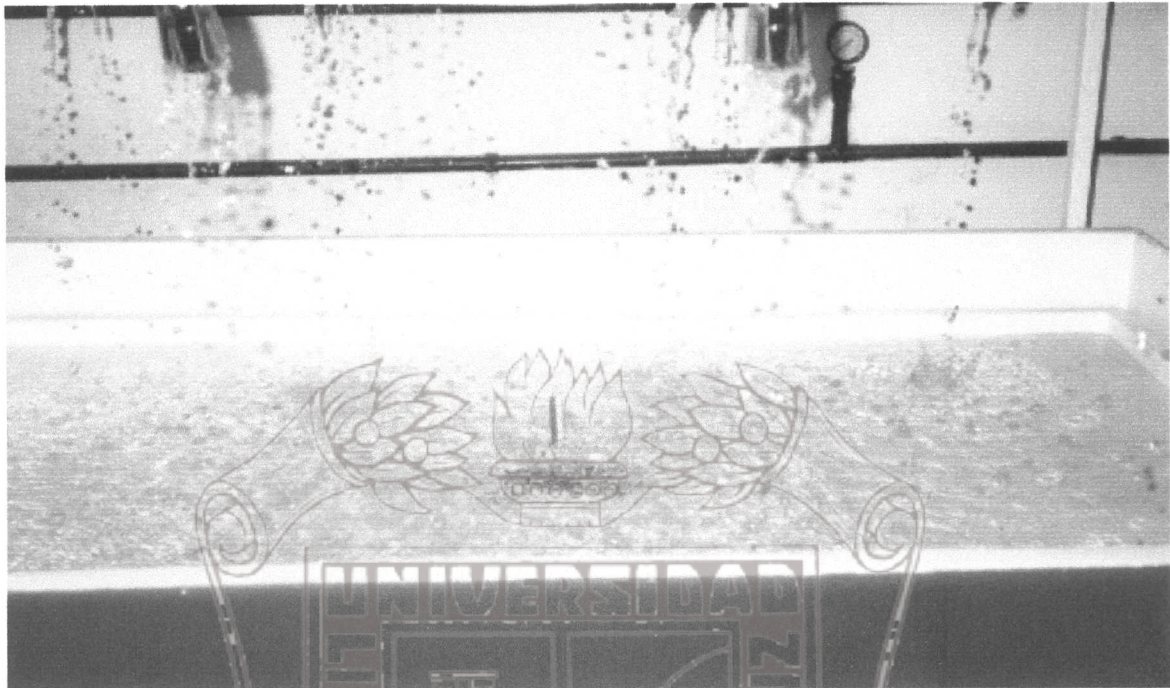


Figura 8.11 Acercamiento del prototipo en funcionamiento.



Figura 8.12 Acercamiento del prototipo en funcionamiento.

Tabla 8.3 Resultados finales de las simulaciones de lluvia realizadas en el prototipo

P1-P2 (Kg/cm2)	Qreal (m3/s)	i (mm/h)	tc 3.2 (seg)	hp (mm)	A (cm2)	CIRCULAR			RECTANGULAR			TRIANGULAR			
						tc (seg)	hp (mm)	td (seg)	tc (seg)	hp (mm)	td (seg)	tc (seg)	hp (mm)	td (seg)	
0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
0.5	0.0002587	849.4574	42.6586	10.066	19.04	42.88	10	54.34	42.65	10	55.62	44.25	9	53.03	
0.6	0.0002834	930.534	42.675	11.031	17.361	42.96	11	56.95	42.66	11	58.55	44.37	10	55.12	
0.7	0.0003061	1005.092	42.7492	11.935	15.989	43.05	12	59.88	42.72	12	61.64	44.45	11	57.16	
0.8	0.0003272	1074.488	42.8569	12.791	14.844	43.17	13	62.87	42.78	13	64.78	44.55	12	59.21	
0.9	0.0003471	1139.667	42.9849	13.608	13.871	43.25	13	65.55	42.84	13	67.83	44.64	12	61.26	
1	0.0003658	1201.314	43.125	14.391	13.031	43.32	14	68.47	42.9	14	70.82	44.73	12	63.28	
1.1	0.0003837	1259.949	43.2724	15.145	12.298	43.4	15	71.40	43.03	15	73.97	44.81	13	65.38	
1.2	0.0004007	1315.974	43.4238	15.873	11.652	43.74	16	78.43	43.36	16	80.23	45.16	14	71.57	
1.4	0.000426	1398.852	43.6632	16.966	10.782	44.02	17	89.99	43.45	17	92.45	45.18	15	83.76	
1.6	0.0004554	1495.436	43.9604	18.261	9.8826	44.32	19	103.45	43.84	19	105.15	46.28	17	96.23	







Definiendo la variación total, denotada por “ $v$ ”, como la suma de los cuadrados de las desviaciones de cada media de la gran media “ $\tilde{x}$ ”, es decir.

$$v = \sum_{j,k} (x_{jk} - \tilde{x})^2 \quad (8.8)$$

Al escribir la identidad.

$$x_{jk} - \tilde{x} = (x_{jk} - \tilde{x}_j - \tilde{x}_k + \tilde{x}) + (x_j - \tilde{x}) + (\tilde{x}_k - \tilde{x}) \quad (8.9)$$

Luego elevando al cuadrado y sumando sobre “ $j$ ” y “ $k$ ” se puede demostrar que.

$$v = v_e + v_r + v_c \quad (8.10)$$

De donde se puede deducir que:

$$v_e = \sum_{j,k} (x_{jk} - \tilde{x}_j - \tilde{x}_k + \tilde{x})^2 \quad (8.11)$$

$$v_r = b \sum_{j=1}^a (\tilde{x}_j - \tilde{x})^2 \quad (8.12)$$

$$v_c = a \sum_{k=1}^b (\tilde{x}_k - \tilde{x})^2 \quad (8.13)$$

donde:

$v_e$  = variación debida al error o al azar

$v_r$  = variación entre filas (tratamientos)

$v_c$  = variación entre columnas (bloques)

La variación debida al error o al azar se conoce también como variación residual.

Para el modelo matemático de los experimentos de dos factores, suponiendo que las variables aleatorias " $X_{jk}$ " cuyos valores son los " $x_{jk}$ " pueden expresarse como.

$$X_{jk} = \mu + \alpha_j + \beta_k + \Delta_{jk} \quad (8.14)$$

donde:

$\mu$  = gran media poblacional

$\alpha_j$  = es la parte de " $X_{jk}$ " debida a los diferentes tratamientos (algunas veces denominados efectos de tratamientos)

$\beta_k$  = es la parte de " $X_{jk}$ " debida a los diferentes bloques (algunas veces denominados efectos de bloque)

$\Delta_{jk}$  = es la parte de " $X_{jk}$ " debida al azar o error

Se pueden tomar los " $\Delta_{jk}$ " como variables aleatorias independientes normalmente distribuidas con media cero y varianza " $\sigma^2$ ", de modo que las " $X_{jk}$ " son también variables aleatorias independientes normalmente distribuidas con varianza " $\sigma^2$ ". Bajo suposiciones apropiadas de las medias de " $X_{jk}$ " se tiene.

$$\sum_j \alpha_j = 0 \qquad \sum_k \beta_k = 0 \qquad (8.15)$$

de donde:

$$\mu = \frac{1}{ab} \sum_{j,k} E(X_{jk}) \qquad (8.16)$$

Se puede demostrar que.

$$E(V_r) = (a-1)\sigma^2 + b \sum_j \alpha_j^2 \qquad (8.17)$$

$$E(V_c) = (b-1)\sigma^2 + a \sum_k \beta_k^2 \qquad (8.18)$$

$$E(V_e) = (a-1)(b-1)\sigma^2 \qquad (8.19)$$

$$E(V) = (ab-1)\sigma^2 + b \sum_j \alpha_j^2 + a \sum_k \beta_k^2 \qquad (8.20)$$

Hay dos hipótesis nulas que se ensayan.

$H_0^{(1)}$ : Todas las medias de tratamientos (filas) son iguales, es decir  $\alpha_j = 0$ ,  $j=1, \dots, a$ .

$H_0^{(2)}$ : Todas las medias de bloques (columnas) son iguales, es decir  $\beta_k = 0$ ,  $k=1, \dots, b$ .

De la ecuación (8.19) sin tener en cuenta a  $H_0^{(1)}$  ó  $H_0^{(2)}$ , la mejor estima ( insesgada ) de  $\sigma^2$  viene dada por.

$$\hat{S}_e^2 = \frac{V_e}{(a-1)(b-1)} \quad (8.21)$$

es decir:

$$E(\hat{S}_e^2) = \sigma^2$$

También si las hipótesis  $H_0^{(1)}$  y  $H_0^{(2)}$  son ciertas, entonces.

$$\hat{S}_r^2 = \frac{V_r}{a-1}, \quad \hat{S}_c^2 = \frac{V_c}{b-1}, \quad \hat{S}^2 = \frac{V}{ab-1} \quad (8.22)$$

Serán estimas insesgadas de  $\sigma^2$ . si  $H_0^{(1)}$  y  $H_0^{(2)}$  no son ciertas, se tiene de las ecuaciones (8.17) y (8.18) respectivamente.

$$E(\hat{S}_r^2) = \sigma^2 + \frac{b}{a-1} \sum_j \alpha_j^2 \quad (8.23)$$

$$E(\hat{S}_c^2) = \sigma^2 + \frac{a}{b-1} \sum_k \beta_k^2 \quad (8.24)$$

Se sintetizan las consideraciones del análisis en los teoremas siguientes.

**Teorema 8.1:** Bajo las hipótesis  $H_0^{(1)}$ ,  $V_r/\sigma^2$  tiene la distribución chi-cuadrado con  $a-1$  grados de libertad. Bajo la hipótesis  $H_0^{(2)}$ ,  $V_c/\sigma^2$  tiene la distribución chi-cuadrado con  $b-1$  grados de libertad. Bajo ambas hipótesis  $H_0^{(1)}$  y  $H_0^{(2)}$ ,  $V/\sigma^2$  tiene la distribución chi-cuadrado con  $ab-1$  grados de libertad.

Teorema 8.2: Bajo la hipótesis  $H_0^{(1)}$  el estadístico  $\hat{S}_r^2 / \hat{S}_e^2$  tiene la distribución  $F$  con  $a-1$  y  $(a-1)(b-1)$  grados de libertad. Bajo la hipótesis  $H_0^{(2)}$  el estadístico  $\hat{S}_c^2 / \hat{S}_e^2$  tiene la distribución  $F$  con  $b-1$  y  $(a-1)(b-1)$  grados de libertad.

El teorema permite aceptar o rechazar  $H_0^{(1)}$  ó  $H_0^{(2)}$  a niveles de significación especificados. Por conveniencia, una tabla de análisis de varianza puede construirse como se muestra en la Tabla 8.5.

**Tabla 8.5 Resumen final del análisis de varianza.**

Variación	Grados de libertad	Media de cuadrados	F
Entre tratamientos $v_r = b \sum_j (\bar{x}_j - \bar{x})^2$	$a - 1$	$\hat{S}_r^2 = \frac{v_r}{a - 1}$	$\hat{S}_r^2 / \hat{S}_e^2$ con $a-1$ , $(a-1)(b-1)$ grados de libertad
Entre bloques $v_c = a \sum_k (\bar{x}_k - \bar{x})^2$	$b - 1$	$\hat{S}_c^2 = \frac{v_c}{b - 1}$	$\hat{S}_c^2 / \hat{S}_e^2$ con $b-1$ , $(a-1)(b-1)$ grados de libertad
residual o aleatoria $v_e = v - v_r - v_c$	$(a-1)(b-1)$	$\hat{S}_e^2 = \frac{v_e}{(a-1)(b-1)}$	
Total $v = v_r + v_c + v_e$ $= \sum_{j,k} (x_{jk} - \bar{x})^2$	$ab - 1$		

En la Tabla 8.6, se observan los tiempos de concentración " $t_c$ " de la ecuación 3.2 por intensidad de lluvia " $i$ " y de las medias muestrales de cada una de las coladeras pluviales de orificios circulares. Con los valores de totales de fila, medias de fila, totales de columnas, medias de columna y la gran media de acuerdo a las ec. 8.7, como se indicó en la Tabla 8.4.

En la Tabla 8.7, se presentan los resultados finales de acuerdo al formato de la Tabla 8.5. Se calculó la variación de medias de fila " $v_r$ " con respecto a la gran media con la ec. 8.12. Posteriormente se obtuvo la variación de medias de columna " $v_c$ " con respecto a la gran media con la ec 8.13.

Finalmente se determinó la variación total " $v$ " de acuerdo a la ec 8.8 y la variación aleatoria " $v_e$ " con la ec. 8.10.

En la Tabla 8.8, se aprecian las alturas máximas de precipitación " $h_p$ " de la ecuación 3.2 por intensidad de lluvia " $i$ " y de las medias muestrales de cada una de las coladeras pluviales de orificios circulares. Con los valores de totales de fila, medias de fila, totales de columnas, medias de columna y la gran media de acuerdo a las ec. 8.7, como se indicó en la Tabla 8.4.

En la Tabla 8.9 se muestran los resultados finales de acuerdo al formato de la Tabla 8.5.

De igual forma en la Tabla 8.10 se presentan los tiempos de desalojo " $t_d$ " de las medias muestrales de cada una de las coladeras pluviales de orificios circulares por intensidad de lluvia " $i$ ". Con los valores de totales de fila, medias de fila, totales de columnas, medias de columna y la gran media de acuerdo a las ec. 8.7, como se indicó en la Tabla 8.4.

En la Tabla 8.11 se observan los resultados finales de acuerdo al formato de la Tabla 8.5.

Tabla 8.6 Análisis de varianza de los tiempos de concentración “*tc*” de la ec. 3.2 para cada intensidad de lluvia “*i*” y de las medias muestrales de las coladeras pluviales de orificios circulares.

<i>i</i> (mm/h)	<i>tc</i> 3.2 (s)	CIRCULAR	RECTANGULAR	TRIANGULAR	TOTALES DE FILA	MEDIA DE FILA
		<i>tc</i> (s)	<i>tc</i> (s)	<i>tc</i> (s)	<i>tc</i>	<i>tc</i>
849.4574271	42.659	42.88	42.65	44.25	172.4386077	43.10965194
930.5339889	42.675	42.96	42.66	44.37	172.6650394	43.16625985
1005.091582	42.749	43.05	42.72	44.45	172.9691732	43.24229329
1074.488098	42.857	43.17	42.78	44.55	173.3569289	43.33923221
1139.666731	42.985	43.25	42.84	44.64	173.7148619	43.42871549
1201.314214	43.125	43.32	42.9	44.73	174.0749905	43.51874762
1259.948977	43.272	43.4	43.03	44.81	174.5123563	43.62808907
1315.973787	43.424	43.74	43.36	45.16	175.6837736	43.9209434
1398.852018	43.663	44.02	43.45	45.18	176.3131976	44.07829939
1495.43571	43.96	44.32	43.84	46.28	178.400356	44.60008901
<b>TOTALES DE COLUMNA</b>	431.37	434.11	430.23	448.42	<b>GRAN TOTAL</b> 1744.129285	
<b>MEDIA DE COLUMNA</b>	43.14	43.411	43.023	44.842	<b>GRAN MEDIA</b> 43.60323213	

Tabla 8.7 Resultado final del análisis de varianza de los “*tc*”.

Variación	Grados de libertad	Media de cuadrados	F
$v_r = 7.975592$	9	$\hat{S}_r^2 = 0.8861768889$	59.82023011 gl: 9,27
$v_c = 21.2312$	3	$\hat{S}_c^2 = 7.077066667$	477.7282751 gl:3,27
$v_e = 0.399978$	27	$\hat{S}_e^2 = 0.014814$	
$v = 29.60677$	39		

Tabla 8.8 Análisis de varianza de las alturas máximas de precipitación “hp” de la ec. 3.2 para cada intensidad de lluvia “i” y de las medias muestrales de las coladeras pluviales de orificios circulares.

I (mm/h)	hp 3.2 (mm)	CIRCULAR	RECTANGULAR	TRIANGULAR	TOTALES DE FILA hp	MEDIA DE FILA hp
		hp (mm)	hp (mm)	hp (mm)		
849.4574271	10.06574	10	10	9	39.06574199	9.766435498
930.5339889	11.03072	11	11	10	43.03071518	10.7576788
1005.091582	11.93523	12	12	11	46.9352317	11.73380792
1074.488098	12.79146	13	13	12	50.7914611	12.69786528
1139.666731	13.60789	13	13	12	51.60789363	12.90197341
1201.314214	14.39074	14	14	12	54.39074001	13.597685
1259.948977	15.14471	15	15	13	58.1447114	14.53617785
1315.973787	15.87349	16	16	14	61.8734855	15.46837138
1398.852018	16.96621	17	17	15	65.96620889	16.49155222
1495.43571	18.26108	19	19	17	73.26107951	18.31526988
<b>TOTALES DE COLUMNA</b>	140.0673	140	140	125	<b>GRAN TOTAL</b> 545.0672689	
<b>MEDIA DE COLUMNA</b>	14.06727	14	14	12.5	<b>GRAN MEDIA</b> 13.62668172	

Tabla 8.9 Resultado final del análisis de varianza de las “hp”.

Variación	Grados de libertad	Media de cuadrados	F
$v_r = 250.018$	9	$\hat{S}_r^2 = 27.7798$	353.43257 gl: 9,27
$v_c = 17.4232$	3	$\hat{S}_c^2 = 5.808$	73.893 gl:3,27
$v_e = 2.12233$	27	$\hat{S}_e^2 = 0.0786$	
$v = 269.56353$	39		



**Tabla 8.10 Análisis de varianza de los tiempos de desalojo “td” de las medias muestrales de las coladeras pluviales de orificios circulares para cada intensidad de lluvia “i”.**

<i>i</i> ( mm/h )	CIRCULAR	RECTANGULAR	TRIANGULAR	TOTALES DE FILA	MEDIA DE FILA
	<i>td</i> ( seg )	<i>td</i> ( seg )	<i>td</i> ( seg )	<i>td</i>	<i>td</i>
849.4574271	54.34	55.62	53.03	162.99	54.33
930.5339889	56.95	58.55	55.12	170.62	56.87333333
1005.091582	59.88	61.64	57.16	178.68	59.56
1074.488098	62.87	64.78	59.21	186.86	62.28666667
1139.666731	65.55	67.83	61.26	194.64	64.88
1201.314214	68.47	70.82	63.28	202.57	67.52333333
1259.948977	71.40	73.97	65.38	210.75	70.25
1315.973787	78.43	80.23	71.57	230.23	76.74333333
1398.852018	89.99	92.45	83.76	266.2	88.73333333
1495.43571	103.45	105.15	96.23	304.83	101.61
<b>TOTALES DE COLUMNA</b>	711.33	731.04	666	<b>GRAN TOTAL</b> 2108.37	
<b>MEDIA DE COLUMNA</b>	71.133	73.104	66.6	<b>GRAN MEDIA</b> 70.279	

**Tabla 8.11 Resultado final del análisis de varianza de los “td”.**

Variación	Grados de libertad	Media de cuadrados	F
$v_r = 6040.603$	9	$\hat{S}_r^2 = 671.178$	388.19 gl: 9,18
$v_c = 222.12$	2	$\hat{S}_c^2 = 111.06$	64.234 gl:2,18
$v_e = 31.128$	18	$\hat{S}_e^2 = 1.729$	
$v = 6293.851$	29		

En la Tabla 8.7, se analizó al nivel de significación de 0.05 y 0.01 con 3 y 27 grados de libertad de la Tabla 1 (ANEXO 1)  $F_{.95}= 2.96$  y de la Tabla 2 (ANEXO 1)  $F_{.99}= 4.60$ , ya que  $477.73>2.96$  y que  $477.73>4.60$ .

Por lo tanto se rechazó la hipótesis de medias iguales y se concluyó que al nivel 0.05 y 0.01 existe una diferencia significativa en los tiempos de concentración “*tc*”.

En la Tabla 8.9, se analizó al nivel de significación de 0.05 y 0.01 con 3 y 27 grados de libertad de la Tabla 1 (ANEXO 1)  $F_{.95}= 2.96$  y de la Tabla 2 (ANEXO 1)  $F_{.99}= 4.60$ , ya que  $73.89>2.96$  y que  $73.89>4.60$ .

Por lo tanto se rechazó la hipótesis de medias iguales y se concluyó que al nivel 0.05 y 0.01 existe una diferencia significativa en las alturas máximas de precipitación “*hp*”.

En la Tabla 8.11, se analizó al nivel de significación de 0.05 y 0.01 con 2 y 18 grados de libertad de la Tabla 1 (ANEXO 1)  $F_{.95}= 3.55$  y de la Tabla 2 (ANEXO 1)  $F_{.99}= 6.01$ , ya que  $64.23>3.55$  y que  $64.23>6.01$ .

Por lo tanto se rechazó la hipótesis de medias iguales y se concluyó que al nivel 0.05 y 0.01 existe una diferencia significativa en los tiempos de desalojo “*td*”.

También se analizaron los resultados de la Tabla 8.3 por el método del error cuadrático mínimo<sup>[1]</sup>.

Este método consiste en calcular, para cada función, el error cuadrático.

$$C = \left[ \sum_{i=1}^n (x_{ei} - x_{oi})^2 \right]^{1/2} \quad (8.25)$$

donde  $x_{ei}$  es el i-ésimo dato estimado y  $x_{oi}$  es el i-ésimo dato calculado con la función bajo análisis.

En la Tabla 8.12 se muestran los errores cuadráticos estimados de los tiempos de concentración “ $t_c$ ” y de las alturas máximas de precipitación “ $h_p$ ”, para cada forma de coladera pluvial de orificios circulares con respecto a la ec. 3.2.

Finalmente en la Figura 8.13, se observa la gráfica de las alturas máximas de precipitación “ $h_p$ ” de cada forma coladera pluvial y de la ec. 3.2 con respecto al gasto “ $Q$ ”. En la Figura 8.14, la gráfica de tiempo de concentración “ $t_c$ ” de cada forma de coladera pluvial y de la ec. 3.2 con respecto al gasto “ $Q$ ”. En la Figura 8.15, la gráfica de tiempo de desalojo “ $t_d$ ” de cada forma de coladera pluvial con respecto al gasto “ $Q$ ”.

En la Figura 8.16, se aprecia la gráfica de las alturas máximas de precipitación “ $h_p$ ” de cada forma coladera pluvial y de la ec. 3.2 con respecto al tiempo de concentración “ $t_c$ ” y en la Figura 8.17, la gráfica de las alturas máximas de precipitación “ $h_p$ ” de cada forma coladera pluvial con respecto al tiempo de desalojo “ $t_d$ ”.

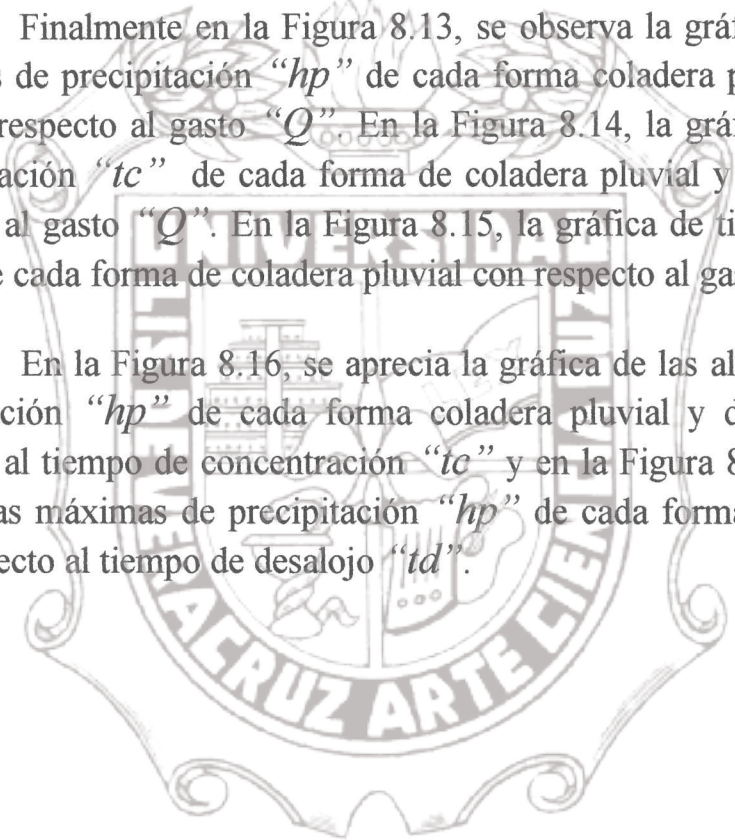


Tabla 8.12 Resultados finales analizados por el método del error cuadrático mínimo

i (mmh)	tc 3.2 (s)	hp (mm)	CIRCULAR			RECTANGULAR			TRIANGULAR		
			tc (s)	hp (mm)	(tc - tc 3.2) <sup>2</sup>	tc (s)	hp (mm)	(tc - tc 3.2) <sup>2</sup>	tc (s)	hp (mm)	(tc - tc 3.2) <sup>2</sup>
849.4574	42.66	10.066	42.88	10	0.049014533	0.004322201	7.40932E-05	44.25	9	2.532529324	1.1358905995
930.534	42.68	11.031	42.96	11	0.081202533	0.000943422	0.000226184	44.37	10	2.872891374	1.062373787
1005.092	42.75	11.935	43.05	12	0.090496778	0.004194933	0.000851074	44.45	11	2.892811887	0.874658324
1074.488	42.86	12.791	43.17	13	0.098013543	0.043488472	0.005918048	44.55	12	2.86648991	0.626410676
1139.667	42.98	13.608	43.25	13	0.070298188	0.369534688	0.020984983	44.64	12	2.739481979	2.585321933
1201.314	43.12	14.391	43.32	14	0.03802871	0.152677759	0.05062072	44.73	12	2.676055532	5.715637818
1259.949	43.27	15.145	43.4	15	0.016292921	0.020941388	0.058736553	44.81	13	2.364348231	4.599786969
1315.974	43.42	15.873	43.74	16	0.098999134	0.016005918	0.004067073	45.16	14	3.014482098	3.509947929
1398.852	43.66	16.966	44.02	17	0.127307982	0.007141839	0.045453199	45.18	15	2.3006889646	3.865977396
1495.436	43.96	18.261	44.32	19	0.129343784	0.546003493	0.014485574	46.28	17	5.380748139	1.590321527
<b>C</b>					<b>0.894426132</b>	<b>1.076686539</b>	<b>0.448795624</b>			<b>5.435119881</b>	<b>5.056307185</b>

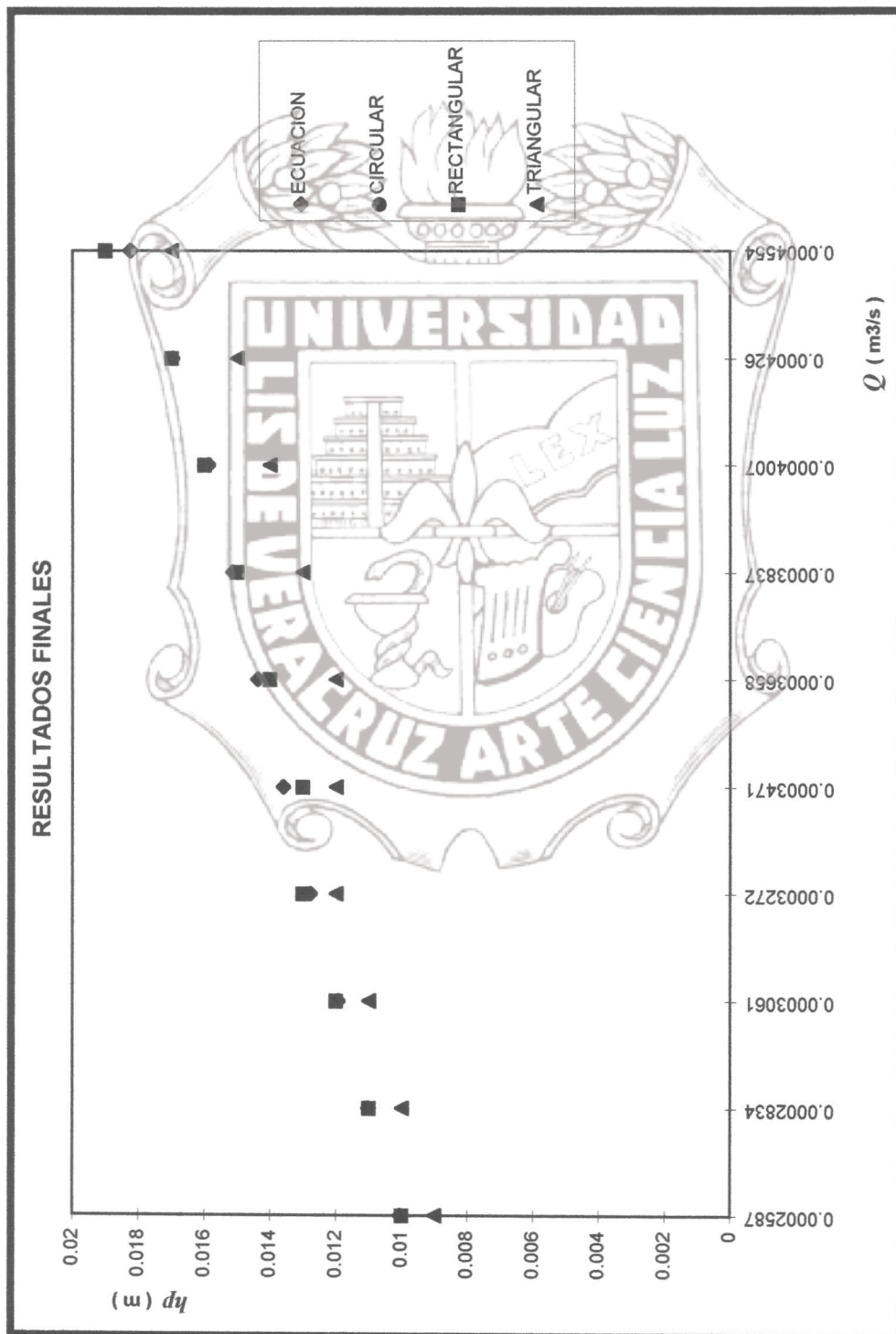


Figura 8.13 Gráfica gasto-alura máxima de precipitación.

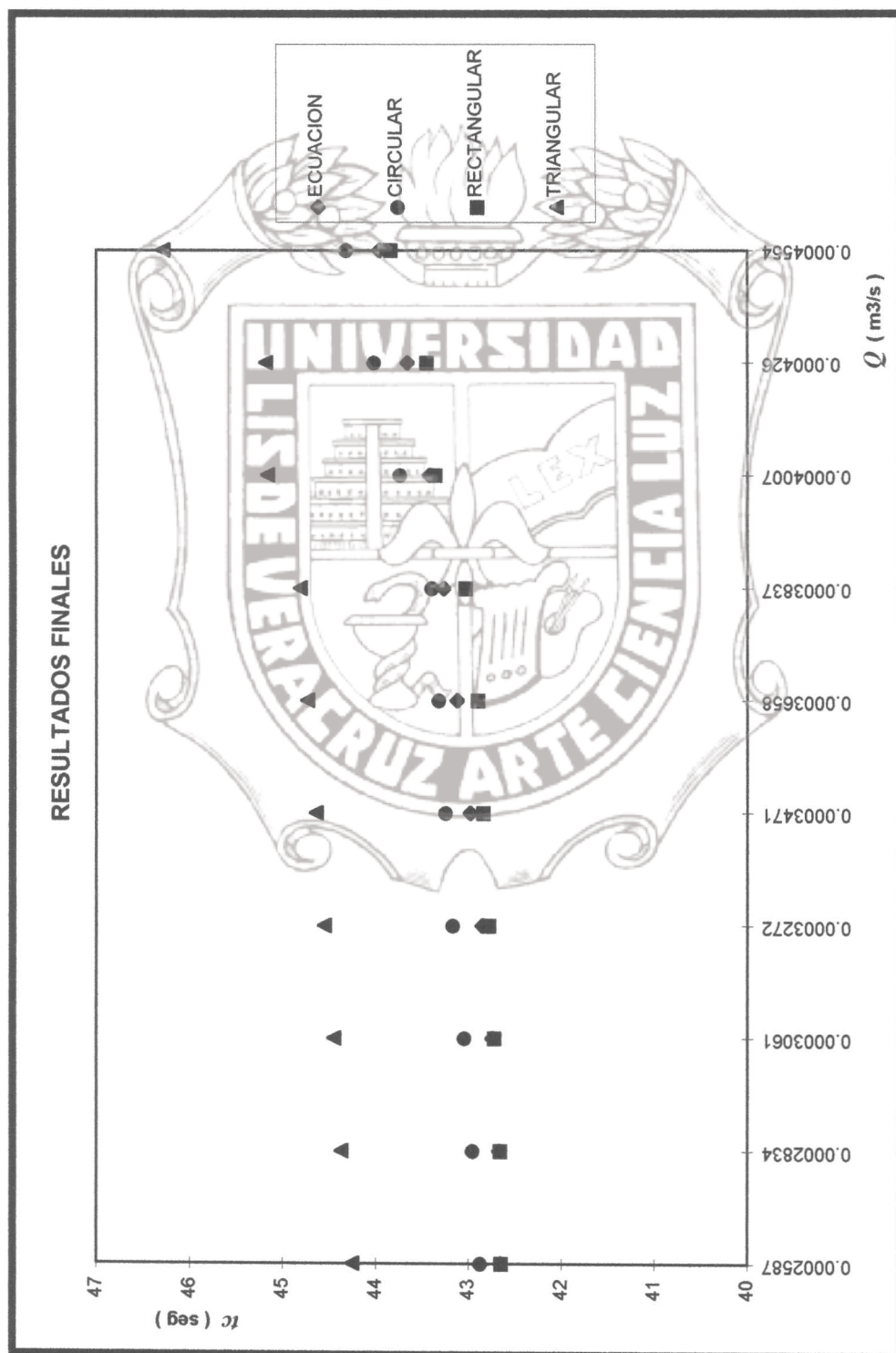


Figura 8.14 Gráfica gasto-tiempo de concentración.

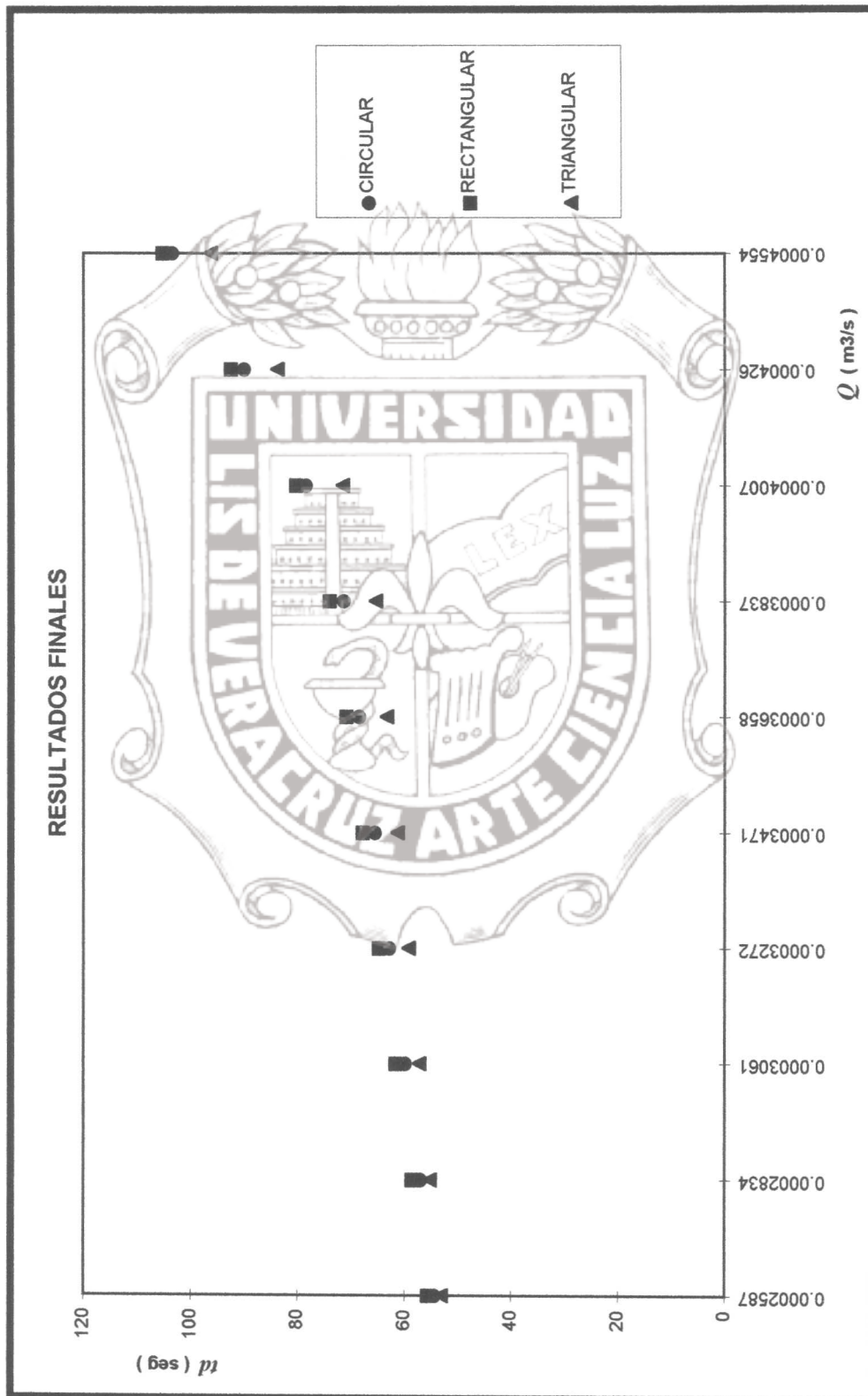


Figura 8.15 Gráfica gasto-tiempo de desalojo.

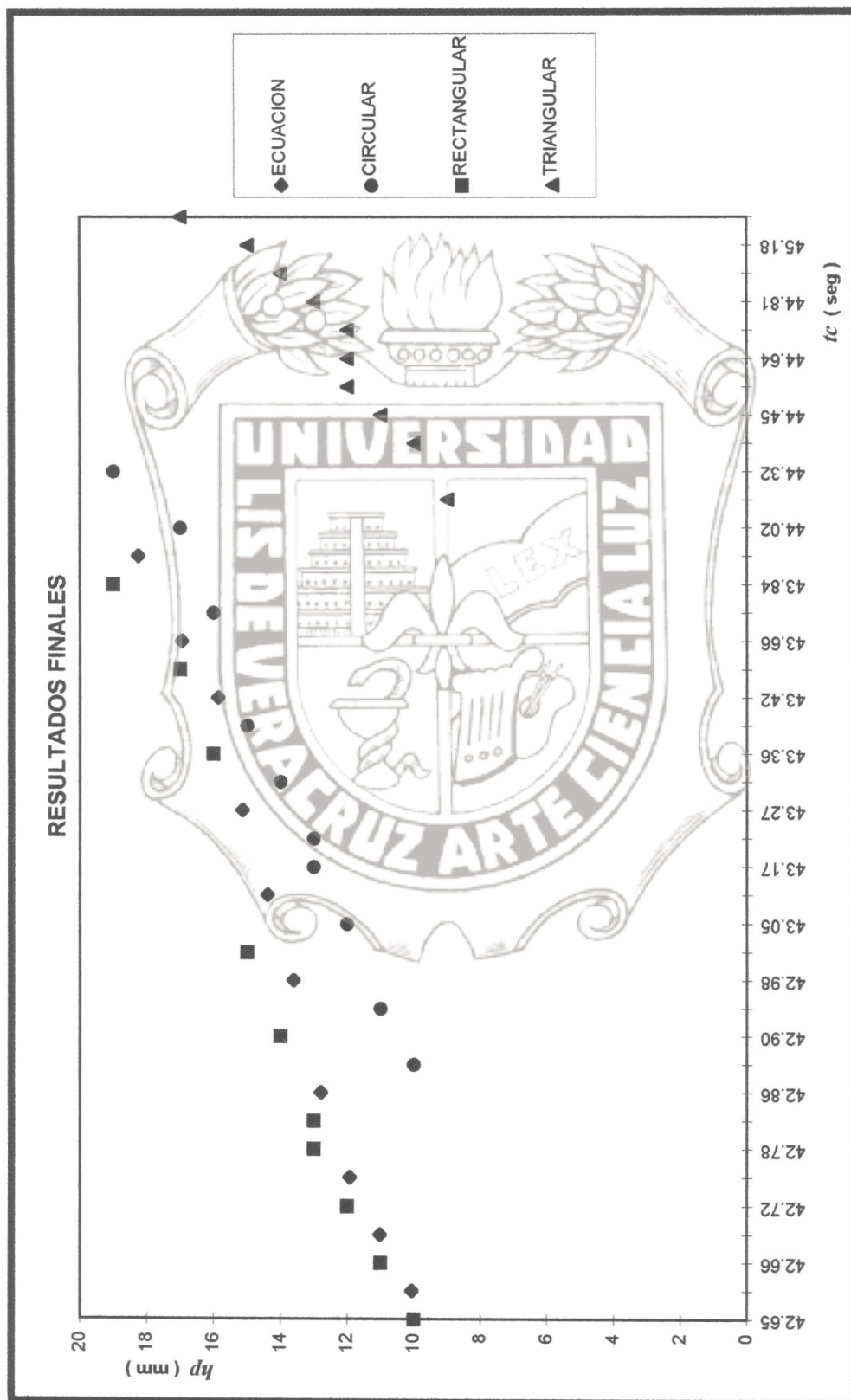


Figura 8.16 Gráfica tiempo de concentración-altura máxima de precipitación.



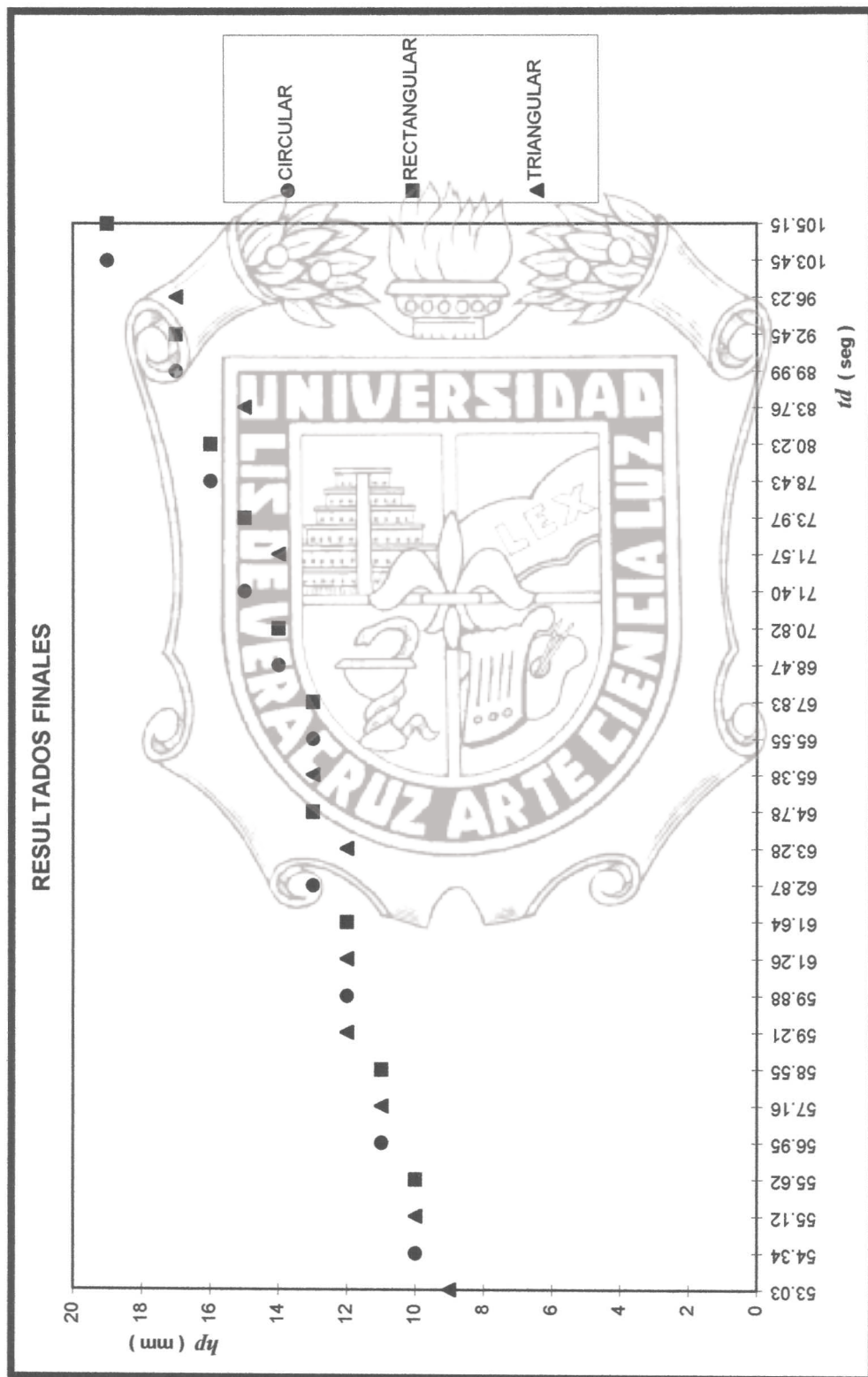


Figura 8.17 Gráfica tiempo de desalajo-altura máxima de precipitación

## CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

Basándose en el análisis estadístico que se hicieron de los resultados finales (Tabla 8.3) obtenidos de los estudios de las simulaciones de lluvia en el prototipo.

Primero del análisis de varianza, de las Tablas 8.7 y 8.9, se pudo rechazar la hipótesis de medias iguales y se concluyó que al nivel del 5% existe una diferencia significativa en los tiempos de concentración “ $t_c$ ” y en las alturas máximas de precipitación “ $h_p$ ”, entre las formas de las coladeras pluviales de orificios circulares y la ec. 3.2. En la Tabla 8.11, se pudo rechazar la hipótesis que al nivel del 5% existe una diferencia significativa en los tiempos de desalojo “ $t_d$ ” entre las formas de coladeras pluviales de orificios circulares.

Sin embargo, se requirió también de un análisis por el método del error cuadrático mínimo, para poder hacer una interpretación más detallada de los resultados finales (Tabla 8.3) para cada una de las coladeras pluviales de orificios circulares y tener una comparación con respecto a la ecuación 3.2. En la Tabla 8.12, se observó que la coladera pluvial de forma rectangular es la que obtuvo el error cuadrático más pequeño, siguiendo la coladera pluvial de forma circular, aunque la diferencia entre estas no fue muy significativa.

Se observó también que la coladera pluvial de forma triangular es la que obtuvo el error cuadrático más grande. Con esta se disminuyeron las alturas máximas de precipitación con respecto a las otras formas de coladeras pluviales de manera significativa y a la ecuación 3.2. Esta también aumentó de manera significativa los tiempos de concentración.

Es importante señalar también que aunque con la coladera pluvial de forma triangular se obtuvieron resultados de mayor eficiencia con respecto a la ecuación 3.2 y a las otras formas de coladeras pluviales, también requirió de mayor espacio geométrico en su elaboración.

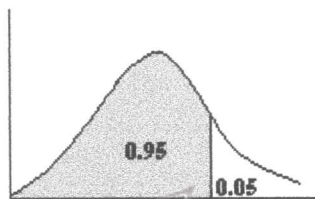
## BIBLIOGRAFIA

- [1] Aparicio Francisco. “Fundamentos de Hidrología de Superficie”. Noriega Editores, México 1987.
- [2] Bras Rafael. “Hidrology”, Addison Wesley, Canada 1990.
- [3] Chow Ven Te. “Hidráulica de los canales Abiertos”, Diana, México 1993.
- [4] Chow Ven Te. “Hidrología Aplicada”, Mc Graw-Hill, Colombia 1993.
- [5] Cochran G. William. “Diseños Experimentales”, Trillas, México 1991.
- [6] Mc Cuen Richard. “Hidrology Analysis and Design”, USA 1989.
- [7] Mc Cuen Richard. “Hydrologic Modeling”, Prentice Hall, USA 1989.
- [8] H. Shames Irving. “Mecánica de Fluidos”, Mc Graw-Hill, III edición, México 1995.
- [9] International Hidrological Programme. “Manual on Drainage in Urbanized Areas”, UNESCO 1973.
- [10] L. Mott Robert. “Mecánica de Fluidos Aplicada”, Prentice Hall, IV edición, México 1996.
- [11] L. Streeter Victor. “Mecánica de los Fluidos”, Mc Graw-Hill, VIII edición, USA 1989.
- [12] Linsley Kohler Paulus. “Hidrología para Ingenieros ”, Mc Graw-Hill, II edición, México 1989.
- [13] Shaw Elizabeth. “Hidrology in Practice”, VNR int., II edición, London 1988.

- [14] White Frank. "Mecánica de Fluidos", Mc Graw-Hill, USA 1979.
- [15] Maza A. J. "Modelos Fluviales", UNAM, México 1969.
- [16] Murray R. Spiegel. "Probabilidad y Estadística", Mc Graw-Hill, Colombia 1997.
- [17] P. Wanielista Martín. "Stormwater Management Quantity and Quality", Ann Arbor Science, USA 1978.
- [18] Ponce Víctor Miguel. "Engineering Hydrology", Prentice Hall, USA 1989.
- [19] Merritt Frederick. "Guía del Ingeniero Civil", Mc Graw-Hill, México 1989.
- [20] Springall G. Rolando. "Hidrología Primera Parte", UNAM, México 1993.
- [21] Timothy R. Lazaro. "Urban Hydrology", USA 1975.
- [22] Army Corps of Engineers. "Flood Hydrograph Package", User's Manual, USA 1981.



**Tabla 1 Percentilla 95 (niveles 0.05),  $F_{0.95}$  para la distribución  $F^{[15]}$ .**

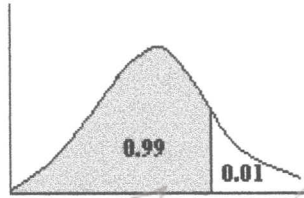


$V_1$ , grados de libertad en el numerador  
 $V_2$ , grados de libertad en el denominador

$V_1 \backslash V_2$	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	12	15	$\infty$
1	161	200	216	225	230	234	237	239	241	242	244	246	254
2	18.5	19.0	19.2	19.2	19.3	19.3	19.4	19.4	19.4	19.4	19.4	19.4	19.5
3	10.1	9.55	9.28	9.12	9.01	8.94	8.89	8.85	8.81	8.79	8.74	8.70	8.53
4	7.71	6.94	6.59	6.39	6.26	6.16	6.09	6.04	6.00	5.96	5.91	5.86	5.63
5	6.61	5.79	5.41	5.19	5.05	4.95	4.88	4.82	4.77	4.74	4.68	4.62	4.37
6	5.99	5.14	4.76	4.53	4.39	4.28	4.21	4.15	4.10	4.06	4.00	3.94	3.67
7	5.59	4.74	4.35	4.12	3.97	3.87	3.79	3.73	3.68	3.64	3.57	3.51	3.23
8	5.32	4.46	4.07	3.84	3.69	3.58	3.50	3.44	3.39	3.35	3.28	3.22	2.93
9	5.12	4.26	3.86	3.63	3.48	3.37	3.29	3.23	3.18	3.14	3.07	3.01	2.71
10	4.96	4.10	3.71	3.48	3.33	3.22	3.14	3.07	3.02	2.98	2.91	2.85	2.54
11	4.84	3.98	3.59	3.36	3.20	3.09	3.01	2.95	2.90	2.85	2.79	2.72	2.40
12	4.75	3.89	3.49	3.26	3.11	3.00	2.91	2.85	2.80	2.75	2.69	2.62	2.30
13	4.67	3.81	3.41	3.18	3.03	2.92	2.83	2.77	2.71	2.67	2.60	2.53	2.21
14	4.60	3.74	3.34	3.11	2.96	2.85	2.76	2.70	2.65	2.60	2.53	2.46	2.13
15	4.54	3.68	3.29	3.06	2.90	2.79	2.71	2.64	2.59	2.54	2.48	2.40	2.07
16	4.49	3.63	3.24	3.01	2.85	2.74	2.66	2.59	2.54	2.49	2.42	2.35	2.01
17	4.45	3.59	3.20	2.96	2.81	2.70	2.61	2.55	2.49	2.45	2.38	2.31	1.96
18	4.41	3.55	3.16	2.93	2.77	2.66	2.58	2.51	2.46	2.41	2.34	2.27	1.92
19	4.38	3.52	3.13	2.90	2.74	2.63	2.54	2.48	2.42	2.38	2.31	2.23	1.88
20	4.35	3.49	3.10	2.87	2.71	2.60	2.51	2.45	2.39	2.35	2.28	2.20	1.84
21	4.32	3.47	3.07	2.84	2.68	2.57	2.49	2.42	2.37	2.32	2.25	2.18	1.81
22	4.30	3.44	3.05	2.82	2.66	2.55	2.46	2.40	2.34	2.30	2.23	2.15	1.78
23	4.28	3.42	3.03	2.80	2.64	2.53	2.44	2.37	2.32	2.27	2.20	2.13	1.76
24	4.26	3.40	3.01	2.78	2.62	2.51	2.42	2.36	2.30	2.25	2.18	2.11	1.73
25	4.24	3.39	2.99	2.76	2.60	2.49	2.40	2.34	2.28	2.24	2.16	2.09	1.71
26	4.23	3.37	2.98	2.74	2.59	2.47	2.39	2.32	2.27	2.22	2.15	2.07	1.69
27	4.21	3.35	2.96	2.73	2.57	2.46	2.37	2.31	2.25	2.20	2.13	2.06	1.67
28	4.20	3.34	2.95	2.71	2.56	2.45	2.36	2.29	2.24	2.19	2.12	2.04	1.65
29	4.18	3.33	2.93	2.70	2.55	2.43	2.35	2.28	2.22	2.18	2.10	2.03	1.64
30	4.17	3.32	2.92	2.69	2.53	2.42	2.33	2.27	2.21	2.16	2.09	2.01	1.62
40	4.08	3.23	2.84	2.61	2.45	2.34	2.25	2.18	2.12	2.08	2.00	1.92	1.51
60	4.00	3.15	2.76	2.53	2.37	2.25	2.17	2.10	2.04	1.99	1.92	1.84	1.39
$\infty$	3.84	3.00	2.60	2.37	2.21	2.10	2.01	1.94	1.88	1.83	1.75	1.67	1.00

Instituto de Ingeniería  
 Universidad Veracruzana

**Tabla 2 Percentilla 99 (niveles 0.01 ),  $F_{0.99}$  para la distribución  $F^{[15]}$ .**



$V_1$ , grados de libertad en el numerador  
 $V_2$ , grados de libertad en el denominador

$V_2 \backslash V_1$	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	12	15	$\infty$
1	4052	5000	5403	5625	5764	5859	5928	5981	6023	6056	6106	6157	6366
2	98.5	99.0	99.2	99.2	99.3	99.3	99.4	99.4	99.4	99.4	99.4	99.4	99.5
3	34.1	30.8	29.5	28.7	28.2	27.9	27.7	27.5	27.3	27.2	27.1	26.9	26.1
4	21.2	18.0	16.7	16.0	15.5	15.2	15.0	14.8	14.7	14.5	14.4	14.2	13.5
5	16.3	13.3	12.1	11.4	11.0	10.7	10.5	10.3	10.2	10.1	9.89	9.72	9.02
6	13.7	10.9	9.78	9.15	8.75	8.47	8.26	8.10	7.98	7.87	7.72	7.56	6.88
7	12.2	9.55	8.45	7.85	7.46	7.19	6.99	6.84	6.72	6.62	6.47	6.31	5.65
8	11.3	8.65	7.59	7.01	6.63	6.37	6.18	6.03	5.91	5.81	5.67	5.52	4.86
9	10.6	8.02	6.99	6.42	6.06	5.80	5.61	5.47	5.35	5.26	5.11	4.96	4.31
10	10.0	7.56	6.55	5.99	5.64	5.39	5.20	5.06	4.94	4.85	4.71	4.56	3.91
11	9.65	7.21	6.22	5.67	5.32	5.07	4.89	4.74	4.63	4.54	4.40	4.25	3.60
12	9.33	6.93	5.95	5.41	5.06	4.82	4.64	4.50	4.39	4.30	4.16	4.01	3.36
13	9.07	6.70	5.74	5.21	4.86	4.62	4.44	4.30	4.19	4.10	3.96	3.82	3.17
14	8.86	6.51	5.56	5.04	4.70	4.46	4.28	4.14	4.03	3.94	3.80	3.66	3.00
15	8.68	6.36	5.42	4.89	4.56	4.32	4.14	4.00	3.89	3.80	3.67	3.52	2.87
16	8.53	6.23	5.29	4.77	4.44	4.20	4.03	3.89	3.78	3.69	3.55	3.41	2.75
17	8.40	6.11	5.19	4.67	4.34	4.10	3.93	3.79	3.68	3.59	3.46	3.31	2.65
18	8.29	6.01	5.09	4.58	4.25	4.01	3.84	3.71	3.60	3.51	3.37	3.23	2.57
19	8.18	5.93	5.01	4.50	4.17	3.94	3.77	3.63	3.52	3.43	3.30	3.15	2.49
20	8.10	5.85	4.94	4.43	4.10	3.87	3.70	3.56	3.46	3.37	3.23	3.09	2.42
21	8.02	5.78	4.87	4.37	4.04	3.81	3.64	3.51	3.40	3.31	3.17	3.03	2.36
22	7.95	5.72	4.82	4.31	3.99	3.76	3.59	3.45	3.35	3.26	3.12	2.98	2.31
23	7.88	5.66	4.76	4.26	3.94	3.71	3.54	3.41	3.30	3.21	3.07	2.93	2.26
24	7.82	5.61	4.72	4.22	3.90	3.67	3.50	3.36	3.26	3.17	3.03	2.89	2.21
25	7.77	5.57	4.68	4.18	3.86	3.63	3.46	3.32	3.22	3.13	2.99	2.85	2.17
26	7.72	5.53	4.64	4.14	3.82	3.59	3.42	3.29	3.18	3.09	2.96	2.82	2.13
27	7.68	5.49	4.60	4.11	3.78	3.56	3.39	3.26	3.15	3.06	2.93	2.78	2.10
28	7.64	5.45	4.57	4.07	3.75	3.53	3.36	3.23	3.12	3.03	2.90	2.75	2.06
29	7.60	5.42	4.54	4.04	3.73	3.50	3.33	3.20	3.09	3.00	2.87	2.73	2.03
30	7.56	5.39	4.51	4.02	3.70	3.47	3.30	3.17	3.07	2.98	2.84	2.70	2.01
40	7.31	5.18	4.31	3.83	3.51	3.29	3.12	2.99	2.89	2.80	2.66	2.52	1.80
60	7.08	4.98	4.13	3.65	3.34	3.12	2.95	2.82	2.72	2.63	2.50	2.35	1.60
$\infty$	6.63	4.61	3.78	3.32	3.02	2.80	2.64	2.51	2.41	2.32	2.18	2.04	1.00

Tesis de Maestría

**UNIVERSIDAD VERACRUZANA**

**INSTITUTO DE INGENIERIA**



**PROTOTIPO DE UNA CUENCA URBANA  
IMPERMEABLE PARA EL ESTUDIO DE LA  
PRECIPITACION EN LABORATORIO**



**QUE PARA OBTENER EL GRADO DE:  
MAESTRO EN INGENIERIA HIDRAULICA**

**PRESENTA:**

*Rubén Mauro Díaz Nicolás*

H. VERACRUZ, VER.

NOVIEMBRE 1999.

Proyecto de Digitalización de Tesis  
Responsable M.B. Alberto Pedro Lorandi Medina  
Colaboradores: Estanislao Ferman García  
M.B. Enrique Rodríguez Magaña

**Instituto de Ingeniería  
Universidad Veracruzana**



