

ESCUELA SUPERIOR POLITECNICA DEL LITORAL

Facultad de Ingeniería en Ciencias de la Tierra

“Análisis Hidrológico de la Cuenca del Cerro Colorado y su Interacción con la Autopista Terminal Terrestre-Pascuales”

TESIS DE GRADO

Previo a la obtención del Título de:

INGENIERO CIVIL

Presentada por:

**Jaramillo Nieto Jimmy Marlon
Sanga Suárez Christian José**

Año: 2007

A G R A D E C I M I E N T O

Nuestra complacencia a todas las personas, quienes brindaron sus conocimientos, experiencias y la información necesaria para la elaboración de este compendio.

DEDICATORIA

A nuestros padres con cariño por habernos brindado el respaldo y la inagotable motivación durante todo este tiempo.

TRIBUNAL DE GRADUACIÓN

**Dr. Carlos Vera M.
DIRECTOR**

**Ing. Manuel Gómez de la Torre M.Sc.
VOCAL**

**Dr. David Matamoros
VOCAL**

DECLARACIÓN EXPRESA

**“La responsabilidad del contenido de esta Tesis de
Grado, me corresponden exclusivamente; y el
patrimonio intelectual de la misma a la ESCUELA
SUPERIOR POLITÉCNICA DEL LITORAL”
(Reglamento de graduación de la ESPOL)**

Jimmy Jaramillo N.

Christian Sanga S.

RESUMEN

La ingeniería hidrológica incluye aspectos que comprende al diseño y operación de proyectos para el control y uso del agua. y de ahí su estrecha relación con obras de ingeniería civil como autopistas, puentes, presas, túneles, etc. Este es el caso de la autopista Terminal Terrestre - Pascuales que por estar vinculada con una cuenca Hidrográfica formada por la ladera de un cerro atraviesa por amplias investigaciones debido al acogimiento del aguas por medios de alcantarilla.

En esta tesis se presenta un análisis hidrológico a la cuenca del Cerro Colorado, utilizando registros de datos de lluvia para estimar la precipitación de diseño, luego con diferentes metodologías se obtuvieron los caudales que el sistema hidrológico aporta y finalmente se determino el comportamiento hidráulico de los drenajes necesarios para la conducción y desalojo.

Se describió a la cuenca, primeramente ubicándola en coordenadas geográficas. También conociendo su delimitación y sus características hidrológicas se la ha dividido en tres partes.

Se hizo un análisis estadístico de los datos de precipitación máxima diaria, efectuando el ajuste a una distribución probabilidad y luego se calculo el periodo de retorno con la lluvia del 13 de diciembre de 1997. Se selecciono la precipitación extrema presente en nuestro medio a través de un cálculo de alturas e intensidades máximas de lluvia de las fajas pluviográficas de los meses marzo, abril, noviembre, diciembre del año 1997. Se efectuó un análisis comparativo de las metodologías usadas para la obtención de una ecuación de lluvia.

Como paso posterior a la caracterización de la cuenca hidrográfica y al conocimiento de su geomorfología, se estudio los fundamentos teóricos del Método Racional, de la Soil Conservation Service y del Método de Ven te chow para determinar las variaciones del flujo superficial en la cual con criterio ingeneril se selecciono la mas adecuada para las condiciones de las cuencas.

Con el caudal seleccionado en cada cuenca se realizo un análisis hidráulico de cinco alcantarillas existentes. Primero se establecieron áreas de aportaciones en cada drenaje, luego se distribuyeron caudales en cada una de ellas. Segundo se calculo la altura de agua en la entrada usando una prueba de ensayo y error.

Dios esta loco por ti...

Si Dios tuviera un refrigerador, tendría tu foto pegada en él.

Si Él tuviera una cartera tu foto estaría dentro de ella.

Él te manda flores cada primavera.

Él te manda un amanecer cada mañana.

Cada vez que tu quieres hablar Él te escucha.

Él puede vivir en cualquier parte del universo,
pero Él escogió Tu corazón.

A B R E V I A T U R A

M.s.n.m	Metro sobre el nivel del mar
Has	Hectáreas
M	Metro
Km.	Kilómetro
Km ²	Kilómetro cuadrado
DAC	Dirección de Aviación Civil
INAMHI	Instituto Nacional de Meteorología e Hidrología
FAE	Fuerza Aérea Ecuatoriana
INOCAR	Instituto Oceanográfico de la Armada
mm.	milímetro
IDF	Intensidad-Duración-Frecuencia
EMAG	Empresa Municipal de Alcantarillado de Guayaquil
IIFIUC	Instituto de Investigación de la Facultad de ingeniería de la Universidad Católica
SCS	Soil Conservation Service
AMC	Condición de Humedad Antecedente

S I M B O L O G I A

K_s	Factor de forma
A	Área
L	Longitud de máximo recorrido
K_c	Índice de Gravelius o coeficiente de compacidad
N	Número de orden de la cuenca
D_d	Densidad de drenaje
P_4	Tipo de relieve accidentado
S_1	Pendiente media o promedio
S_2	Pendiente media ponderada
T_c	Tiempo de concentración
$F(x)$	Probabilidad de ocurrencia de un evento x
x	Evento extremo
$\alpha, \beta, \sigma, \lambda, \varepsilon$	Parámetros de la función distribución de probabilidad
Γ	Función gamma
μ	Media muestral
s	Desviación estándar de la muestra
K_T	Factor de frecuencia
Z	Variable normal estándar
C_s	Coeficiente de asimetría de la muestra
θ_i	Número observado de eventos- i
ε_i	Número esperado de evento- i
ν	Grados de libertad de la distribución X^2
H_0	Hipótesis nula
K_T	Factor de frecuencia
X_T	Variable aleatoria (máxima precipitación)
w	Variable intermedia

p	Probabilidad de excedencia
T	Periodo de retorno
z	Variable normal estándar
k	Factor adimensional
i	Intensidad de lluvia
Pe	Precipitación efectiva, profundidad de escorrentía, precipitación que produce escurrimiento
P	Precipitación total
CN	Número de curva
R	Coefficiente adimensional (2.54 cm)
A.	Abstracciones
C	Clasificación hidrológica de los suelos - moderadamente alto potencial de escorrentía
c	Coefficiente de escorrentía
V	Volumen de agua escurrido en la cuenca
t _i	Tiempo de desfase o retardo
Y	Pendiente media de la cuenca
t _p	Tiempo pico
Q _p	Caudal pico de un hidrograma de escorrentía
q _p	Caudal pico de un hidrograma unitario
HAU	Hidrograma adimensional unitario
HU	Hidrograma unitario
HED	Hidrograma de escorrentía directa
Q _E	Caudal de escorrentía directa
Q _E	Caudal de escorrentía directa
H _w	Altura de agua a la entrada
ARh ^{2/3}	Factor de sección
Rh	Radio hidráulico
φ	Factor de velocidad
α	Coefficiente de energía (Coriolis)
D	Diámetro de alcantarilla (circular)

β	Angulo de alabeo
N_F	Número de Froude
d	Tirante del escurrimiento
v	velocidad media
Y_C	Tirante critico
Y_N	Tirante normal
S_C	Pendiente critica
S_N	Pendiente normal
n	Coefficiente de rugosidad de Manning

B I B L I O G R A F I A

- [1] APARICIO, F. 1995. Fundamentos de hidrología de Superficie. Balderas, México: Limusa. 303 p.
- [2] CHOW, V.; MAIDMAENT, D.; MAYS L. 1994. Hidrología Aplicada. Santafé de Bogotá, Colombia: Mc Graw-Hill. 584 p.
- [3] MONTOYA, A. 1999. Curso de hidrología. Guayaquil, Ecuador: 175 p.
- [4] MONSALVE, G. 1999. Hidrología en la Ingeniería. _Bogotá, Colombia: Escuela Colombiana de Ingeniería. 382 p
- [5] CHANSON, H. 2002. Hidráulica de Flujo de canales abiertos. Bogotá, Colombia: Mc Graw-Hill. 560 p.
- [6] NOVAK, P.; MOFFAT, A.; NALLURI, R.; NARAYANAN, R. 2001. Estructuras hidráulicas. Bogotá, Colombia: Mc Graw-Hill. 599 p.
- [7] FUGITA, O., CAMARA, F., ASSAE, S. 1979. Drenagem Urbana-Manual de projeto. Sao Paulo, Brasil: CETESB DAEE. 469 p.
- [8] CHOW, V. 1998. Hidráulica de Canales. Colombia: Mc Graw-Hill. 560 p.

- [9] TRANSPORTATION RESEARCH BOARD NATIONAL OF SCIENCES, TRANSPORTATION TECHNOLOGY SUPPORT FOR DEVELOPING COUNTRIES. 1974. Compendium #3. "Small Drainage Structures". EEUU: Library of Congress Cataloging in Publication Data.
- [10] MERRITT, F.; LOFTIN, M.; RICKETTS, J. 2002. Manual del Ingeniero Civil, Cuauhtémoc, México: Mc Graw-Hill. 21.18-21.42 p.
- [11] PIZARRO, R.; ABARZA, A.; FLORES, J. 2001. Análisis Comparativo de la curvas Intensidad-Duración –Frecuencia (IDF) en 6 Estaciones Pluviográficas (VII Región del Maule, Chile). Chile, Universidad de Talca. 44 p.
- [12] INAMHI. 1980 Estudio de Intensidades-Segunda Parte. Ecuador: Ministerio de Recursos Naturales y Energía
- [13] MINISTERIO DEL AMBIENTE. 2005. Registro Oficial N° 525; Quito, Ecuador. N° 128

INTRODUCCION

En la presente tesis, se realiza un estudio hidrológico al área contigua de la autopista Terminal Terrestre - Pascuales, donde se encuentra el Cerro Colorado, que por sus delimitaciones forma un sistema de cuencas capas de producir escorrentía que se descarga a través de alcantarillas subsistentes.

El propósito planteado radica en el análisis del comportamiento de las alcantarillas ante la presencia de eventos lluviosos extremos como el suscitado el 13 de diciembre de 1997.

El desarrollo de este trabajo se sustenta en procesos descritos en diversos textos guías donde se resaltan la eficiencia de la estadística hidrológica, la aplicabilidad de los métodos que estiman la avenida de diseño y la practicidad de los nomogramas que diseñan y establecen las condiciones de funcionamiento hidráulico de la alcantarilla. Dentro del estudio de las cuencas se realizará el reconocimiento de la topografía, el procesamiento de la información cartográfica y la definición de parámetros que permitan describir las características fisiográficas del terreno. Luego se seleccionará de forma discreta la precipitación de diseño de una serie de datos meteorológicos registrados en fajas y anuarios. Este proceso de elección contemplará el ajuste de las máximas precipitaciones anuales registradas por la estación Radio Sonda a la función de probabilidad más conveniente. Así también se presentará un estudio de intensidades del registro pluviográfico de los meses

mas lluviosos del año mil novecientos noventa y siete con el propósito de discernir entre un evento de mayor intensidad y uno de mayor precipitación, además se mostrará un compendio acerca de la relación intensidad-duración-frecuencia enfocado a sus formas de expresión y a las experiencias suscitadas en el medio.

Consecutivamente se estimará el escurrimiento de la cuenca a través de Hidrogramas unitarios sintéticos cuyo uso es ocasional en zonas de estudio con proyección urbanística, que no necesitan el aforo de los cauces y que su aplicación se fundamenta en la suposición de ciertas premisas, con la intención de comparar sus resultados con los obtenidos al evaluar el Método Racional. Luego se seleccionará el caudal de diseño con los criterios antes analizados.

Por último se determinará la capacidad hidráulica de las alcantarillas realizando un estudio de las condiciones de entrada a la estructura y la definición del tipo de flujo.

CAPITULO 1

1. DESCRIPCION DE LAS CUENCAS

La cuenca como un sistema hidrológico permite conocer de forma detallada la superficie y el suelo por donde drena el agua.

En este capítulo se enunciará algunos parámetros o constantes que se obtiene en el procesamiento de la antigua información cartográfica del cerro Colorado para conocer las características fisiográficas de las cuencas antes de la construcción de la Autopista Terminal-Pascuales y los conjuntos habitacionales. Luego se cambiará la topografía del plano de la zona de estudio con las variaciones que se presentan en situ para analizarlas en la última parte de la tesis.

El primero paso dentro de la descripción hidrológica de las cuencas en el cerro Colorado es conocer la ubicación geográfica y política, la misma se expone en el plano facilitado por la unidad de fiscalización de la autopista antes mencionada.

El segundo contempla la delimitación y la caracterización a través de parámetros geomorfológicos de las cuencas, así también la exploración del tipo de flujo y del material que transportan sus cauces.

1.1. Ubicación geográfica y política.

La zona de estudio se encuentra localizada al norte de la Ciudad de Guayaquil en un sector llamado cerro Colorado. Las cuencas que se analizarán, se encuentran asentadas en la falda nor-occidente del cerro a una altitud de 104,56 m.s.n.m hasta la Autopista Terminal Terrestre-Pascuales.

Las coordenadas geográficas del cerro Colorado se muestran en la tabla 1.1, y en la figura 1.1 se observa la ubicación geográfica de las cuencas.

Ubicación Geográfica		
Punto	Latitud N	Longitud E
1	9770685	620801
2	9770837	620742
3	9770877	621340
4	9770881	621034

Tabla 1.1 Delimitación de la cuadrícula que contiene las cuencas del cerro Colorado en coordenadas UTM

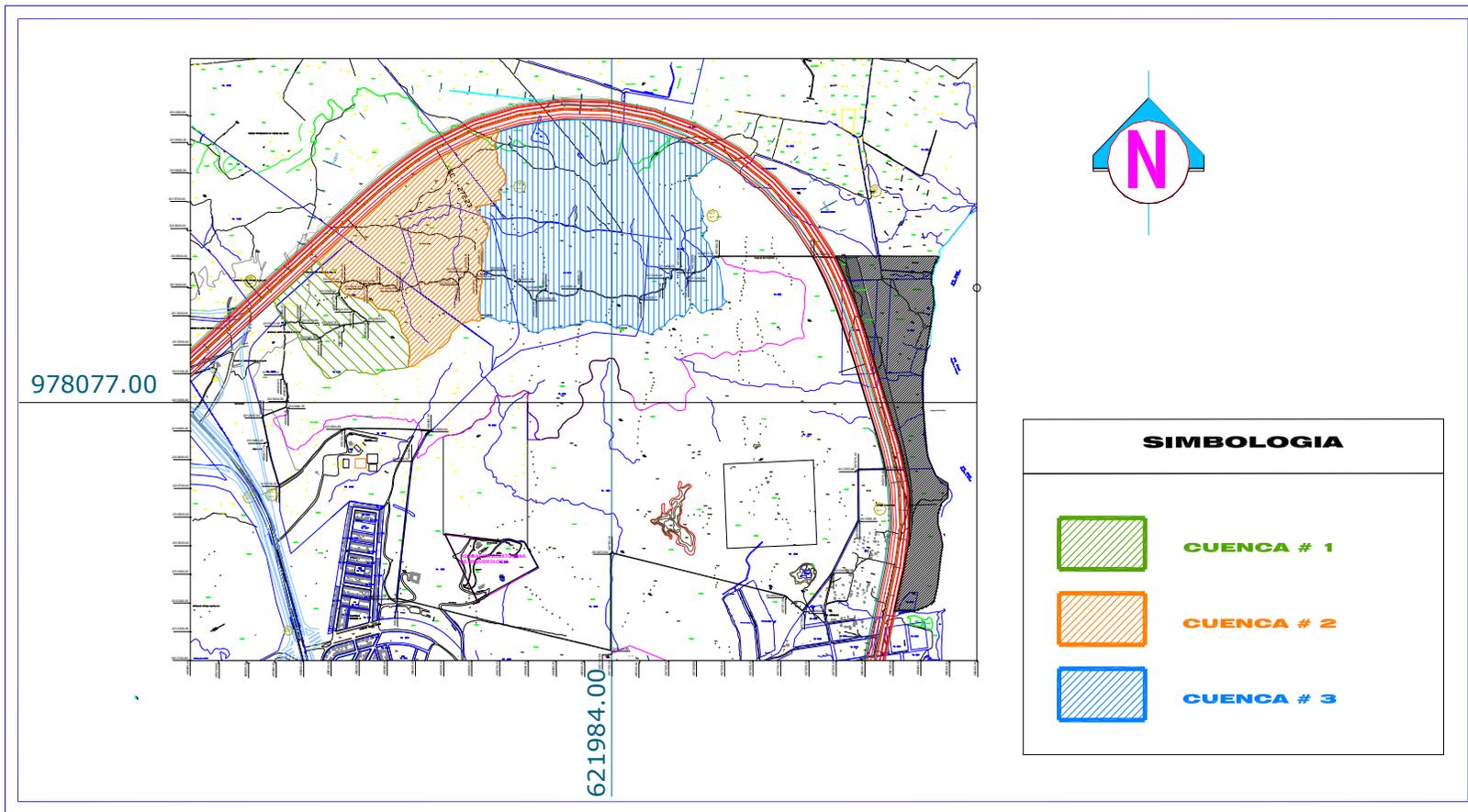


Figura 1.1.- Ubicación Geográfica de las cuencas en el plano central del sector Cerro Colorado

1.2. Descripción Hidrológica de las Cuencas.

1.2.1. Delimitación de las cuencas

La delimitación de una cuenca consiste en definir la línea de divortio aquarum o línea divisoria que separa las precipitaciones que caen en cuencas inmediatamente vecinas, y que encaminan la escorrentía resultante para uno u otro sistema fluvial.

A la línea de divortio aquarum también se la conoce como línea neutra de flujo por pasar por el punto de captación y por los puntos de máxima cotas entre cuencas, interceptando a todas las curvas de altitudes del plano o de la carta topográfica.

Existen dos tipos de divisorias, la divisoria topográfica o superficial que define el área de drenaje de una cuenca y la divisoria freática o subterránea que establece los límites de los embalses de agua subterránea. Estas dos divisorias difícilmente coinciden.

De acuerdo a las líneas divisorias y a la antigua fisiografía del cerro, se dividió la zona de estudio en tres sub-cuencas. El área de drenaje occidental se la denominó cuenca 1, al área vecina cuenca 2 y 3 a la cuenca oriental.

1.2.2. Caracterización de las cuencas a través de sus parámetros geomorfológicos

1.2.2.1. Área y perímetro

Dentro de los parámetros geomorfológicos que caracterizan a una cuenca, se tiene el área y el perímetro. La superficie de la cuenca se encuentra definida por una línea de curva cerrada o línea de divortio aquarum, cuya magnitud es obtenida mediante el planimetrado de la proyección horizontal sobre un plano horizontal.

El área generalmente se expresa en kilómetros cuadrados, en caso que las dimensiones sean muy pequeñas, se las expresan en hectómetros cuadrados o hectáreas. La longitud de la línea de divortio aquarum da como resultado el perímetro de la cuenca y se la expresa en metros. En la tabla 1.2 se muestra el área y el perímetro de cada cuenca que será considerada.

Área y Perímetro		
Cuenca	Área (Has)	Perímetro(m)
1	11,16	1418,16
2	27,49	2470,52
3	53,56	3202,91

Tabla 1.2: Área y perímetro de las cuencas en análisis

1.2.2.2. Forma de la cuenca

Es muy difícil expresar satisfactoriamente por medio de índice numérico el efecto de la forma de la cuenca sobre las características hidrológicas de la corriente. Varios índices han sido sugeridos para expresar la forma de la cuenca. El factor de forma y el índice de Gravelius o también llamado coeficiente de compacidad son los parámetros que se describen a continuación, para el efecto que estas tengan en las cuencas consideradas.

a. Factor de Forma(K_S)

Es un parámetro adimensional que denota la forma redondeada o alargada de la cuenca, esta definida como la relación entre el área A de la cuenca y el cuadrado del máximo recorrido (L).

$$K_S = \frac{A}{L^2}$$

Según el criterio de Ortiz O. recogido de un artículo sobre la *Evaluación Hidrológica* menciona que el factor de forma da una indicación de la tendencia hacia las crecidas; cuanto mayor sea este valor tenemos crecidas rápidas y muy

intensas, mientras que si este valor es pequeño las crecidas son muy lentas y sostenidas.

En la tabla 1.3 se muestran los valores del factor de forma para las distintas cuencas que se está analizando.

b. Índice de Gravelius o coeficiente de compacidad (K_c)

Igual que el parámetro anterior, el índice de Gravelius describe la geometría de la cuenca y es un parámetro adimensional que relaciona el perímetro de la cuenca y el perímetro de un círculo de igual área que el de la cuenca. Su importancia radica en su relación estrecha con el tiempo de concentración del sistema hidrológico, de ahí el criterio expuesto por Ortiz O. donde menciona que las cuencas redondeadas tienen tiempo de concentración corto con gastos pico muy fuerte y recesiones rápidas, mientras que en cuencas alargadas los tiempos de concentración son grandes, los gastos pico son más atenuados y las recesiones más prolongadas.

$$K_c = 0.28P\sqrt{A}$$

Siendo:

P : perímetro de la cuenca.

A : área de la cuenca.

Forma de la cuenca			
Cuenca	Factor de forma (Ks)	Índice de compacidad (Kc)	Clasificación
1	0.66	1.19	Casi redonda a oval - redonda (1,00-1,25)
2	0.27	1.32	Oval redonda a oval oblonga (1,26-1,50)
3	0.51	1.23	Oval redonda a oval oblonga (1,26-1,50)

Tabla 1.3. Forma de la cuenca según el índice de compacidad, de acuerdo a la clasificación tomada de la revista hidrored.

1.2.2.3. Sistema de Drenaje

La importancia del estudio de la fisiología de la red natural de drenaje o del sistema de drenaje de una cuenca, se basa en la cuantificación del escurrimiento, sobre todo cuando la información hidrometeorológica es escasa.

Los sistemas de drenajes, se encuentran íntimamente relacionados con las condiciones superficiales que caracterizan a una cuenca, las mismas se deben a la redistribución y los procesos erosivos a los que ha sido sometido.

a. Número de orden de la cuenca(M)

El número de orden de la cuenca, esta estrechamente relacionado con el número de ramificaciones del sistema de drenaje. Mientras menor sea el número de tributarios

ramificados, mayores son las infiltraciones, debido a la presencia de material permeable en la zona. Existen dos metodologías para determinar el orden de la cuenca, el criterio de Schumn y el de Horton.

En este análisis se consideró el primer criterio, el cual consiste en designar a todos los tributarios que no se ramifican como de primer orden y a una vertiente originaria de cauces con igual orden como de orden inmediato superior, mientras que dos de diferente orden dan origen a otro de igual orden que el de orden mayor y así sucesivamente hasta llegar al orden de la cuenca. El cauce principal cuya descarga la realiza a un canal de tierra contiguo a la autopista tiene el orden más elevado, que es nada menos el orden de la cuenca. El resultado de este proceso de selección, se muestra en el plano 3 y 4 que se adjunta a esta tesis. Mientras que el orden establecido para cada cuenca se resume en la tabla 1.4

b. Densidad de drenaje

La densidad de drenaje o densidad de cauces, es la relación entre la longitud total de los cursos de agua de la hoya y su área total.

$$Dd = \frac{L}{A}, \text{ en Km. /km}^2$$

En donde:

L: Longitud total de las corrientes de agua, en km.

A: Área total de la hoya, en km²

El valor de densidad de drenaje fluctúa entre 0,5 Km. /km² característico en cuencas con drenaje pobre y 4,0 Km. /km² para cuencas con drenaje excepcional.

En la tabla 1.4 se presenta la densidad de drenaje obtenida de cada cuenca.

Sistema de drenaje			
Cuenca	Orden de la cuenca (N)	Densidad de Drenaje (D _d)	Tipo de drenaje
1	2	2.78	Moderado
2	2	3.65	Excepcional
3	3	1.91	Moderado

Tabla 1.4.- Orden, densidad y tipo de drenaje de cada cuenca. Escala de valores tomada de Hidrología en la Ingeniería- Monsalve G.

1.2.2.4. Características del relieve de la cuenca

a. Pendiente de la cuenca

Un parámetro importante en la caracterización del relieve de la cuenca, es la magnitud de su pendiente, ya que a través de ella es posible conocer el tiempo de concentración o tiempo que tarda el agua lluvia en concentrarse en los lechos fluviales. Este parámetro

influye en la manifestación de crecidas máximas y en el potencial de degradación de la cuenca, sobretodo en terrenos desprotegidos de cobertura vegetal.

A continuación exponemos la tabla 1.5 con las pendientes correspondientes a cada cuenca

Tipo de relieve		
Cuenca	Pendiente	Tipo de relieve
1	0.246	Accidentado (P4)
2	0.217	
3	0.224	

Tabla 1.5. Relieve característico de cada cuenca en función de su pendiente

b. Pendiente del cauce principal

La pendiente del cauce principal o de máximo recorrido, es una característica importante, ya que permite conocer la velocidad de escurrimiento de las corrientes de agua.

Para su obtención existen diversas formas, entre ellas las siguientes:

- ✓ La pendiente media (S_1), es la diferencia total de elevación del lecho del río dividido por su longitud entre esos puntos (ver tabla 1.7)
- ✓ Pendiente media ponderada (S_2), es un valor más real, su metodología se basa en el trazado de una línea, de tal manera que el área comprendida entre esa línea y los

ejes coordenados sea igual a la comprendida entre la curva del perfil del cauce y dichos ejes.

La pendiente media y ponderada de cada cuenca se muestra en la tabla 1.6 y el corte longitudinal de cada cauce se expone en el plano 3 y 4 del apéndice E.

Pendiente del cauce principal			
Cuenca	Media (S1)	Media ponderada (S2)	Descripción
1	0.163	0.107	Medio con mayor posibilidad de erosión y transporte de sedimento
2	0.078	0.043	Medio con menor posibilidad de erosión y transporte de sedimento
3	0.078	0.027	Medio con menor posibilidad de erosión y transporte de sedimento

Tabla 1.6. Pendiente del cauce principal de cada cuenca

c. Longitud de máximo recorrido

La longitud de máximo recorrido, es la medida de mayor trayectoria de las partículas del flujo, comprendida entre el punto más bajo del colector común, conocido como punto emisor y el punto más alto o inicio del recorrido sobre la línea de divortio aquarum. La longitud del cauce principal de cada cuenca se muestra en la tabla 1.7.

d. Longitud al centróide

La longitud al centróide es una característica que se encuentra íntimamente relacionada con la longitud de

máximo recorrido, y es la longitud medida sobre el cauce principal entre el punto emisor hasta el pie de la perpendicular trazada sobre el cauce y que pasa por el centróide del área de la cuenca. La longitud de máximo recorrido y al centróide se muestra en la tabla 1.7.

Longitud [Km.]		
Cuenca	Máximo Recorrido	Centróide
1	0,411	0.196
2	1,004	0.385
3	1,021	0.578

Tabla 1.7 Longitud de máximo recorrido y al centróide de cada cuenca

e. Tiempo de concentración(T_c)

Es el tiempo que tarda una partícula de agua en descender desde la parte más alta al punto de descarga de una zona de estudio y comúnmente se lo asume como el tiempo de duración de una lluvia cuando el evento se distribuye uniformemente en toda la cuenca.

Este parámetro está estrechamente relacionado con el caudal pico y con el tiempo de recesión de la cuenca, mientras mayores sean sus valores, los diagramas de escorrentía son más alargados y por ende el gasto pico es más leve, cuando se presentan tiempos de concentración más cortos los caudales picos son intensos y las recesiones son muy rápidas. Los tiempos de

concentración correspondiente a cada cuenca se presentan en la tabla 1.8

Tiempo de Concentración(T_c)		
Cuenca	Fórmula de Kirpich	
	Minutos	Horas
1	4.74	0.08
2	13.37	0.22
3	16.21	0.27

Tabla 1.8. Tiempo de concentración (T_c)

1.2.3. Tipo de flujo que se presentan en los cauces

El tipo de flujo de un cauce se basa en la constancia de la escorrentía, según esta los cursos de agua se pueden dividir en:

- ✓ *Perennes*, los cuales se caracterizan por tener agua todo el tiempo, y por ende el nivel freático de agua subterráneo se mantiene continuamente alimentado y no desciende nunca debajo del lecho del río.
- ✓ *Intermitentes*, se caracterizan por que sus corrientes escurren en las estaciones invernales y se secan durante el verano. Lo cual influye directamente en el nivel freático, el mismo que se conserva por encima del lecho del río solo en la estación lluviosa.

- ✓ *Efimeros*, es el tipo de flujo de los cauces en el sector y se caracteriza por existir apenas o inmediatamente después de los períodos de precipitación, y sólo transportan escurrimiento superficial. El nivel freático en este tipo de cauces se encuentra siempre debajo del nivel inferior del lecho de la corriente, por lo tanto no existe posibilidad alguna a que exista escurrimiento subterráneo.

En la figura 1.2 se muestra el canal de tierra que recoge el caudal escurrido tras una precipitación, así como el almacenamiento de agua por las irregularidades que presenta la superficie del terreno. Mientras que la tabla 1.9 clasifica al cauce principal de cada cuenca según el tipo de flujo:

Tipo de Flujo	
Cuenca	Tipo de Flujo
1	Efimeros
2	Efimeros
3	Efimeros

Tabla 1.9. Tipo de flujo en los cauces



Figura 1.2.- Flujo efímero en el cauce que descarga a la alcantarilla 1+420

1.2.4. Material del lecho

a. Litología

Tomando como base el estudio del sector norte de Guayaquil, se estableció que el cerro Colorado esta conformado por la formación piñón, su paisaje es colineado y está fuertemente meteorizado, sus cimas son redondeadas y alargadas compuestas de Arenisca Silíceas, como se muestra en la figura 1.3 donde también se resalta un corte transversal y la cobertura vegetal.

La Formación Piñón está constituida de basalto cristalino, formado por roca ígnea que pertenece al periodo cretáceo, su nombre original fue dada al estudiar su afloramiento en situ.

Esta formación se encuentra en su mayoría compuesta por roca extrusivas, tipo basalto o andesita basáltica



Figura 1.3.- La fotografía muestra la cima redondeada del cerro y los arrozales en su zona baja.

b. Suelo

La diversidad de suelos que existen en el área se debe a la combinación de agentes geológicos que meteorizan la roca y a la depositación de partículas finas.

Los suelos se caracterizan por presentar una textura limo arcilloso, la cual pasa gradualmente al limo arenoso con granos que varían de sub-redondeados a redondeados. En la figura 1.4 se muestra el material predominante del sector que ha sido arrastrado hasta el canal de tierra



Figura 1.4.- Material limo arcilloso.

CAPITULO 2

2. ANALISIS ESTADISTICO DE DATOS HIDROLOGICOS

El análisis estadístico consiste en parametrizar un conjunto de datos (precipitaciones o caudales) con el fin de extrapolar y conocer eventos venideros.

La selección de la precipitación de diseño, se inicia con la revisión del registro pluviográfico obtenido de una estación meteorológica cercana al sector en estudio.

Actualmente Guayaquil cuenta con tres estaciones pluviográficas, la primera localizada en el aeropuerto “Simón Bolívar” a cargo de la Dirección de Aviación Civil-DAC; la segunda inicialmente localizada en la cda. La FAE y luego reubicada en la Universidad Estatal de Guayaquil, a cargo del Instituto Nacional de Meteorología e Hidrología-INAMHI; y la tercera ubicada dentro de la Base Naval Sur a cargo del Instituto Oceanográfico de la Armada-INOCAR.

Este capítulo se ha dividido en tres partes; la primera contiene el ajuste de los datos de precipitación a una distribución de probabilidades y el cálculo del periodo de retorno de la precipitación registrada el **13 de diciembre de 1997** utilizando factor de frecuencia; la segunda muestra las mayores intensidades obtenidas del levantamiento de las fajas correspondiente a los meses de marzo, abril, noviembre y diciembre del año 97; y la tercera menciona dos formas para expresar la relación de intensidad-duración-frecuencia.

2.1. Periodo de Retorno

Es el tiempo promedio en que se vuelve a presentar un evento hidrológico. El conocimiento inicial de este evento, el cual permite el diseño y la planificación óptima de la obra, depende de la extrapolación de una secuencia de observaciones máximas, como las series anuales de máximas precipitaciones diarias en Guayaquil, obtenidas del Anuario hidrológico-meteorológico emitido por el

INAMHI, cuyos valores expuestos en la tabla 2.1 se ajustarán a una distribución de probabilidad con el propósito de experimentar con dichas funciones y calificarlas mediante una prueba de bondad.

Precipitación Máxima Diaria-Estación Radio Sonda		
Año	Precipitación (mm.)	Fecha
1992	113,60	19 de Marzo
1993	75,70	10 de Febrero
1994	130,60	19 de Diciembre
1995	79,00	17 de Febrero
1996	104,30	1 de Febrero
1997	185,50	13 de Diciembre
1998	221,80	18 de Abril
1999	60,40	26 de Abril

Tabla 2.1. Serie de máximas precipitaciones diarias tomadas de la Estación Radio Sonda

2.1.1. Ajuste de datos a una distribución de probabilidades

Una distribución de probabilidades es una función que representa la probabilidad de ocurrencia de una serie pluviográfica. En Estadística existen varias funciones de distribución de probabilidad teórica y en su mayoría no es posible probarlas todas para un problema en particular, por lo tanto, se escogió de esas funciones las que mejor se adoptan a la serie de máximas precipitaciones diarias registradas al norte de la ciudad de Guayaquil.

En la tabla 2.2 se enumeran algunas de las distribuciones de probabilidad mas utilizadas, del mismo modo se presenta la función y el tipo de dato hidrológico al que es aplicable.

Distribuciones de probabilidades para el ajuste de información hidrológica		
Distribuciones	Función de densidad de probabilidad	Aplicación
Normal	$f(x) = \frac{1}{\sigma\sqrt{2\pi}} e^{-\left(\frac{(x-\mu)^2}{2\sigma^2}\right)}$	La precipitación anual (suma de los efectos de los muchos eventos)
Log-normal	$f(x) = \frac{1}{x\sigma\sqrt{2\pi}} e^{-\left(\frac{(y-\mu_y)^2}{2\sigma_y^2}\right)}; y = \log x$	La distribución de tamaños de gotas de una lluvia, volúmenes mensuales de escurrimiento de un río.
Exponencial	$f(x) = \lambda e^{-\lambda x}$	Determinar el volumen de escorrentía contaminada que entra a los ríos a medida que la lluvia lava los contaminantes en la superficie.
Gamma	$f(x) = \frac{\lambda^\beta x^{\beta-1} e^{-\lambda x}}{\Gamma(\beta)}$	La altura de precipitación
Pearson tipo III	$f(x) = \frac{\lambda^\beta (x-\varepsilon)^{\beta-1} e^{-\lambda(x-\varepsilon)}}{\Gamma(\beta)}$	La distribución de probabilidades de picos decrecientes máximos anuales
Log-Pearson tipo III	$f(x) = \frac{\lambda^\beta (y-\varepsilon)^{\beta-1} e^{-\lambda(y-\varepsilon)}}{x\Gamma(\beta)}; y = \log x$	La distribución de probabilidades de picos decrecientes máximos anuales
Valores extremos		
tipo I – Gumbel	$f(x) = \frac{1}{\alpha} e^{-\left[\frac{x-\mu}{\alpha} - e^{-\frac{x-\mu}{\alpha}}\right]}$	Modela las tormentas de lluvia
tipo II – Frechet		
tipo III- Weibull		Los flujos de estirajes

Tabla 2.2.- Función de densidad de probabilidad que se ajustan a datos hidrológicos tomada de varios textos guías.

Dado el registro meteorológico constituido por las máximas precipitaciones anuales desde el año 1992 al 1999, se determinó las medidas descriptivas como paso previo al ajuste del conjunto de

datos. El cálculo de la media y desviación estándar se muestra en la siguiente tabla.

Precipitación Máxima Diaria - Estación Radio Sonda						
AÑO	PRECIPITACION	DÍA		$(X_i - X)$	$(X_i - X)^2$	$(X_i - X)^3$
1992	113.6	19 de Marzo	1	-7,76	60,26	467,74
1993	75.7	10 de Febrero	1	-45,66	2085,06	95209,23
1994	130.6	19 de Diciembre	1	9,24	85,33	788,25
1995	79	17 de Febrero	1	-42,36	1794,58	76022,95
1996	104.3	1 de Febrero	1	-17,06	291,13	4967,39
1997	185.5	13 de Diciembre	1	64,14	4113,62	263837,23
1998	221.8	18 de Abril	1	100,44	10087,69	1013182,51
1999	60.4	19 de Marzo	1	-60,96	3716,43	226562,64
Σ :	970,9	N	8	Σ :	22234,10	0.01
MEDIA		121,36	DESVIACION ESTANDAR		56,36	
COEFICIENTE DE SESGO		1,1738	COEFICIENTE DE ASIMETRIA		1,7887	

Tabla 2.3. Obtención de los parámetros estadísticos de la muestra - μ , s

El uso de las distribuciones de probabilidades consiste en estandarizar el evento extremo buscado a través de la sustitución de la media, la varianza y el coeficiente de asimetría en cada una de las ecuaciones que el autor ha desarrollado. En las siguientes líneas se expondrá acerca de cuatro distribuciones de probabilidad seleccionadas en el estudio y las ecuaciones necesarias para el cálculo de sus parámetros.

a) Distribución Gumbel Tipo I

La distribución de valores extremos tipo I cuyas propiedades fueron desarrolladas por Gumbel (1941) se aplican de mejor manera a las tormentas de lluvia, tal es el caso que son el sustento para el

método estándar de análisis de frecuencia de crecientes en Gran Bretaña (Natural Environment Research Council, 1975).

Del estudio realizado por Gumbel a una serie de datos, estableció los parámetros α y μ en función de la media y la desviación estándar, las mismas que citamos a continuación:

$$\alpha = \frac{s \times \sqrt{6}}{\pi}; \quad \text{ec. 2.1}$$

s: Desviación estándar de la muestra

$$\mu = \bar{x} - 0.5772\alpha; \quad \text{ec. 2.2}$$

μ : Moda de la distribución o punto de máxima densidad de probabilidad

\bar{x} : Media de la muestra

Reemplazando los valores de la desviación y media muestral (tabla 2.3) en las ecuaciones 2.1 y 2.2 respectivamente, se obtienen los parámetros que estandarizan a cada evento analizado (tabla 2.4).

b) Distribución Normal

La distribución normal se caracteriza por ser la menos usada de todas las funciones de probabilidad, debido a que la mayor parte de las variables hidrológicas son no negativas y tienden ser

asimétricas, mientras que ésta varía a lo largo de un rango continuo $[-\infty, \infty]$.

Esta función establece que la suma de cada evento independiente como son las precipitaciones diarias en una región y el volumen de escurrimiento diario de un río tienden a estar normalmente distribuida.

El primer paso para realizar el ajuste de datos es estandarizar la muestra a través de la ecuación 2.3

$$z = K_T = \frac{X_T - \mu}{s}; \quad \text{ec. 2.3}$$

Siendo;

μ : Media muestral

s: Desviación estándar

K_T : Factor de Frecuencia

z: Variable normal estándar

Para realizar el ajuste de datos a una distribución Log - normal se aplica la misma ecuación antes descritas con la única particularidad que se emplean el logaritmo de la variable, la media y la desviación estándar. La tabla 2.5 muestra el cálculo de estas medidas descriptivas.

c) Distribución Pearson Tipo III

La distribución Pearson Tipo III o también llamada la *distribución gamma de tres parámetros*, utiliza tres medidas descriptivas para la obtención de sus parámetros.

Esta distribución es aplicable a lluvias o caudales máximos anuales y el cálculo de sus parámetros se lo realiza a través de las siguientes ecuaciones:

$$\beta = \left(\frac{2}{C_s} \right)^2 ; \quad \text{ec. 2.4}$$

$$\lambda = \frac{S}{\sqrt{\beta}} ; \quad \text{ec. 2.5}$$

$$\epsilon = \bar{x} - S\sqrt{\beta} ; \quad \text{ec. 2.6}$$

Siendo;

β, λ, ϵ : Parámetros de la distribución de probabilidad

s: Desviación estándar

Cs: Coeficiente de asimetría

\bar{x} : Media muestral

En la tabla 2.4 constan todos los parámetros necesarios para conocer la probabilidad de ocurrencia teórica de un evento específico a través de las distribuciones Gumbel Tipo I, Normal, Pearson Tipo III y Log-normal.

Distribución de Probabilidad						
X_T	185,50 mm	Parámetros				
		Gumbel Tipo I				
		α	43,94	μ	96,00	
		Normal				
		μ	121,36	σ	56,36	
		Pearson Tipo III				
		β	1.25	λ	50.4	ϵ
$\text{Log}(X_T)$	2.27 mm	Log-normal				
		μ_y	2.05	σ_y	0.19	

Tabla 2.4.- Parámetros de las distribuciones de probabilidades

Precipitación Máxima Diaria - Estación Radio Sonda							
AÑO	PRECIPITACION	LOG(Pe)	DÍA		$(X_i - X)$	$(X_i - X)^2$	$(X_i - X)^3$
1992	113.6	2.055	19 de Mar	1	0.01	0.00	0.00
1993	75.7	1.879	10 de Feb	1	-0.17	0.03	0.00
1994	130.6	2.116	19 de Dic	1	0.07	0.01	0.00
1995	79	1.898	17 de Feb	1	-0.15	0.02	0.00
1996	104.3	2.018	1 de Feb	1	-0.03	0.00	0.00
1997	185.5	2.268	13 de Dic	1	0.22	0.05	0.01
1998	221.8	2.346	18 de Abr	1	0.30	0.09	0.03
1999	60.4	1.781	26 de Abr	1	-0.26	0.07	-0.02
Σ :		16.362	N	8	Σ :	0.27	0.01
MEDIA		2.05	DESVIACION ESTANDAR			0.19	
COEFICIENTE DE SESGO		0.21	COEFICIENTE DE ASIMETRIA			0.32	

Tabla 2.5.- Medidas descriptivas para una función Log-normal y Log-pearson tipo III

2.1.2. Prueba de Bondad de Ajuste

En la tabla 2.4 se mostró los parámetros de cada distribución de probabilidad como resultado del ajuste de los datos de precipitación, en seguida se describirá de manera breve la prueba de bondad del ajuste, que en la teoría de estadística las más conocidas son la χ^2 y la *Kolmogorov-Smirnov*. La selección de la distribución de probabilidad obedecerá a un análisis realizado a estos resultados, donde se califica cada una de ella.

a) Prueba χ^2

La prueba χ^2 es la más popular. Fue propuesta por Karl Pearson en 1900.

Para aplicar la prueba, el primer paso es dividir los datos en número de k de intervalos de clase, donde se ha escogido $k = 6$.

Como se muestra en la tabla 2.6.

Intervalo de Clases				
Intervalo i	Límite inferior li	Límite superior Si	Marca de clase	Número Observado θ_i
1	0	40	20	0
2	40	80	60	3
3	80	120	100	2
4	120	160	140	1
5	160	200	180	1
6	200	240	220	1
Número de Muestra – n				8

Tabla 2.6.- Medidas descriptivas para una función Log-normal y Log-pearson tipo III

Luego se calcula el parámetro estadístico:

$$D = \sum_{i=1}^k (\theta_i - \varepsilon_i)^2 / \varepsilon_i \quad \text{ec. 2.7}$$

Donde:

θ_i : Es el número observado de eventos en el intervalo i

ε_i : Es el número esperado de evento en el mismo intervalo, y se calcula como:

$$\varepsilon_i = n[F(S_i) - F(I_i)]; i = 1, 2, 3, \dots, k \quad \text{ec. 2.8}$$

Siendo:

$F(S_i)$: Función de distribución de probabilidad en el límite superior del intervalo i

$F(I_i)$: Función de distribución de probabilidad en el límite inferior del intervalo i

n : Número de evento.

En la columna (4) de la tabla 2.7 se muestra los valores ε_i para las cuatro funciones de distribución vistas anteriormente

Parámetro Estadístico						
	(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)
Función de Distribución	Intervalo	F(Si)	F(li)	ε_i	$(\theta_i - \varepsilon_i)^2 / \varepsilon_i$	D
Normal	1	0.074	0.015	0.46	0.46	4.04
	2	0.230	0.074	1.25	2.46	
	3	0.488	0.230	2.07	0.00	
	4	0.752	0.488	2.11	0.58	
	5	0.918	0.752	1.33	0.08	
	6	0.982	0.918	0.52	0.46	
Log-normal	1	0.009	0.000	0.07	0.07	2.47
	2	0.221	0.009	1.69	1.01	
	3	0.560	0.221	2.71	0.19	
	4	0.791	0.560	1.85	0.39	
	5	0.907	0.791	0.92	0.01	
	6	0.959	0.907	0.42	0.80	
Pearson III	1	0.01	0.01	0.04	0.04	1.98
	2	0.23	0.01	1.77	0.86	
	3	0.54	0.23	2.44	0.08	
	4	0.77	0.54	1.84	0.38	
	5	0.90	0.77	1.05	0.00	
	6	0.96	0.90	0.46	0.62	
Gumbel	1	0.03	0.00	0.20	0.20	9.34
	2	0.24	0.10	1.07	3.49	
	3	0.56	0.40	1.27	0.42	
	4	0.79	0.69	0.80	0.05	
	5	0.91	0.86	0.38	0.99	
	6	0.96	0.94	0.17	4.20	

Tabla 2.7.- Parámetro estadístico [D]

Una vez calculado el parámetro D se determina el valor de una variable aleatoria con distribución χ^2 para $\nu = k - 1 - m$ grados de libertad y un nivel de significancia α , donde m es el número de parámetros estimado a partir de los datos ($m = 2$; Normal, Log-normal, Gumbel; $m = 3$; Pearson III), que se encuentran en la tabla 2.4.

Se acepta una función distribución, si se cumple lo siguiente:

$$D \leq X^2_{1-\alpha, k-1-m}$$

H_0 : La función de distribución de probabilidad es $\mathcal{D}(\alpha, \beta, \dots)$

Si se considera un nivel de significancia $\alpha = 0.05$ como probabilidad de contradicción a la hipótesis nula- H_0 , es imperioso recordar que mas de una función de distribución de probabilidad será aceptada por lo tanto la discriminación de una de ellas esta dada por el menor valor que posee el parámetro estadístico D . Los valores de X^2 para funciones de dos y tres parámetros se obtienen de la primera tabla del apéndice B, los mismo se exponen en la tercera columna de la tabla 2.8 donde también se cita el valor de D y la aprobación o el rechazo de cada una de las funciones de distribución de probabilidad empleadas.

Aprobación de Hipótesis				
Función de Distribución	D	V	$\chi^2_{0.95, v}$	H_0
Normal	4.04	3	7.81	se acepta
Log-normal	2.47		7.81	se acepta
Gumbel	9.34		7.81	se rechaza
Pearson	1.98	2	5.99	se acepta

Tabla 2.8.- La función de Distribución Log-normal con menor valor de D determina que es la mas optima de acuerdo a la prueba χ^2

b) Prueba Kolmogorov – Smirnov

Esta prueba consiste en comparar el máximo valor absoluto de la diferencia D entre la función de distribución de probabilidad

observada $F_0(x_m)$ y la estimada $F(x_m)$ con un valor crítico d que depende del número de datos y del nivel de significancia seleccionado (tabla 2 del apéndice B)

Se acepta la Hipótesis (H_0), si se cumple la siguiente restricción:

$$D < d(n, \alpha)$$

Siendo

n : Número de datos, 8

α : Nivel de significancia, 0.05

La función de distribución de probabilidad observada se calcula como:

$$F_0(x_m) = 1 - \frac{m}{m+1} \quad \text{ec. 2.9}$$

Siendo

m : Número de orden de los datos

X_m : Datos de precipitación de mayor a menor

N : Número total de datos

En la columna (2) de la tabla 2.9 se han escrito las precipitaciones máximas anuales ordenadas en forma decreciente, en la siguiente se muestran los valores de la función de distribución de probabilidad observada obtenidas al evaluar la ecuación 2.9. En las columnas (4), (6), (8) y (10) se presentan los valores de $F(x_m)$ calculados con las cinco funciones de distribución teórica vista anteriormente y en las columnas (5), (7), (9) y (11) se muestran los valores absolutos de las diferencias entre $F_0(x_m)$ y $F(x_m)$.

Parámetro Estadístico - D										
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
m	X_m	$F_0(X_m)$	$F(X_m)$ Normal	$ F_0(X_m) - F(X_m) $	$F(X_m)$ Lognormal	$ F_0(X_m) - F(X_m) $	$F(X_m)$ Pearson	$ F_0(X_m) - F(X_m) $	$F(X_m)$ Gumbel	$ F_0(X_m) - F(X_m) $
1	221,8	0,8889	0,9625	0,0736	0,9406	0,0517	0,932	0,0431	0,9445	0,0556
2	185,5	0,7778	0,8708	0,0930	0,8749	0,0971	0,849	0,0712	0,8777	0,0999
3	130,6	0,6667	0,5636	0,1031	0,6368	0,0299	0,600	0,0667	0,6344	0,0322
4	113,6	0,5556	0,4443	0,1113	0,5120	0,0436	0,496	0,0596	0,5117	0,0438
5	104,3	0,4444	0,3783	0,0661	0,4325	0,0119	0,422	0,0224	0,4370	0,0075
6	79,0	0,3333	0,2236	0,1097	0,2119	0,1214	0,223	0,1103	0,2294	0,1040
7	75,7	0,2222	0,0351	0,1871	0,1841	0,0381	0,199	0,0232	0,2045	0,0177
8	60,4	0,1111	0,1379	0,0268	0,0681	0,0430	0,091	0,0201	0,1056	0,0055

Tabla 2.9.- Parámetro estadístico

Se ha sombreado el valor de D para cada función de distribución en la tabla 2.10. Como se puede observar, según esta prueba se aceptarían todas las funciones de distribución consideradas para un nivel de significancia $\alpha = 0.05$, para el cual el valor crítico d es 0.43 con $n = 8$ (tabla 3, apéndice B). La función distribución con el menor valor de D es la Gumbel por lo que, según esta prueba, esta sería la preferible (tabla 2.10).

Aprobación de Hipótesis			
Función de Distribución	D	d	Ho
Normal	0.1871	0.43	Se acepta
Log-normal	0.1214	0.43	Se acepta
Pearson	0.1103	0.43	Se acepta
Gumbel	0.1040	0.43	Se acepta

Tabla 2.10.- Calificación de las distribuciones usadas

En la tabla 2.11 se resumen los resultados de las pruebas de bondad del ajuste y se califican las funciones según el orden de preferencia indicado por cada prueba, dado 1 a la “mejor” y 4 a la “peor”. De estos resultados se concluye que la mejor función que se ajusta a los datos de precipitación es la Pearson tipo III.

Selección de la función de Distribución		
Función de Distribución	χ^2	Kolmogorov
Normal	3	4
Log-normal	2	3
Pearson	1	2
Gumbel	se rechaza	1

Tabla 2.11.- Función Pearson tipo III mejor ajustada

2.1.3. Cálculo del periodo de retorno

Una vez seleccionada la función de distribución que mejor se aplica a la muestra, la Pearson tipo III, es posible calcular el periodo de retorno a través de la función de densidad de probabilidad y los parámetros antes obtenidos (tabla 2.4), sin embargo el cálculo de la magnitud de un evento extremo en cierto caso y el periodo de retorno como el nuestro, requiere de que la función sea fácilmente invertible, no obstante para practicidad del cálculo se prefirió utilizar un método alternativo.

Este método consistió en determinar el factor de frecuencia a través de ciertas expresiones matemáticas, que relacionan las medidas descriptivas de una muestra con la probabilidad de ocurrencia de un evento extremo seleccionado $[X_T]$ cuyo valor corresponde a la precipitación del 13 de diciembre de 1997 seleccionada por presentarse en uno de los fenómenos de “El Niño” con mejor registro pluviográfico y por haber sido corroborado tras el levantamiento de la faja pluviográfica de todo el mes.

Primero se determina el factor de frecuencia de la precipitación a través de una aproximación que relaciona la media y la desviación estándar muestral.

$$K_T = \frac{X_T - \bar{x}}{s} \quad \text{ec. 2.10}$$

Donde:

s : Desviación estándar de la muestra

\bar{x} : Media de la muestra

X_T : Variable aleatoria (máxima precipitación)

K_T : Factor de frecuencia.

Luego se realiza un tanteo hasta alcanzar el factor de frecuencia antes calculado por medio de las ecuaciones desarrolladas por Kite (1977)

Este tanteo se inicia evaluando la ecuación 2.11 para obtener el factor k a través del coeficiente de asimetría de la muestra

$$k = C_s / 6 \quad \text{ec. 2.11}$$

En seguida se calcula el valor z correspondiente a una probabilidad de excedencia p a través de la ecuación 2.12 que asocia una variable intermedia w

$$z = w - \frac{2.51557 + 0.802853w + 0.010328w^2}{1 + 1.432788w + 0.189269w^2 + 0.001308w^3} \quad \text{ec. 2.12}$$

Donde;

$$w = \left[\ln \left(\frac{1}{p^2} \right) \right]^{1/2} ; p = 1/T \quad \text{ec. 2.13}$$

Siendo

w : Variable intermedia

p : Probabilidad de excedencia

T : Periodo de retorno (años)

Sustituyendo z y k en la ecuación 2.14 obtenemos el factor de frecuencia K_T .

$$K_T = z + (z^2 - 1)k + \frac{1}{3}(z^3 - 6z)k^2 - (z^2 - 1)k^3 - zk^4 + \frac{1}{3}k^5 \quad \text{ec. 2.14}$$

Siendo:

K_T : Factor de frecuencia

z : Variable normal estándar

k : Factor adimensional

T : Periodo de retorno (años)

En la tabla 2.12 consta el periodo de retorno obtenido de la evaluación de las ecuaciones antes descritas

Resultados	
FACTOR DE FRECUENCIA[k_T]	1,1380
PERIODO DE RETORNO	8,59 años

Tabla 2.12.- Periodo de retorno de la lluvia de Diciembre 13 de 1997

2.2. Análisis de intensidades máximas.

Las metodologías para el cálculo de la escorrentía en cuenca de estudios utilizan las intensidades con que se precipitan las lluvias en cierto sector. Como ya se conoce, la selección de una intensidad de diseño no corresponde al criterio de una sola persona, por tanto es necesario realizar un análisis a las máximas intensidades registradas para posteriormente extrapolarlas utilizando métodos estadísticos.

El primer paso para diseñar gráfica y analíticamente las curvas IDT, es identificar la serie de datos con la que se pretende trabajar.

Si se busca eventos con probabilidades mayores de 0.2 ($T \geq 5$ años), se recomienda utilizar un serie de datos compuestas de valores máximos anuales o sea tomando el mayor evento de cada año, si se desea conocer eventos que ocurren con mayor frecuencia, es mejor analizar una serie compuesta por valores que se encuentren por encima de algún valor base pre-seleccionado, de tal manera que no se escojan mas de dos o tres eventos cada año.

La estación "Radio Sonda" consta de un pluviógrafo que registra continuamente la variación de la lluvia con el tiempo. Esta información es captada en fajas pluviográficas que permiten al observador procesar el evento lluvioso en periodos mínimos de 10 minutos y máximos de 24 horas, como se muestra en la figura 2.1 del apéndice B.

Las intensidades de las precipitaciones provienen de pluviogramas que registra la precipitación acumulada a lo largo del tiempo.

De esas gráficas se puede obtener para diversas duraciones, las máximas intensidades ocurridas en una lluvia. Durante los meses de marzo, abril, noviembre y diciembre de 1997, se presentaron los mejores eventos hidrológicos, por lo cual se hizo el análisis de intensidades de estas fajas(apéndice B) para 10, 20, 30 minutos, y de 1 y 2 horas de duración, los mismos se presentan a continuación:

Intensidad máxima (mm./h)							
MARZO	DURACION					FECHA	HORA
	10 min.	20 min.	30 min.	1 hora	2 hora		
ALTURA MAX (mm.)	10	17	24	41,8	51,4	4 de Marzo de 1997	07H50
INTENSIDAD MAX (mm/hora)	60	51	48	41,8	25,7		
ALTURA MAX (mm.)	9,1	15,3	21,3	39,7	57,9	15 de Marzo de 1997	18H00
INTENSIDAD MAX (mm/hora)	54,6	45,9	42,6	39,7	28,95		
ALTURA MAX (mm.)	7	12	15,3	18,7	18,9	19 de Marzo de 1997	16H20
INTENSIDAD MAX (mm/hora)	42	36	30,6	18,7	9,45		
ALTURA MAX (mm.)	15,5	27	34,5	65	111,8	25 de Marzo de 1997	02H00
INTENSIDAD MAX (mm/hora)	93	81	69	65	55,9		

Tabla 2.13.- Máximas intensidades registradas en de marzo de 1997-Radio Sonda

Intensidad máxima (mm./h)							
ABRIL	DURACION					FECHA	HORA
	10 min.	20 min.	30 min.	1 hora	2 hora		
ALTURA MAX (mm.)	4,7	7,6	8,5	9,3	0	12 de Abril de 1997	16h30
INTENSIDAD MAX (mm/hora)	28,2	22,8	17	9,3	0		
ALTURA MAX (mm.)	5,9	1,5	2,1	2,4	3,4	13 - 14 de Abril de 1997	19h05
INTENSIDAD MAX (mm/hora)	35,4	4,5	4,2	2,4	1,7		
ALTURA MAX (mm.)	2,6	4,6	4,7	4,7	5,9	14 – 15 de Abril de 1997	19h50
INTENSIDAD MAX (mm/hora)	15,6	13,8	9,4	4,7	2,95		
ALTURA MAX (mm.)	7	12,5	14,9	16,2	19,3	17 de Abril de 1997	19h28
INTENSIDAD MAX (mm/hora)	42	37,5	29,8	16,2	9,65		
ALTURA MAX (mm.)	4,3	6,3	7,5	11,1	19,9	18 – 19 de Abril de 1997	19h00
INTENSIDAD MAX (mm/hora)	25,8	18,9	15	11,1	9,95		
ALTURA MAX (mm.)	3,4	6,6	9,2	13,3	18	21 de Abril de 1997	01h10
INTENSIDAD MAX (mm/hora)	20,4	19,8	18,4	13,3	9		
ALTURA MAX (mm.)	2,5	4,2	5	8,5	12,9	21 de Abril de 1997	21h00
INTENSIDAD MAX (mm/hora)	15	12,6	10	8,5	6,45		
ALTURA MAX (mm.)	6,5	9,5	10,9	20,7	24,2	28 de Abril de 1997	18h30
INTENSIDAD MAX (mm/hora)	39	28,5	21,8	20,7	12,1		
ALTURA MAX (mm.)	3,8	4,3	4,4	5,3	6	30 de Abril de 1997	18h00
INTENSIDAD MAX (mm/hora)	22,8	12,9	8,8	5,3	3		

Tabla 2.14.- Máximas intensidades registradas en abril de 1997-Radio Sonda

Intensidad máxima (mm./h)							
NOVIEMBRE	DURACION					FECHA	HORA
	10 min.	20 min.	30 min.	1 hora	2 hora		
ALTURA MAX (mm.)	6,5	10	13,4	17,9	24,4	11 de Noviembre de 1997	05H00
INTENSIDAD MAX (mm/hora)	39	30	26,8	17,9	12,2		
ALTURA MAX (mm.)	11	22	29	36,4	0	14 de Noviembre de 1997	19h30
INTENSIDAD MAX (mm/hora)	66	66	58	36,4	0		
ALTURA MAX (mm.)	11,5	22	26,8	32,7	34,5	17 de Noviembre de 1997	17H00
INTENSIDAD MAX (mm/hora)	69	66	53,6	32,7	17,25		
ALTURA MAX (mm.)	9,8	15	19,9	34,7	63,8	23 – 24 de Nov de 1997	17H20
INTENSIDAD MAX (mm/hora)	58,8	45	39,8	34,7	31,9		

Tabla 2.15.- Máximas intensidades registradas en noviembre de 1997-Radio Sonda

Intensidad máxima (mm./h)							
DICIEMBRE	DURACION					FECHA	HORA
	10 min.	20 min.	30 min.	1 hora	2 hora		
ALTURA MAX (mm.)	6,1	9,2	12,5	23	32,8	4 de Dic de 1997	15h00
INTENSIDAD MAX (mm/hora)	36,6	27,6	25	23	16,4		
ALTURA MAX (mm.)	6	11,2	14,7	24	30,7	8 - 9 de Dic de 1997	16h00
INTENSIDAD MAX (mm/hora)	36	33,6	29,4	24	15,35		
ALTURA MAX (mm.)	13	24,8	33	46,8	61,7	10 – 11 de Dic de 1997	22h30
INTENSIDAD MAX (mm/hora)	78	74,4	66	46,8	30,85		
ALTURA MAX (mm.)	19,5	34,5	48	80	130,5	13 - 14 de Dic de 1997	21h40
INTENSIDAD MAX (mm/hora)	117	103,5	96	80	65,25		
ALTURA MAX (mm.)	8	9,5	10,1	10,2	11,1	21 - 22 de Dic de 1997	19h30
INTENSIDAD MAX (mm/hora)	48	28,5	20,2	10,2	5,55		

Tabla 2.16.- Máximas intensidades registradas en diciembre de 1997-Radio Sonda

En cada tabla se resalta el evento más intenso del mes, sin embargo la precipitación que se presentó el 13 y 14 de diciembre de 1997, fue la lluvia con mayor intensidad suscitada ese año ya que alcanzó los 117 mm. /h durante los diez primeros minutos.

Este proceso de selección se toma como patrón para obtener un conjunto de datos compuesto por las mayores intensidades anuales caídas en un sector.

2.3. Curvas Intensidad-Duración-Frecuencia(IDF)

La intensidad de la lluvia se la define como la cantidad de agua que cae, en un punto, por unidad de tiempo, y es inversamente proporcional a la duración de la tormenta. La duración de la tormenta es el tiempo que transcurre desde que inicia la precipitación de la tormenta hasta que esta cesa.

Willems (2000) define las curvas intensidad-duración-frecuencia (IDF) como la relación que existe entre la intensidad de precipitación media y la frecuencia de ocurrencia (inverso del periodo de retorno); estas curvas son herramientas ampliamente utilizadas en ingeniería para fines de plantación, diseños y operación de los proyectos hidráulicos, así como la protección de obras de ingeniería contra avenidas máximas.

Existen básicamente dos formas de expresar la relación IDT para un sitio dado, la primera a través de curvas y la segunda a través de modelos matemáticos

Para la construcción de las curvas Aparicio plantea dos métodos, uno conocido como *intensidad - periodo de retorno*, el cual relaciona estas

dos variables para cada duración por separado mediante algunas de las funciones de distribución de probabilidad usada en hidrología.

Estas familias de distribuciones probabilísticas se someten a pruebas de bondad, para determinar cual de ellas se aplica de mejor manera a la serie de valores pluviográficos.

El segundo método relaciona simultáneamente las tres variables en una familia de curvas cuya ecuación es:

$$i = \frac{k \times T^m}{(d + c)^n} \quad \text{ec. 2.7}$$

Donde k, m, n y c son constante que se calcula mediante un análisis de correlación lineal múltiple.

$$\log i = \log k + m \log T - n \log(d + C) \quad \text{ec. 2.8}$$

$$y = a_0 + a_1 x_1 + a_2 x_2 \quad \text{ec. 2.9}$$

Modelos matemáticos para las curvas (IDF).

Las curvas intensidad, duración y frecuencia también pueden expresarse como ecuaciones, con el fin de evitar la lectura de la intensidad de diseño, en una gráfica (Chow et al., 1994). A continuación se presentan los modelos matemáticos mas conocidos a nivel mundial que se utilizan para estimar las curvas IDF.

Ecuación que relaciona la intensidad de la lluvia con la duración de la tormenta.		
Autor	Modelo	Características
Ponce(1989)	$i = \frac{\lambda}{(d + \theta)^\eta}$	Siendo $n < 1$

Tabla 2.17.- Modelos matemáticos que relaciona la intensidad-duración

Nota: Los valores de λ y θ se determinan por análisis de regresión

Ecuaciones que relacionan la intensidad de la lluvia de una tormenta con la duración y frecuencia de ocurrencia de esta.		
Autor	Modelo	Aplicación
Bernard (1932).	$i = \frac{\lambda \times T^\psi}{d^\eta}$	
Sherman (1931)	$i = \frac{\lambda \times T^\psi}{(d + \theta)^\eta}$	Boston-Massachussets-USA
Wenzel (1982).	$i = \frac{\lambda}{d^\eta + \theta}$	Varias ciudades de los Estados Unidos
Chow et al. (1994),	$i = \frac{\lambda \times T^\psi}{d^\eta + \theta}$	Varias ciudades de los Estados Unidos
Koutsoyiannis et al. (1998).	$i = \lambda \left\{ \frac{\psi - \ln \left[-\ln \left(1 - \frac{1}{T} \right) \right]}{(d + \theta)^\eta} \right\}$	Atenas- Grecia

Tabla 2.18.-Modelos que relacionan la intensidad-duración-frecuencia

Nota: Los valores de λ , Ψ , η y θ se estiman por aproximaciones sucesivas cuando se ajusta cada modelo.

Diversas publicaciones donde se resalta la ecuación de lluvia, como el producto del análisis de los máximos eventos registrados en una estación, indican que el modelo matemático propuesto por Ponce donde se relacionan dos variables, no es recomendable debido a que sólo se aplica a un 50% de la muestra, mientras que las ecuaciones que relacionan las tres variables muestran un buen ajuste al punto que absorben el 90% de los datos en el peor de los casos.

La Empresa Municipal de Alcantarillado de Guayaquil, EMAG elaboró dos ecuaciones de lluvia para su plan de manejo de aguas servidas. La primera contempla los datos lluviosos de los años 1951 a 1981 mientras que la segunda incluye el registro de la estación invernal 82-83, que fue extremadamente lluviosa debido a la presencia del fenómeno El Niño. Este incremento de datos hizo variar los coeficientes de la ecuación, difiriendo la intensidad de la lluvia en el $\pm 1\%$. Más tarde el Instituto de Investigación de la Facultad de Ingeniería de la Universidad Católica, IIFIUC presentó un trabajo donde obtuvo nuevas ecuaciones pluviométricas utilizando la distribución de frecuencia de Gumbel para el ajuste de datos que incluían lluvias intensas hasta el año 1998. En la siguiente tabla se presenta las tres ecuaciones obtenidas por la EMAG y el IIFIUC respectivamente para un período de retorno de 10 años.

Ecuaciones Pluviométricas		
Entidad Proponente	Ecuación	Datos
EMAG 1	$i = \frac{771.56}{(t + 16)^{0.56}}$	1951-1981
EMAG 2	$i = \frac{853.5}{(t + 15)^{0.6}}$	1951-1987
IIFIUC	$i = -37.509 \ln(T_C) + 237.62$	1951-1998

Tabla 2.19.-Ecuaciones obtenidas por la EMAG y la IIFIUC

En el presente trabajo se decidió utilizar la ecuación propuesta por el Instituto de Investigación de la Facultad de Ingeniería de la Universidad Católica, IIFIUC porque el registro pluviográfico utilizado incluye los valores de las lluvias intensas de los dos fenómenos El Niño acontecidos en los periodos 1982 – 1983 y 1997 - 1998.

CAPITULO 3

3. ESTIMACIÓN DE ESCORRENTIA SUPERFICIAL A TRAVÉS DE LOS DATOS DE LLUVIA

La lluvia considerada como una variable hidrológica de entrada en un sistema denominado cuenca hidrográfica, se distribuye en la superficie terrestre de diferente manera.

La intercepción, la detención superficial, la humedad del suelo, precipitación directa sobre la corriente de agua, agua subterránea, flujo sub-superficial y *escorrentía superficial* son fenómenos que consumen la lluvia totalmente.

El estudio de las cuencas hidrográficas a través de la hidrología superficial, permite conocer la variación de la esorrentía en función de la precipitación.

El cálculo del caudal que produce una cuenca sin aforar su cauce principal puede ser obtenido mediante la estimación de la cantidad de agua que penetra la superficie (fenómeno de abstracción) o la cantidad de líquido que se llega a escurrir ante la presencia de un evento lluvioso.

En este capítulo se analiza tres métodos para cuantificar el flujo producido por el escurrimiento de una tormenta de diseño. En primer lugar se obtienen gráficas con las variaciones de Caudal vs. Tiempo, aplicando el método hidrograma unitario sintético desarrollado por la Soil Conservation Service de los Estados Unidos pero antes se calcula el volumen de agua por medio del *método de abstracciones*. En segundo lugar se estima el caudal de esorrentía directa por el **método racional** utilizando los valores típicos de coeficiente de esorrentía y por último con el **método de Ven Te Chow** se calcula el caudal que produce una precipitación de diseño de 185,50 mm con un período de retorno de 9 años.

3.1. EL ESCURRIMIENTO POR EL MÉTODO DE LAS ABSTRACCIONES DE LA SOIL CONSERVATION SERVICE SCS

La infiltración es el proceso por el cual el agua penetra desde la superficie terrestre al suelo y se distingue del de percolación en que el

movimiento del agua es hacia abajo y llega al nivel freático o a una zona saturada.

La tasa de infiltración indica la máxima capacidad de absorción de agua en una condición dada. Esta capacidad se puede obtener a través de la diferencia de la precipitación y la escorrentía superficial de una cuenca.

Los factores que intervienen en la capacidad de infiltración son:

- Humedad del suelo.
- Permeabilidad del suelo.
- Temperatura del suelo y condiciones de contorno.

Existen varios criterios para el cálculo del volumen de agua infiltrado, sin embargo la mayoría requiere de una cuenca aforada. El Soil Conservation Service propuso un método que permite estimar la precipitación que produce escorrentía [Pe] a partir de la precipitación total y las características de la cuenca.

El método de abstracciones de la Soil Conservation Service (SCS), también conocido como número de curva de escorrentía CN, fue desarrollado para el cálculo de las abstracciones de una tormenta. En este método, la profundidad de escorrentía o precipitación efectiva P_e está en función de la precipitación total P y de un parámetro de

abstracción referido al número de curva o **CN**, cuyos valores fluctúan entre 1 y 100.

El número de curva [CN] depende de ciertas propiedades productoras de escorrentía tales como:

- ✓ Tipo de suelo hidrológico,
- ✓ Utilización y tratamiento del suelo,
- ✓ Condiciones de la superficie del terreno, y
- ✓ Condición de humedad antecedente del suelo.

El método del número de curva [CN] como explica Monsalve S. en su texto guía Hidrología en la Ingeniería se desarrollo en base a datos de precipitación y escorrentía de 24 horas, lo cual limita el cálculo de la precipitación efectiva [P_e], y no toma explícitamente en consideración las variaciones temporales de intensidad de lluvia. Una herramienta que permite transformar los datos de lluvia en caudal, es la que introdujo Sherman y la denomino Hidrograma unitario de una cuenca, la misma que se analizará en el siguiente ítem.

La ecuación que permite calcular la precipitación efectiva se basa en una hipótesis que relaciona dos cantidades reales y dos cantidades potenciales, a continuación se muestra la ecuación expresada en términos del número de curva y de la precipitación total (Monsalve G.- Hidrología en la Ingeniería).

$$P_e = \frac{(CN(P+2)+200)^2}{CN[CN(P-8)+800]} \quad \text{ec. 3.1}$$

Siendo:

$$P \geq \frac{200}{CN} - 2$$

y

P: Precipitación [pulg.]

P_e: Precipitación efectiva [pulg.]

La ecuación 3.1 cuando sus parámetros están en unidades del sistema métrico utiliza un coeficiente *R* adimensional que cambia su expresión original (Monsalve G.-Hidrología en la Ingeniería).

$$P_e = \frac{R[(CN(P/R)+2)-200]^2}{CN[CN((P/R)-8)+800]} \quad \text{ec. 3.2}$$

Siendo:

$$P \geq R \times \left(\frac{200}{CN} - 2 \right)$$

y

P: Precipitación [cm.]

P_e: Precipitación efectiva [cm.]

R: 2.54

De esta manera, las abstracciones totales A (incluyendo interceptación, detención superficial e infiltración propiamente dicha) son iguales a la diferencia entre la precipitación total y la efectiva:

$$A = P - P_e \quad \text{ec. 3.3}$$

3.1.1. Estimación del número de curva de escorrentía, CN

La cantidad de agua que produce la cuenca en estudio puede ser determinada a través del producto del área de la cuenca por la escorrentía P_e (ecuación 3.1 o 3.2) que relaciona la precipitación y el número de curva de escorrentía. El número de curva CN puede ser establecido a través de la valoración del tipo y uso del suelo que predomina en la cuenca. Para caracterizar el recubrimiento de la cuenca, el método de las abstracciones desarrollado por la Soil Conservation Service lo describe a través de una combinación específica; primero de los suelos hidrológicos que describe el tipo de suelo, segundo el uso de la tierra que describe el tipo y la capa vegetal, tercero la condición hidrológica que define la capacidad para aumentar o impedir la escorrentía superficial y por último la humedad antecedente que toma en cuenta la historia reciente de precipitación.

A. Clasificación hidrológica de los suelos

El método desarrollado por la Soil Conservation Service, clasifica a los suelos en cuatro grupos, considerando tres propiedades fundamentales que son:

- ✓ Profundidad del nivel freático en época de invierno,
- ✓ Infiltración y permeabilidad del suelo luego de un humedecimiento prolongado, y
- ✓ La profundidad hasta el estrato de permeabilidad muy lenta

Sin la influencia de la cobertura vegetal del suelo y basándose en los resultados obtenidos en los ensayos realizados en laboratorio (apéndice c – estudios de suelo), se clasificó a los suelos como tipo C, con un potencial moderadamente alto de escorrentía.

Esto se debe a que en el medio impera material fino, producto de la meteorización de rocas basálticas y andesíticas pertenecientes a la Formación Piñón como se muestran en las Figura 3.1.

Material fino disgregado en el cauce principal



Figura 3.1. Material fino, limo arenoso de Formación Piñón.

Estos suelos se caracterizan por tener una textura variante, que van desde una arena arcillosa hasta una arena limosa y desde un limo arcilloso a un limo arenoso, además tienen una permeabilidad relativamente baja del orden de 10^{-3} - 10^{-5} lo que impide la infiltración del agua en la superficie terrestre.

A continuación se muestra la tabla 3.1 donde se indica la cuenca y el grupo al que pertenece el suelo.

Clasificación hidrológica de los suelos			
Clasificación	CUENCA #1	CUENCA #2	CUENCA #3
Bajo potencial de escorrentía			
Moderadamente bajo potencial de escorrentía			
Moderadamente alto potencial de escorrentía	C	C	C
Alto potencial de escorrentía			

Tabla 3.1.- Clasificación hidrológica de los suelos de las cuencas en el cerro colorado

B. Uso y tratamiento del suelo

Ya que el método de las abstracciones de la SCS, es aplicable primordialmente para uso agrícola, es necesario especificar que el área de estudio se encuentra dentro de la zona urbana de Guayaquil, siendo afectada por la reserva ecológica del cerro Colorado.

La mayor parte de la topografía de la cuenca ha sufrido cambio fisiográficos debido al desarrollo de proyectos habitacionales (Urbanización Metrópolis, Ciudadela del Magisterio) y a la extracción de material pétreo para conformar la estructura del pavimento de la autopista, no obstante la zona alta de la cuenca conserva una pequeña variedad de árboles característicos de la región complementada con matorrales pequeños y esparcidos. La figura 3.2 proporciona una panorámica de la actual disposición del terreno, además se aprecia los cortes realizado al cerro Colorado y su cobertura.



Figura 3.2. Fisiografía, cerro Colorado en el proyecto habitacional.

C. Condición hidrológica.

El prado que se encuentra en la cuenca del cerro Colorado es evaluado con una condición hidrológica de pasto natural. El porcentaje del área cubierta con pasto natural y la intensidad de pastoreo son estimados visualmente. La cuenca del cerro Colorado se caracteriza por poseer ligera vegetación en su explanada y una pequeña población de árboles en su parte superior, por lo tanto la condición hidrológica es compuesta.

Para sectores no considerados como bosques, una condición hidrológica pobre corresponde a menos del 50 por ciento de área cubierta y alta intensidad de pastoreo. Una condición hidrológica aceptable corresponde al 50 a 75 por ciento del área cubierta y media intensidad de pastoreo. Mientras que una condición hidrológica buena corresponde a más del 75 por ciento del área cubierta y ligera intensidad de pastoreo.

La condición hidrológica de pequeñas arboledas aisladas o árboles que han sido sembrados para fincas consideradas como bosques se determina visualmente como sigue: (1) pobre - densamente pastado o bosques regularmente quemados, con pocos arbustos y muy pequeña cantidad de humus vegetal, (2) aceptable - con pastos pero no quemados, con algunos arbustos y moderada cantidad de humus vegetal y (3) buena - protegidos con pasto, con alta cantidad de humus vegetal y muchos arbustos cubriendo la superficie.

Con el propósito de facilitar el cálculo del factor de escorrentía medio y para apreciar mejor el tipo de cobertura que se presenta en cada cuenca, se decidió expresar la cantidad de área en porcentaje (véase tabla 3.2).

Tipo de cobertura de la cuenca			
Cobertura vegetal	Porcentaje del área con este tipo de cobertura vegetal		
	CUENCA # 1	CUENCA # 2	CUENCA # 3
Sin vegetación	39,63%	73,71%	79,73%
	44236,41 m2	202644,72 m2	427075,69 m2
Bosque - Densa Vegetación	60,37%	26,29%	20,27%
	67394,12 m2	72264,38 m2	108546,37 m2
Total	111630,52 m2	274909,10 m2	535622,06 m2

Tabla 3.2.- Distribución porcentual del tipo de cobertura que predomina en la cuenca del cerro colorado

Conociendo el tipo y la cantidad de cobertura vegetal que tiene el suelo de cada cuenca, se puede determinar la condición hidrológica que las identifica. En la tabla 3.3 se presenta el tipo y el estado de hidrológico que caracteriza al área inspeccionada.

Condición Hidrológica			
Tipo de condición	CUENCA #1	CUENCA #2	CUENCA #3
< 50 % del área Cubierta Alta intensidad de pastoreo – Mala		✓	✓
50-75% del área Cubierta Media intensidad de pastoreo- Regular	✓		
> 75% del área Cubierta Ligera intensidad de pastoreo- Buena			

Tabla 3.3.- Condición Hidrológica que caracteriza a las cuencas

D. Condición de humedad antecedente

El método del número de curva de escorrentía tiene tres niveles de humedad antecedente, dependiendo de la precipitación total en los cinco días previos a la tormenta, la tabla 3.4 contiene los tres tipos de condiciones que establece la Soil Conservation Service para la escala de valores donde se ajuste la precipitación acumulada previa al evento considerado.

Precipitación acumulada para tres niveles de condición de humedad antecedente.	
Condición de humedad antecedente(AMC)	Precipitación acumulada de los 5 días previos al evento en consideración(cm)
I	0 - 3,30
II	3,50 - 5,25
III	más de 5,25

Tabla 3.4.- Condición de humedad antecedente publicada por la Soil Conservation service

Nota: Este cuadro fue desarrollado utilizando datos del occidente de los Estados Unidos. Por consiguiente, se recomienda tener cautela al emplear los valores suministrados en este cuadro para determinar la condición de humedad antecedente en otras regiones geográficas o climáticas. La precipitación acumulada de los cinco días previos al evento en consideración es para épocas de crecimiento de las plantas.

El AMCI considera al suelo seco, el AMCII a suelos humedecidos mientras que el AMCIII a suelos completamente saturados.

En el capítulo anterior se realizó el levantamiento de las fajas meteorológicas de los cuatro meses más lluviosos en el fenómeno El Niño del año 1997. Si se considera al evento lluvioso registrado el 13 de diciembre de 1997 como la precipitación de diseño, entonces se designaría al suelo una condición de humedad antecedente saturada o AMCIII, ya que la precipitación acumulada de los cinco días anteriores al evento es de 229 mm.

3.1.2. Determinación del número de curva de escorrentía para la cuenca del cerro Colorado

El Soil Conservation Service publicó tres tablas de uso práctico para determinar el número de curva de algunas coberturas hidrológicas del suelo. Una para zonas urbanas, otra para zonas agrícolas desarrolladas y otra para zonas agrícolas no desarrolladas. Estos cuadros muestran el valor de CN para una condición de humedad promedio AMCII. Para obtener los valores de CN para otra condición de humedad antecedente, se adicionó una tabla donde se denota los valores de número de curva [CN] para condiciones de humedad AMCI Y AMCIII en función de la condición promedio AMCII.

Otra manera de determinar el número de curva para estas dos condiciones es a través de ciertas relaciones, las cuales se presentan a continuación:

$$CN_I = \frac{CN_{II}}{2.3 - 0.0013CN_{II}} \quad \text{ec. 3.4}$$

La ecuación 3.4 permite calcular el número de curva [CN] para una condición de humedad tipo I considerada a suelos secos.

$$CN_{III} = \frac{CN_{II}}{0.43 - 0.0057CN_{II}} \quad \text{ec. 3.5}$$

Mientras la ecuación 3.5 permite calcular el número de curva [CN] para una condición de humedad tipo III considerada a suelos completamente saturados.

Tomando como preámbulo lo antes expuesto y basándose en los cuadros de número de curva de escorrentía [CN] para varias coberturas hidrológicas del suelo, a continuación se determina la cobertura, el uso de suelo y el valor CN que tiene la cuenca, para una condición de humedad antecedente promedio AMCII.

Los valores de CN correspondiente al suelo que caracteriza a la zona baja de la cuenca se extrajeron de la tabla 1 del apéndice C, donde se encuentran el número de escorrentía para áreas urbanas. En la tabla 3.5 se muestra en detalle este coeficiente.

Número de curva de escorrentía para áreas urbanas			
Tipo de cobertura y condición hidrológica	CUENCA #1	CUENCA #2	CUENCA #3
Clasificación Hidrológica	C	C	C
Áreas urbanas desarrolladas	91	91	91
Áreas recientemente conformadas (solamente permeables, sin vegetación)			

Tabla 3.5.- Números de curva para la zona baja de la cuenca del Cerro Colorado de acuerdo una condición de humedad tipo AMCII

La zona alta del cerro Colorado que ha sido declarada como bosque protegido, se enmarca de mejor manera en el cuadro de números de curva de escorrentía especificado para áreas agrícolas cuyos valores se presentan en la tabla 2 del apéndice C. Esta tabla establece el valor de CN considerando el uso y la condición hidrológica del suelo.

Número de curva de escorrentía para áreas no urbanizadas			
Uso de la Tierra	CUENCA #1	CUENCA #2	CUENCA #3
Condición Hidrológica	REGULAR	MALA	MALA
Bosque	73	77	77

Tabla 3.6.- Número de curva para la zona protegida del cerro Colorado bajo una condición de humedad tipo AMCII

Con la determinación del número de curva de escorrentía para el área urbana recientemente conformada y el bosque protector bajo una condición de humedad promedio AMCII, se procedió al cálculo del $CN_{promedio}$ que caracterice a toda la cuenca, bajo la condición de humedad AMCIII establecida para suelos completamente saturados. Los valores de CN promedio correspondiente a cada cuenca se presentan en la tabla 3.7, adicionalmente se muestra en la figura 3.3 la planimetría de la cuenca con el uso de suelo y el factor de escorrentía.

Número de curva de escorrentía			
Condición de humedad antecedente	CUENCA #1	CUENCA #2	CUENCA #3
AMC III	90	94	95

Tabla 3.7.- Número de curva de escorrentía promedio para la cuenca del cerro colorado bajo la condición de humedad antecedente AMCIII

figura 3.3.- Uso de Suelo

Figura 3.3.- Uso de suelo

3.1.3. Determinación de la precipitación efectiva.

Una vez que se determinó el número de curva CN y se estableció la precipitación de diseño ($P = 185.50$ mm), es posible estimar el escurrimiento que generó esa lluvia a través de la ecuación 3.2.

Luego restando la precipitación efectiva [P_e] de la diseño, se establece que la cantidad de agua infiltrada en el suelo o también conocida como abstracciones totales es aproximadamente el 12% de la cantidad de agua precipitada en el sector. En la tabla 3.8 se muestra el escurrimiento y las abstracciones totales expresadas en milímetros para cada cuenca después del evento lluvioso.

Escurrecimiento y Abstracciones totales [mm.]			
Cuenca	1	2	3
Escurrecimiento	155,46	167,37	170,37
Abstracciones totales	30,04	18,13	15,13
Precipitación de diseño	185,5		

Tabla 3.8.- Escurrecimiento y Abstracciones totales (Incluye intercepción, detención e infiltración) generado.

El producto de las abstracciones totales y el área, da como resultado el volumen de agua que se infiltra en la cuenca. Estos valores se muestran en la tabla 3.9.

Volumen - V[m3]		
CUENCA 1	CUENCA 2	CUENCA 3
17354,21	46011,28	91253,29

Tabla 3.9.- Volumen de agua infiltrada en el suelo de la cuenca del cerro colorado

3.2. HIDROGRAMA UNITARIO SINTÉTICO DEL SOIL CONSERVATION SERVICE, SCS

El hidrograma unitario sintético del Soil Conservation Service desarrollado por Victor Mockus (1950) permite obtener hidrógrafas o hidrogramas de caudal sin necesidad de tener un registro de precipitación y escurrimiento.

Aunque este tipo de hidrograma se usa en cuencas de mediano tamaño (2.5-25 km²) y se basa en el análisis de un gran número de hidrogramas unitarios naturales de varias cuencas hidrográficas, se aplicará en el análisis de la cuenca del cerro Colorado a manera de ejemplo para efecto de investigación.

Mockus desarrolló un hidrograma unitario sintético de forma triangular para propósitos prácticos, sin embargo en ciertos diseños la extensión de la curva de recesión tiene un papel preponderante y en tal virtud se usa el hidrograma curvilíneo adimensional.

En la figura 3.4 se describe la curva Caudal vs. Tiempo denominada hidrograma unitario adimensional, el cual fue difundido por el Soil Conservation Service para aplicarlo a cuencas no aforadas.

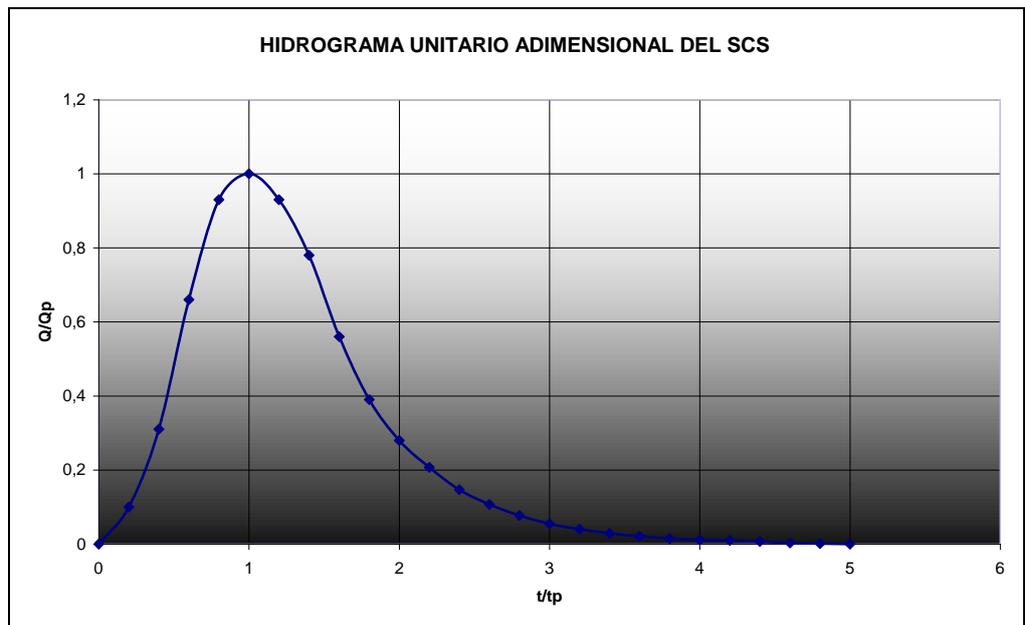


Figura 3.4.- Hidrograma Unitario Adimensional del Soil Conservation Service, SCS

El hidrograma unitario sintético generado a partir del caudal y el tiempo pico permitió a Mockus relacionar estos parámetros con el tiempo de retardo de la cuenca. A continuación se muestra las tres ecuaciones fundamentales para el cálculo del caudal y el tiempo pico de un hidrograma unitario.

El *tiempo de desfase o retardo* esta relacionado con el número de curva de escorrentía CN, a través de una ecuación que involucra la longitud de máximo recorrido y la pendiente media de la cuenca.

$$t_l = \frac{L^{0.8} (2540 - 22.86CN)^{0.7}}{14104CN^{0.7} Y^{0.5}} \quad \text{ec. 3.6}$$

A la vez el tiempo pico se relaciona con el tiempo de desfase a través de un coeficiente deducido de su definición y de la experiencia recolectada en cuencas de mediano tamaño.

$$\frac{t_p}{t_l} = \frac{10}{9} \quad \text{ec. 3.7}$$

Por último se tiene la ecuación que relaciona el gasto pico del hidrograma unitario para 1 mm de precipitación efectiva con el área de drenaje de la cuenca y el tiempo pico. El resultado de esta ecuación estará expresado en metros cúbico por segundo si la superficie esta en kilómetros cuadrados y el tiempo en horas.

$$Q_p = \frac{0.208A}{t_p} \quad \text{ec. 3.8}$$

En la tabla 3.10 se presenta todos los parámetros necesarios para el cálculo del caudal pico así como el valor de descarga estimado que cada cuenca aporta.

Caudal pico [q_p]			
	CUENCA #1	CUENCA #2	CUENCA #3
Longitud máx. Recorrido(m)-[L]	410,7	1003,69	1021,36
Pendiente media de la cuenca-[Y]	0,25	0,22	0,22
Número de curva [CN]	90	94	95
Tiempo de desfase(horas)-[T_i]	0,08	0,14	0,13
Tiempo pico(horas)-[T_p]	0,09	0,15	0,15
Área (km²)-[A]	0,11	0,27	0,54
Caudal pico (m³/seg.)	0,26	0,15	0,16

Tabla 3.10.- Caudal pico de las cuencas en estudio

Si se multiplica las ordenadas del hidrograma adimensional por el caudal pico $[q_p]$ y las abscisas del hidrograma adimensional por el tiempo pico $[t_p]$, se obtiene el hidrograma unitario de cada cuenca como se muestra en el esquema para el cálculo del hidrograma unitario.

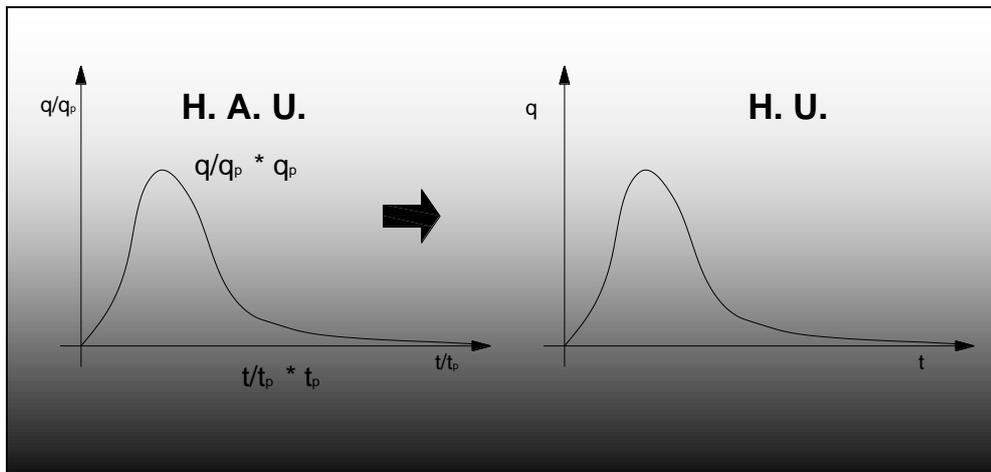


Figura 3.5.- Diagrama del cálculo del hidrograma unitario

El caudal pico Q_p de un hidrograma de escorrentía puede ser calculado a través del producto del caudal pico del hidrograma unitario q_p por la precipitación efectiva P_e . Así también es posible generar el hidrograma de escorrentía directa multiplicando las ordenadas del hidrograma unitario por la precipitación efectiva tal como se muestra en la figura 3.6, donde se esquematiza el cálculo del hidrograma de escorrentía directo.

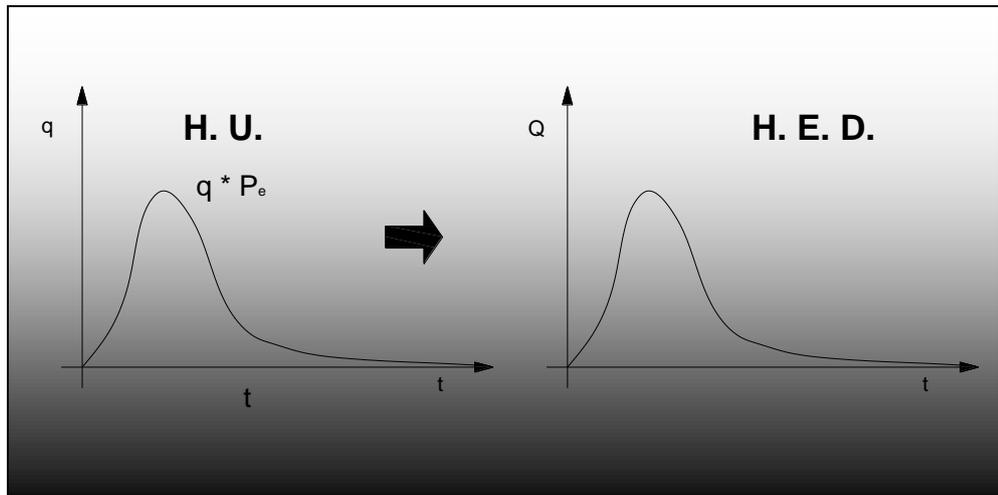


Figura 3.6.- Diagrama del cálculo del hidrograma de escorrentía directa

A continuación se presenta en forma tabulada (Tabla 3.11 - 3.13) y gráfica (figura 3.7 - 3.9) las ordenadas del hidrograma unitario y de escorrentía directa que se obtuvo para cada cuenca.

Tabla 3.11

Tabla 3.11.- Ordenadas de hidrograma unitario y de escorrentía de la cuenca 1

Figura 3.7-a

Figura 3.7 a.- Hidrograma unitario cuenca 1

Figura 3.7-b

Figura 3.7 b.- Hidrograma de escorrentía de la cuenca 1

Tabla 3.12

Tabla 3.12.- Ordenadas de hidrograma unitario y de esorrentía de la cuenca 2

Figura 3.8 a

Figura 3.8 a.- Hidrograma unitario cuenca 2

Figura 3.8-b

Figura 3.8 b.- Hidrograma de escorrentía de la cuenca 2

Tabla 3.13

Tabla 3.13.- Ordenadas de hidrograma unitario y de escorrentía de la cuenca 3

Figura 3.9 a

Figura 3.9 a.- Hidrograma unitario cuenca 3

Figura 3.9-b

Figura 3.9 b.- Hidrograma de escorrentía de la cuenca 3

3.3. MÉTODO RACIONAL

Es el más común para determinar el escurrimiento en un área dada. Su aplicación se fundamenta en la suposición de ciertas premisas que mejor se ajustan a terrenos urbanizados sin embargo su sencillez y facilidad motivan su uso para zonas rurales (consultar referencia 4).

Su ecuación se deduce de la definición de coeficiente de escorrentía y se expresa de la siguiente manera:

$$Q_E = Q_P = 0.278 \cdot C \cdot I \cdot A \quad \text{ec. 3.9}$$

Donde

Q_E : caudal de escorrentía directa, en m³/seg.

I : intensidad de la lluvia, en mm/hora

A : área de drenaje, en Km²

Al utilizar la formula racional (ecuación 3.9), se supone que Q_E toma un valor igual al caudal máximo Q_P , cuando una lluvia con cierta intensidad I cae sobre un área A por un periodo igual al *Tiempo de Concentración*.

La estimación del caudal pico que produce la cuenca del cerro Colorado y los parámetros fisiográficos necesarios para el mismo se presentan en los pasos de la metodología planteada a continuación.

3.3.1. DESCRIPCIÓN Y APLICACIÓN DEL METODO RACIONAL.

a) TIEMPO DE CONCENTRACION.

Equivale al tiempo que tarda el agua en pasar del punto mas alejado hasta la salida de la cuenca. Naturalmente, el tiempo de concentración t_c depende de la longitud máxima que debe recorrer el agua hasta la salida de la cuenca y la pendiente media del cauce.

Se la puede determinar a través de trazadores o formulas empíricas como la desarrollada por Kirpich.

FÓRMULA DE KIRPICH

Desarrollada a partir de información del SCS en siete cuencas rurales en Tennessee, Estados Unidos, con canales bien definidos y pendientes empinadas (3 a 10%); para flujo superficial en superficies de concreto o asfalto se debe multiplicar t_c por 0.4; para canales de concreto se debe multiplicar por 0.2; no se debe hacer ningún ajuste para flujo superficial en suelo descubierto o para flujo en cunetas.

$$t_c = 0.0078L^{0.77}S^{-0.385} \quad \text{ec. 3.10}$$

en donde:

t_c : Tiempo de concentración (minutos)

L: Longitud del cause principal desde la divisoria de la hoya hasta la salida (pies)

S: Pendiente promedio de la corriente principal (pie/pie)

Evaluando la longitud y la pendiente media del cause en la ecuación 3.10 se obtiene el tiempo de concentración de cada cuenca en análisis. (Ver Tabla 3.14)

Tiempo de Concentración			
KIRPICH	CUENCA #1	CUENCA #2	CUENCA #3
HORAS	0,08	0,22	0,27
MINUTOS	4,74	13,37	16,21

Tabla 3.14.- Tiempo de concentración de cada cuenca a través de la formula de Kirpich

b) INTENSIDAD DE LA LLUVIA EN UN PERIODO IGUAL AL TIEMPO DE CONTENTRACION.

El cálculo de la intensidad considera el pre escogimiento de la magnitud de la lluvia y su período de retorno. Su determinación se realiza a través del análisis estadístico del evento o mediante un modelo matemático.

Para la estimación de la intensidad de lluvia en las cuencas del cerro Colorado se escogió la ecuación de lluvia desarrollada por el Instituto de Investigación de la

Facultad de Ingeniería de la Universidad Católica, IIFIUC porque su cálculo contemplo el procesamiento de un mayor registro pluviográfico (1951-1998) y los valores de intensidad difieren con los proporcionados por las ecuaciones de EMAG en un máximo del 6%. Su modelo se muestra en la ecuación 3.11

$$I = a * Ln(Tc) + b \quad \text{ec. 3.11}$$

Los coeficientes a y b de la ecuación de lluvia varían según el periodo de retorno. En la tabla 3.15 se muestra los valores de a y b para los periodos más comunes.

Coeficientes de la Ecuación de Lluvia		
Tiempo (años)	Coeficientes	
	a	B
2	-20,37	123,38
3	-22,21	135,70
5	-27,12	169,16
10	-31,71	199,41
25	-37,51	237,62
50	-41,81	265,97
100	-46,09	294,16

Tabla 3.15.- Coeficiente a y b para diferente período de retorno

Conociendo los coeficientes a y b de la ecuación de lluvia y el tiempo de concentración [T_c] se evalúa la ecuación 3.11 para obtener la intensidad de lluvia en cada cuenca (Véase tabla 3.16)

Intensidad de Lluvia para diferente periodo de retorno				
Ecuación de Lluvia	Periodo de Retorno	Intensidad de la Lluvia		
		CUENCA #1	CUENCA #2	CUENCA #3
$I = a * Ln(Tc) + b$	2	91,68	70,57	66,64
	3	101,13	78,11	73,82
	5	126,95	98,85	93,62
	10	150,06	117,20	111,08
	25	179,24	140,36	133,13
	50	200,89	157,55	149,49
	100	222,42	174,65	165,76

Tabla 3.16.- Intensidad de Lluvia para diferente periodo de retorno

c) COEFICIENTE DE ESCORRENTIA.

El coeficiente c es una medida de la proporción de la lluvia que se convierte en escorrentía. En un techo de metal casi toda la lluvia se convertirá en escorrentía, de manera que c será casi 1.0, mientras que un suelo arenoso bien drenado, donde las nueve décimas partes de la lluvia penetran en la tierra, el valor de c sería de 0,1.

Es habitual encontrarse con diferentes tipos de área de drenaje dentro de una cuenca en estudio, por lo tanto es necesario establecer un C_{medio} que caracterice a todo el sector en general. A continuación se presenta una secuencia de cálculo para obtener el coeficiente de escorrentía medio.

El primer paso es establecer el porcentaje de área correspondiente al tipo de cobertura que posee el suelo. En la tabla 3.17 denominada Uso de Suelo se presenta los porcentajes de área y la respectiva cobertura vegetal de cada cuenca.

Uso del Suelo			
Cobertura vegetal	Porcentaje del área con este tipo de cobertura vegetal		
	CUENCA # 1	CUENCA # 2	CUENCA # 3
Sin vegetación	39,63%	73,71%	79,73%
	4,4241 Has	20,2644 Has	42,7075 Has
Bosque - Densa Vegetación	60,37%	26,29%	20,27%
	6,7394 Has	7,2264 Has	10,8546 Has
Total	11,1630 Has	27,4909 Has	53,5623 Has

Tabla 3.17.- Porcentaje y el área con el tipo de cobertura para el uso de suelo

El segundo paso es seleccionar idóneamente el coeficiente de escorrentía c de la tabla 3 del apéndice C, considerando el tipo de suelo y la cobertura vegetal. En la tabla 3.18 se muestra los coeficientes de escorrentía seleccionado para el suelo característico del cerro Colorado y su pendiente promedio.

Coeficiente de Escorrentía Parcial			
Cobertura vegetal	Tipo de suelo	Pendiente del Terreno	
		Media(20-5)%	Suave(5-1)%
Sin vegetación	Semipermeable	0,6	0,55
Bosque-Densa vegetación	Semipermeable	0,35	0,3

Tabla 3.18.- Coeficiente de escorrentía parcial de acuerdo a la pendiente del terreno, cobertura vegetal y tipo de suelo

El último paso es determinar el C_{medio} de cada cuenca a través del producto del porcentaje de área y su respectivo coeficiente de escorrentía, como se muestra en la siguiente expresión:

$$C_{medio} = C_1 \times A_1 + C_2 \times A_2 + C_3 \times A_3 + \dots + C_i \times A_i; i = 1, 2, 3, \dots$$

En la tabla 3.19 se muestra el coeficiente de escorrentía promedio de cada cuenca, obtenido al combinar los diferentes factores con la proporción de área que le corresponde.

Coeficiente de Escorrentía medio			
Descripción	CUENCA # 1	CUENCA # 2	CUENCA # 3
Estimación	0,45	0,48	0,5
Pendiente del Terreno	Media(20-5)%	Suave(5-1)%	Suave(5-1)%

Tabla 3.19.- Coeficiente de escorrentía para las micro-cuencas

d) APLICACIÓN DE LA FORMULA BÁSICA.

Una vez conocido cada uno de los parámetros de la fórmula racional, el proceso se finiquita evaluando su ecuación. En la tabla 3.20 se muestra el caudal pico de cada cuenca expresado en litros por segundo. Este caudal fue calculado con un período de retorno de 10 años por ser el tiempo aproximado en que la lluvia registrada el 13 de diciembre se vuelve a presentar.

Caudal de aportaciones de las cuencas en estudio					
Ecuación	Cuenca	Área	Coef. de escorrentía	Intensidad de la Lluvia	Q[ps]
					Pend. Media
2.78 * C * I * A	#1	11.16	0,61	150,06	2838,04
	#2	27.49	0,61	117,2	5468,64
	#3	53.56	0,62	111,08	10248,37

Tabla 3.20.- Caudal aportado por las cuencas con un periodo de retorno de 10 años

3.4. MÉTODO DE CHOW

Este método se aplica a cuencas no urbanas con un área menor de 25 km² y ayuda a obtener el caudal pico de hidrogramas de diseños de alcantarillas y otras estructuras de drenaje pequeñas. El cálculo del gasto pico es sencillo y su ecuación relaciona el gasto pico de un hidrograma unitario con la altura de precipitación efectiva.

$$Q_P = P_e \times q_p \quad \text{ec. 3.12}$$

A continuación se presenta de manera simplificada el proceso de cálculo del caudal pico.

La aplicación de este método requiere que los datos de precipitación estén expresados en forma de curvas IDT o de una ecuación de lluvia, de tal manera que se escoja la intensidad y la duración para un tiempo de retorno adecuado a la lluvia registrada el 13 de diciembre de 1997 por la estación meteorológica Radio Sonda. En la tabla 3.21 se muestra los coeficientes para obtener la intensidad de lluvia en un

período de recurrencia de 9 años, tiempo en que se registra una lluvia de 185.50 mm de altura de precipitación.

$$i = a \times \ln(t_c) + b$$

Intensidad de Lluvia-Periodo de Retorno 9 Años				
Coeficientes		Intensidad-mm/hora		
a	b	Cuenca #1	Cuenca #2	Cuenca #3
-31.707	199.41	150.06	117.20	111.08

Tabla 3.21.- Intensidad de lluvia en mm/hora

En la tabla 3.22 consta la duración efectiva de la lluvia dada en minutos y en horas. Este tiempo fue calculado a través de la expresión $d = P/i$ donde la precipitación P es igual a 185.50 mm de lluvia registrada el 13 de diciembre de 1997 y la intensidad esta dada por los valores presentados en tabla anterior.

Duración de la lluvia		
Cuenca	Duración Efectiva- d_e	
	Minutos	Horas
1	74.19	1.24
2	95.00	1.58
3	100.00	1.67

Tabla 3.22- Duración de la lluvia de 185.55 mm

Conociendo las características de la cuenca y su correspondiente número de curva, se determina la precipitación que produce escorrentía a partir de la ecuación 3.13. Los valores de CN y de precipitación efectiva se muestran en la tabla 3.23

$$P_e = \frac{\left(P - \frac{508}{CN} + 5.08 \right)^2}{P + \frac{2032}{CN} - 20.32} \quad \text{ec. 3.13}$$

Siendo;

P_e : Precipitación efectiva, en mm.

P: Precipitación total, en mm.

CN: Número de escurrimiento, adimensional

Precipitación Efectiva- P_e		
Cuenca	Número de Curva	Precipitación Efectiva
#1	90	155.51
#2	94	167.43
#3	95	170.01

Tabla 3.23.- Precipitación que produce escorrentía según Chow

Chow estableció un factor de reducción de picos Z que relaciona al tiempo t_r que se cumple desde el centro de masa de precipitación al pico del hidrograma y la duración efectiva. Los valores de Z se muestran en la figura 3.10, cuya función esta expresada a través de la curva obtenida del análisis de 60 hidrogramas en 20 cuencas pequeñas de (0.01 a 20 km²) del medio oeste estadounidense.

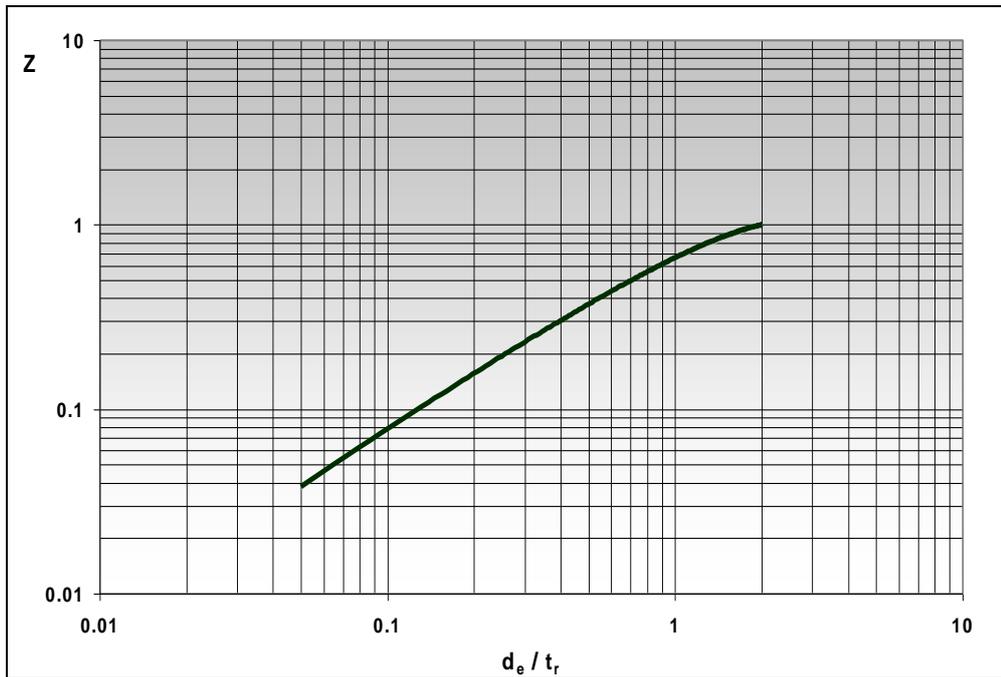


Figura 3.10.- Factor de reducción en función del tiempo de retraso y la duración en exceso

Chow presentó una expresión para el cálculo del tiempo de retraso, la misma que se cita a continuación

$$t_r = 0.005 \left[\frac{L}{\sqrt{S}} \right]^{0.64} \quad \text{ec. 3.14}$$

Siendo;

t_r : Tiempo de retraso, en horas.

L: Longitud del cauce principal, en metros

S: Pendiente del cauce principal, en %

Reemplazando y evaluando en la ecuación 3.14, se obtiene el tiempo que transcurre del centro de masa de la precipitación al pico del hidrograma de cada cuenca, cuyos valores se encuentran en la tabla 3.24.

Tiempo de Retraso		
Cuenca	T _r	
	Minutos	Horas
1	6.61	0.11
2	15.64	0.26
3	18.36	0.31

Tabla 3.24.- Tiempo de retraso en horas y minutos

Calculando el gasto pico que produce el escurrimiento de la lluvia en cada cuenca a través de la ecuación 3.15 citada a continuación obtenemos los valores de caudal cuando la cuenca recibe una precipitación de 185.50 mm de altura de agua en un periodo de retorno de 9 años aproximadamente.

$$Q_p = \frac{0.278 P_e A_c}{d_e} Z \quad \text{ec. 3.15}$$

Siendo;

Q_p: Caudal o gasto pico, en m³/seg.

P_e: Precipitación efectiva, en mm.

d_e: Duración en exceso, en minutos.

A_c: Área de la cuenca, en km².

Z: Factor de reducción pico, adimensional.

En la tabla 3.25, se resume los valores de caudal correspondiente a cada cuenca

Caudal Pico	
Cuenca	Q _p . [m ³ /seg]
1	3.90
2	8.08
3	15.19

Tabla 3.25.- Caudal escurrido de cada cuenca

3.5. CAUDALES DE AGUAS RESIDUALES

El área de estudio tiene un gran potencial de crecimiento urbanístico y actualmente se están desarrollando dos conjuntos habitacionales, la Ciudadela del Magisterio y Urbanización Metrópolis, cuya descarga de aguas residuales previamente tratadas es de 12,21 l/seg. que corresponde a 0.01 m³/seg. (Tabla 3.26)

Estimación de caudal en áreas de proyección urbanística

En la cuenca #1 y #3 donde se ubica el campamento de la compañía constructora de la autopista y la cantera de materiales respectivamente, se ha reconfigurado el suelo con el propósito de crear proyectos habitacionales. Considerando esta área y el caudal que aporta las ciudadelas se tiene la cantidad de aguas residuales que se necesita evacuar.

Caudal de Aguas Residuales					
Descripción	Área	Densidad poblacional	Dotación	Caudal	
	Has	hab./has	l/hab./día	L/seg.	m ³ /seg.
Ciudadela del Magisterio	12,91	170	200	8,13	0,01
Urbanización Metrópolis	7,35	150	200	4,08	0,00
Zona baja-Cuenca #1	4,49	160	200	2,66	0,00
Zona baja-Cuenca #3	42,73	160	200	25,32	0,03
Total				40,19	0,04

Tabla 3.26.- Caudal de aguas residuales con un coeficiente de retorno del 80%

3.6. SELECCIÓN DEL CAUDAL DE DISEÑO

Después de haber efectuado las metodologías para cuantificar el escurrimiento de una tormenta de diseño se procede a la selección de los caudales haciendo uso de criterios ingenieriles en la comparación de los resultados.

La selección obedeció de la semejanza de los valores, de la realidad, y del proceso usado para obtenerlos. Se dio mayor valor al procedimiento que contempló la mayor parte de la información obtenida en campo y se desestimó el caudal de aguas residuales.

Enfocándose en estos puntos, en la tabla 3.27 se resume los caudales obtenidos con las metodologías antes expuestas y los seleccionados, además se muestra el área y el caudal unitario de cada cuenca.

Resumen de Caudales [m³/seg.]				
Métodos	Cuenca #1	Cuenca #2	Cuenca #3	
Hidrograma Sintético SCS	10,64	16,57	30,59	
Racional	2,84	5,47	10,25	
Ven Te Chow	3,90	8,08	15,19	
Área de la cuenca [km ²]	0,11	0,27	0,54	
Caudal seleccionado	3,90	8,08	15,19	
Caudal unitario	m ³ /seg./km ²	34,96	29,40	28,36
	lt/seg./m ²	349,62	293,97	283,57

Tabla 3.27.- Resumen de caudales.- caudal seleccionado y caudal unitario

CAPITULO 4

4. ESTUDIO DE LAS ALCANTARILLAS EXISTENTE EN LA AUTOPISTA.

Las alcantarillas de drenaje son estructuras hidráulicas que sirven para desalojar el agua producida por el escurrimiento de la lluvia en una planicie cuando su flujo es interrumpido por algún terraplén. Su capacidad depende de la altura de agua a la entrada y a la salida, del caudal que aporta cada área y de las condiciones de entrada.

El propósito de este capítulo, es determinar la capacidad de descarga y el tipo de flujo que se presenta en cada alcantarilla. Para su efecto se utiliza

ábacos y tablas que simplifican el proceso de cálculo, además se aplican ciertas metodologías para conocer el perfil del flujo dentro del barril.

4.1. Determinación del caudal para cada alcantarilla

El caudal de diseño se obtuvo multiplicando el área de influencia (en porcentaje) y el caudal de la cuenca a la que corresponde la alcantarilla. En la tabla 4.1 se presenta este cálculo junto con el caudal de descarga de cada alcantarilla, mientras que la figura 4.1 muestra la distribución y el área tributaria de cada una.

Distribución del Caudal en la Cuenca					
CUENCA #1	3,90 m3/seg.	100,00%	00+820	3,90 m3/seg.	7,24m3/seg.
CUENCA #2	8,08 m3/seg.	41,39%		3,34 m3/seg.	
CUENCA #2	8,08 m3/seg.	58,61%	01+420	4,74 m3/seg.	8,46m3/seg.
CUENCA #3	15,19 m3/seg.	24,54%		3,73 m3/seg.	
CUENCA #3	15,19 m3/seg.	20,35%	01+700	3,09 m3/seg.	3,09 m3/seg.
CUENCA #3	15,19 m3/seg.	17,48%	01+960	2,66 m3/seg.	2,66 m3/seg.
CUENCA #3	15,19 m3/seg.	37,63%	02+150	5,72 m3/seg.	5,72 m3/seg.

Tabla 4.1.- Área de Aportación.-Consta el caudal pico y la alcantarilla de las cuencas

4.2. Altura de agua a la entrada (Hw)

Dentro del diseño de alcantarillas existen ciertas condiciones preponderantes. Las características básicas del flujo y la geometría de los canales tanto aguas arriba como aguas abajo, da un mejor discernimiento para la selección y el dimensionamiento de la

alcantarilla, mientras que la altura del agua a la entrada limita la capacidad del ducto.

En este análisis se han definido dos valores de cabeza de agua a la entrada con el fin de conocer la descarga inicial y máxima de cada alcantarilla cuando se presente la precipitación de diseño. El primer valor es la altura de la creciente aguas arriba y el segundo es la altura del muro de contrafuerte.

La altura de la creciente aguas arriba será determinada mediante una prueba de ensayo y error, la cual consiste en calcular el factor derecho de la ecuación 4.1 a partir de los datos mencionados en la tabla 4.2.

$$ARh^{\frac{2}{3}} = \frac{nQ}{\phi\sqrt{S}} \quad \text{Ec. (4.1)}$$

Luego se asume un valor [y] y se calcula el factor de sección, se realiza varios tanteos hasta que el valor calculado de $ARh^{\frac{2}{3}}$ sea similar a $nQ/\phi\sqrt{S}$, este valor [y] que satisface la igualdad (4.1) se lo conocerá como tirante normal.

En la tabla 4.2 se muestra las características y la geometría del canal natural a donde el agua escurre de manera laminar. También se exponen las vistas en planta y frontal de la bocatoma y el difusor de cada alcantarilla, además se presenta la longitud, pendiente y posición de los tubos instalados. La geometría junto con las medidas del canal y la bocatoma de cada alcantarilla se expone a mayor escala en el plano 4 adjunto a este análisis.

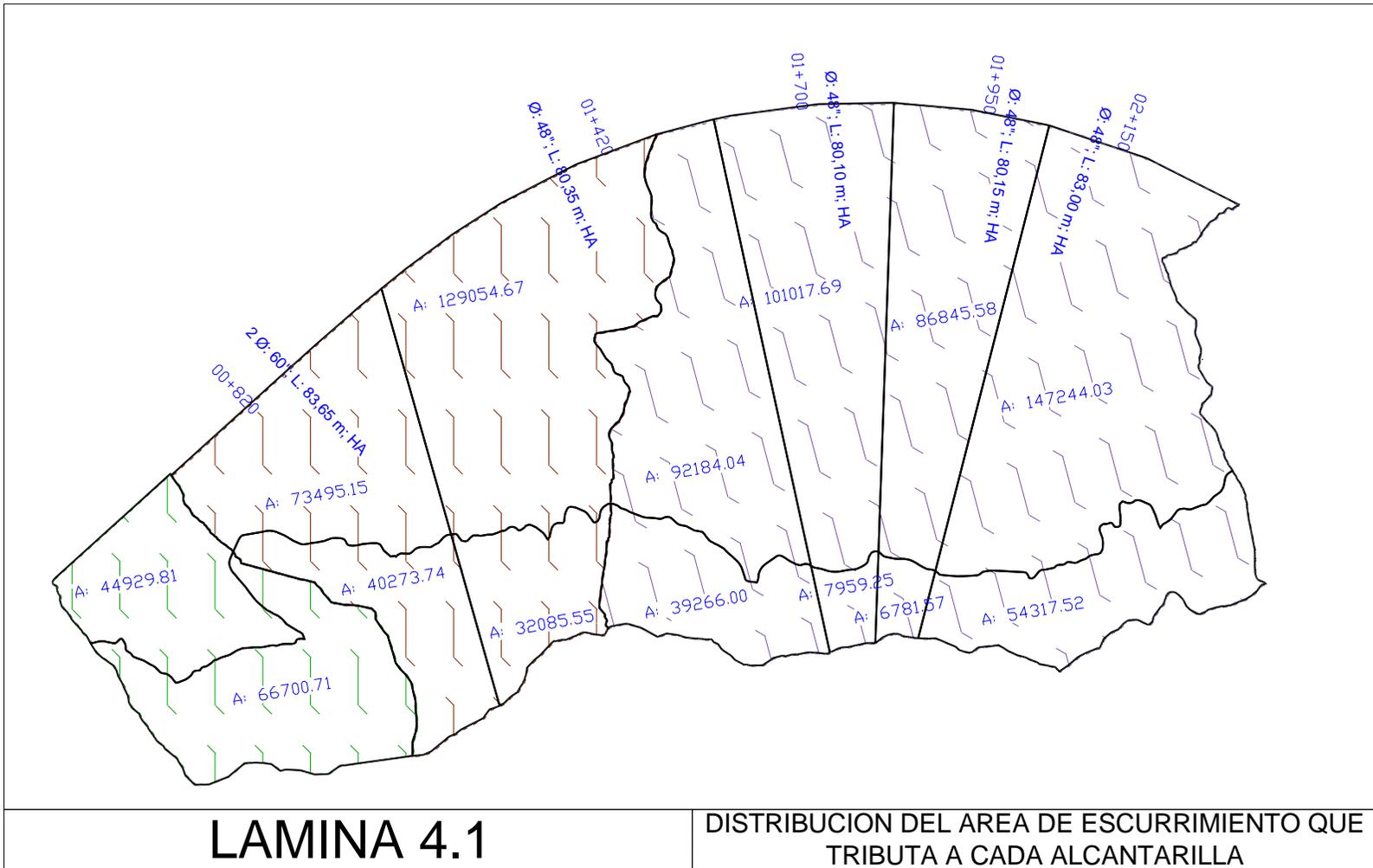


Figura 4.1.- Distribución del área de escurrimiento que tributa a cada alcantarilla

ALCANTARILLA EN LA ABSCISA 0+820		
CARACTERIZACION DEL CANAL NATURAL		
CANAL NATURAL		
<u>CORTE B-B'</u>		
<p>Talud 1:1</p> <p>4,5</p> <p>2,6</p> <p>45°</p>	<p>Coef. de rugosidad: Excavado con pala - con arbustos</p> <p>Secc. transversal: Variante CORTE BB' - CORTE CC'</p>	
<u>CORTE C-C'</u>		
<p>Talud 1:1</p> <p>1,82</p> <p>4°</p>		
Pendiente: 0.0038		
SECCION TRANSVERSAL DE ALCANTARILLA		
<u>ENTRADA</u>		
<p>Ø1,5</p>		
Longitud: 83,65 m		
Pendiente: 0.02		
ENTRADA: ALCANTARILLAS DE ARISTAS CUADRADAS		

Tabla 4.2.- (a) Geometría de la sección transversal y longitudinal del canal natural; condiciones de entrada a la alcantarilla abscisa 0+820

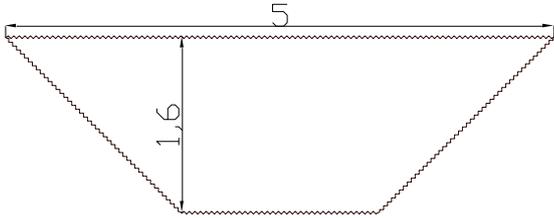
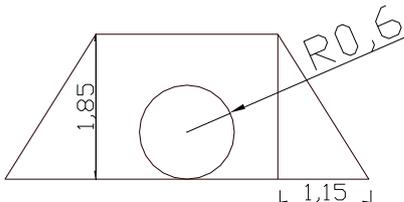
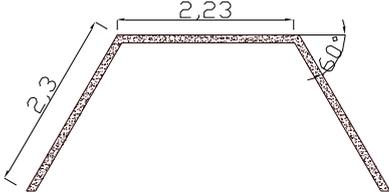
ALCANTARILLA EN LA ABSCISA 1+420	
CARACTERIZACION DEL CANAL NATURAL	
<p><u>CORTE B-B'</u></p> 	<p>Coef. de rugosidad: Canales sin mantenimiento - arbustos sin cortar tan altos como el flujo</p> <p>Pendiente: 0.014</p> <p>Talud 1:1</p> <p>Base: 1.8 m</p>
SECCION TRANSVERSAL DE ALCANTARILLA	
<u>BOCATOMA</u>	
<p><u>FRONTAL</u></p> 	<p><u>PLANTA</u></p> 
<p>Longitud: 80,35 m</p> <p>Pendiente: 0.006</p>	
ENTRADA: MUROS DE ALAS – ALCANTARILLAS DE ARISTAS CUADRADAS	

Tabla 4.2.- (b) Geometría de la sección transversal y longitudinal del canal natural; condiciones de entrada a la alcantarilla abscisa 1+420

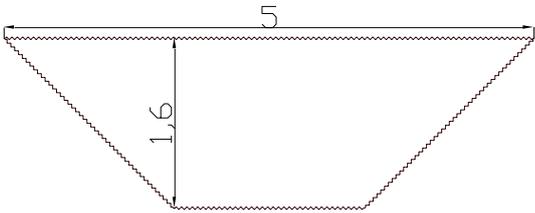
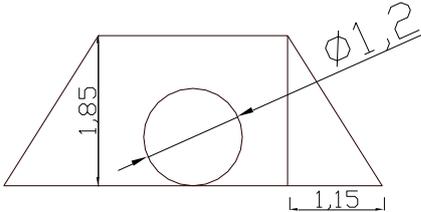
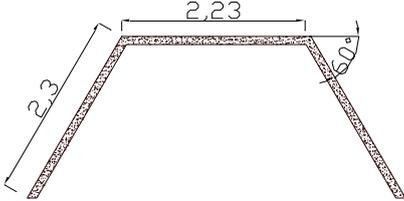
ALCANTARILLA EN LA ABCISA 1+700	
CARACTERIZACION DEL CANAL NATURAL	
<p><u>CORTE B-B'</u></p> 	<p>Coef. de rugosidad: Canales sin mantenimiento - pastos y arbustos sin cortar - fondo limpio, arbustos en los lados</p> <p>Pendiente: 0.004 Talud 1:1 Base: 1.8 m</p>
SECCION TRANSVERSAL DE ALCANTARILLA	
<u>BOCATOMA</u>	
<p><u>FRONTAL</u></p> 	<p><u>PLANTA</u></p> 
<p>Longitud: 80,10 m Pendiente: 0.009</p>	
ENTRADA: MUROS DE ALAS – ALCANTARILLAS DE ARISTAS CUADRADAS	

Tabla 4.2.- (c) Geometría de la sección transversal y longitudinal del canal natural; condiciones de entrada a la alcantarilla abscisa 1+700

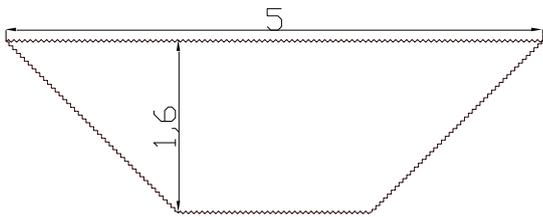
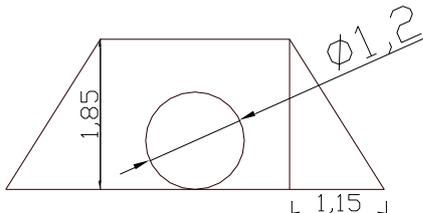
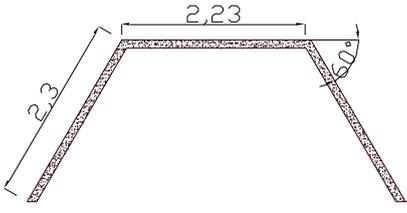
ALCANTARILLA EN LA ABSCISA 1+960	
CARACTERIZACION DEL CANAL NATURAL	
<p><u>CORTE B-B'</u></p> 	<p>Coef. de rugosidad: Canales sin mantenimiento - pastos y arbustos sin cortar - fondo limpio, arbustos en los lados</p> <p>Pendiente: 0.026</p> <p>Talud 1:1</p> <p>Base: 1.8 m</p>
SECCION TRANSVERSAL DE ALCANTARILLA	
<u>BOCATOMA</u>	
<p><u>FRONTAL</u></p> 	<p><u>PLANTA</u></p> 
<p>Longitud: 80,15 m</p> <p>Pendiente: 0.001</p>	
ENTRADA: MUROS DE ALAS – ALCANTARILLAS DE ARISTAS CUADRADAS	

Tabla 4.2.- (d) Geometría de la sección transversal y longitudinal del canal natural; condiciones de entrada a la alcantarilla abscisa 1+960

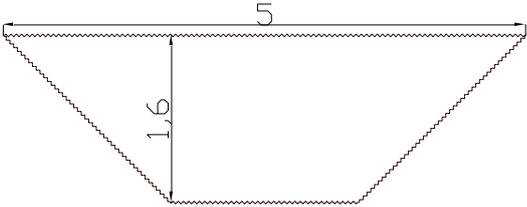
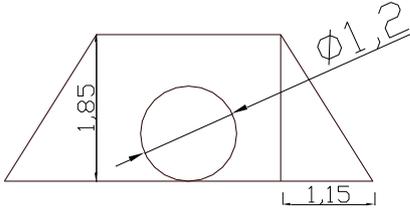
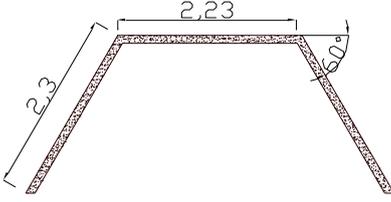
ALCANTARILLA EN LA ABCISA 2+150	
CARACTERIZACION DEL CANAL NATURAL	
<p><u>CORTE B-B'</u></p> 	<p>Coef. de rugosidad: Canales sin mantenimiento - pastos y arbustos sin cortar - fondo limpio, arbustos en los lados</p> <p>Pendiente: 0.027</p> <p>Talud 1:1</p> <p>Base: 1.8 m</p>
SECCION TRANSVERSAL DE ALCANTARILLA	
<u>BOCATOMA</u>	
<p><u>FRONTAL</u></p> 	<p><u>PLANTA</u></p> 
<p>Longitud: 83.00 m</p> <p>Pendiente: 0.001</p>	
ENTRADA: MUROS DE ALAS – ALCANTARILLAS DE ARISTAS CUADRADAS	

Tabla 4.2.- (e) Geometría de la sección transversal y longitudinal del canal natural; condiciones de entrada a la alcantarilla abscisa 2+150

De acuerdo a los datos expuestos en las tablas y evaluando las ecuaciones descritas en el proceso para el cálculo aproximado del tirante normal del canal natural, se obtuvo los siguientes resultados.

Altura de agua a la entrada (H_w)		
Alcantarilla	Tirante Normal Canal Natural (m)	Altura del muro protector (m)
00+820	1,16	2,34
01+420	1,73	1,85
01+700	1,11	1,85
01+960	1,15	1,85
02+150	1,69	1,85

Tabla 4.3.- Altura del cauce, aguas arriba de la alcantarilla

4.3. Flujo en alcantarillas

Las alcantarillas se diseñan para que operen a superficie libre y en condiciones críticas dependiendo de los patrones denotados anteriormente. Haciendo uso de estos patrones de flujo, Hee (1969) dividió los tipos de flujo en dos clases con cuatro categorías cada una. Las dos clases las denominó flujo con entrada sumergida y entrada a superficie libre y estableció una relación que permite definir si la entrada de la alcantarilla está o no sumergida. Dicha relación se denota a continuación:

$$H_1 - z_{ent} \leq 1.2D$$

Siendo,

H_1 : Energía total a la entrada

z : Nivel del lecho a la entrada

D : Altura del barril

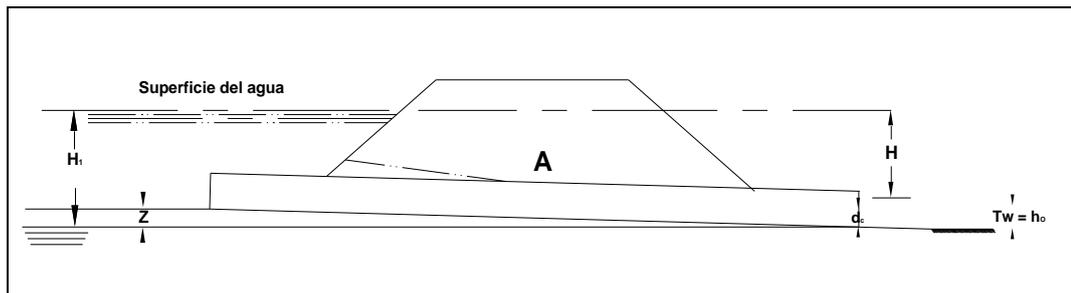


Figura 4.2.- Alcantarilla estándar- Flujo a superficie libre

En el artículo anterior se definió dos alturas de agua a la entrada, la primera se obtuvo del tirante normal del canal natural que en la mayoría de los casos es menor a $1.2 D$ y por tanto el flujo a la entrada es a superficie libre, mientras que en otras el nivel del agua supera a la corona del barril en más del 20% de su diámetro es decir es mayor a $1.2D$ lo que correspondería a una entrada sumergida.

El funcionamiento de la alcantarilla depende de la altura de la superficie del agua dentro del barril también conocido como tirante normal. Mediante este valor se puede establecer si la alcantarilla trabaja o no a presión.

La valoración del tirante y la pendiente crítica cuando el flujo dentro del barril no es a presión, ayuda a seleccionar el régimen del agua dentro

de la alcantarilla entre subcrítico o supercrítico y ha establecer una posible ubicación de la sección de control.

Tanto el tirante normal como el crítico pueden ser determinados a través de ábacos o cálculos, el primero se lo obtuvo determinando el factor de sección dividido para el diámetro de la alcantarilla, luego este valor se lo llevó a la grafica para el cálculo del tirante normal adjuntado al apéndice 4-1. La profundidad crítica fue determinada a través de la expresión (4.2) y corroborada a través de los ábacos publicados en el compendio #3 de la Transportation Research Board National Academy of Sciences que trata sobre las estructuras de drenaje incluido en el apéndice correspondiente a este capítulo.

$$Tirante _ crítico = D \left(\frac{0.339 \times D}{D^{2.5}} \right)^{0.517} \quad \text{Ec. (4.2)}$$

Los valores de tirante normal y crítico se los encuentran en la tabla 4.4, la misma que se presenta a continuación.

Tirante Normal y Crítico				
Alcantarilla	Diámetro (m)	Caudal (m ³ /seg.)	Tirante Normal (m)	Tirante Critico (m)
0+820	1,5	3,62	0,45	0,99
1+420	1,2	8,463	No definido	No definido
1+700	1,2	3,091	0,8	0,97
1+960	1,2	2,655	No definido	0,90
2+150	1,2	5,716	No definido	No definido

Tabla 4.4- Profundidad normal y crítica en el barril

Nota: Las profundidades normal y critica donde se cita la frase “no definido”, se debe a que el diámetro de la alcantarilla es insuficiente y en cuyo caso los datos ingresados no se ajustan a la curva correspondiente, sin embargo esta razón no justifica la incapacidad de descarga de una alcantarilla.

Luego del cálculo de la profundidad crítica se determinó la pendiente y el tipo de flujo que se presenta dentro del barril evaluando la ecuación 4.3, donde $Rh^{2/3}$ se calcula a partir de la altura de agua para régimen crítico.

$$Pendiente - crítica = \left(\frac{n * Q}{a * Rh^{2/3}} \right)^2 \quad \text{Ec. (4.3)}$$

Los resultados del cálculo de la pendiente normal [S_o] y crítica [S_c] de cada alcantarilla y el tipo de flujo se muestran en la tabla 4.5.

Pendiente de Batea y Critica del Barril			
Alcantarilla	S_c	S_o	Tipo de flujo
0+820	0,009	0,020	Flujo supercrítico
1+420	-	0,006	Flujo a presión
1+700	0,009	0,009	Flujo supercrítico
1+960	0,025	0,001	Flujo Subcrítico
2+150	-	0,009	Flujo a presión

Tabla 4.5- Pendiente normal - crítica y tipo de flujo

De acuerdo a las características del caudal en alcantarillas modelos se pudo seleccionar el patrón de flujo al que se asemeja la operación de las alcantarillas instaladas en la Autopista. Estos patrones de flujo junto con sus características se detallan a continuación:

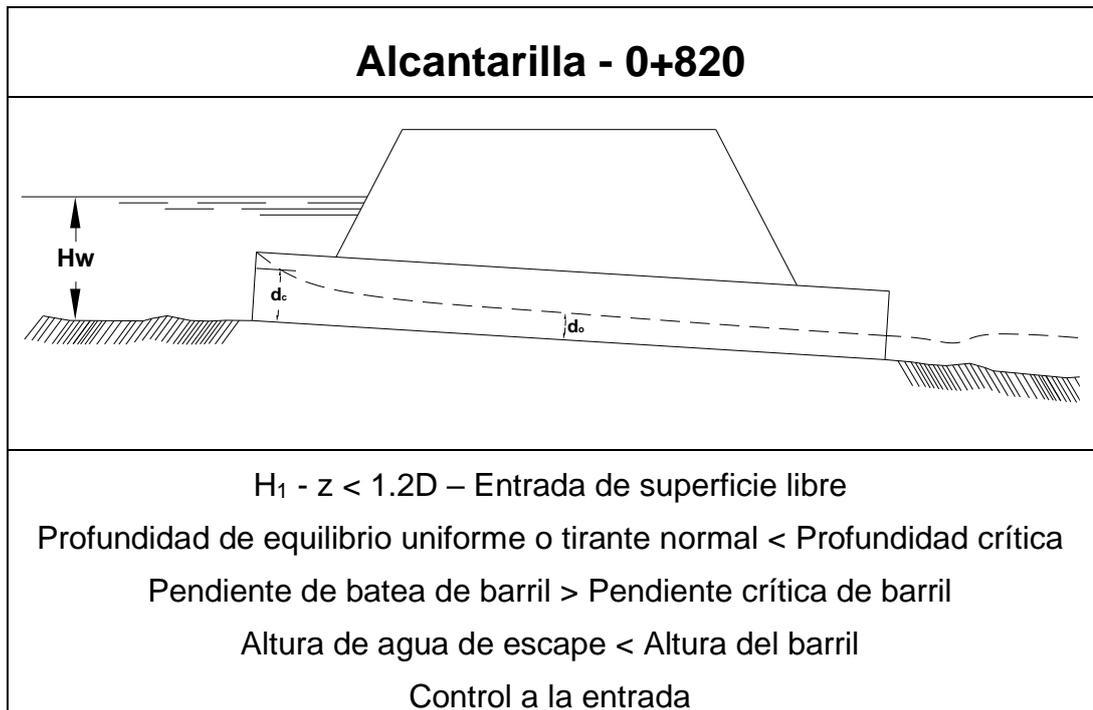


Figura 4.3 (a).- Alcantarilla estándar.- Patrón y características básicas del flujo en la abscisa 0+820

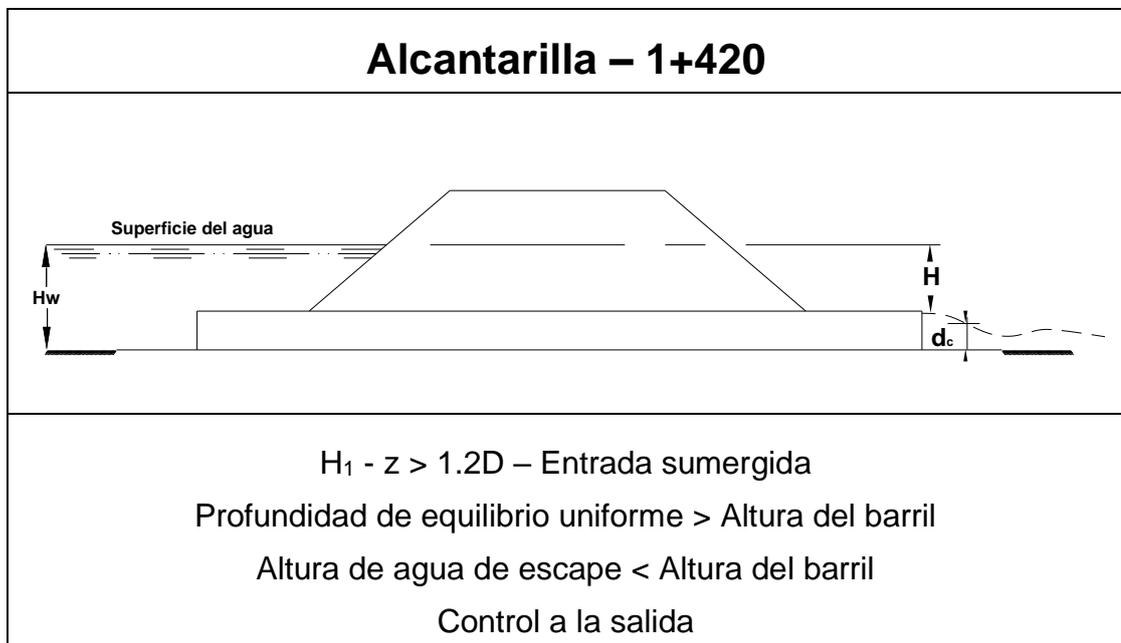


Figura 4.3 (b).- Alcantarilla estándar.- Patrón y características básicas del flujo en la abscisa 1+420

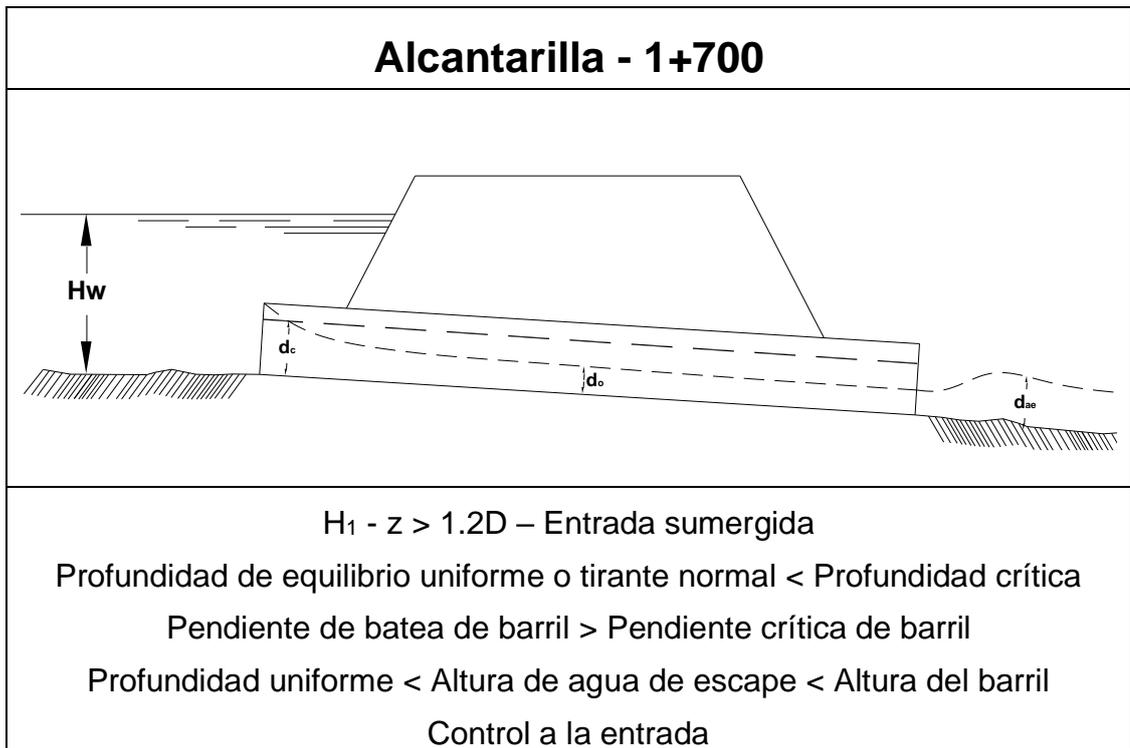


Figura 4.3 (c).- Alcantarilla estándar.- Patrón y características básicas del flujo en la abscisa 1+700

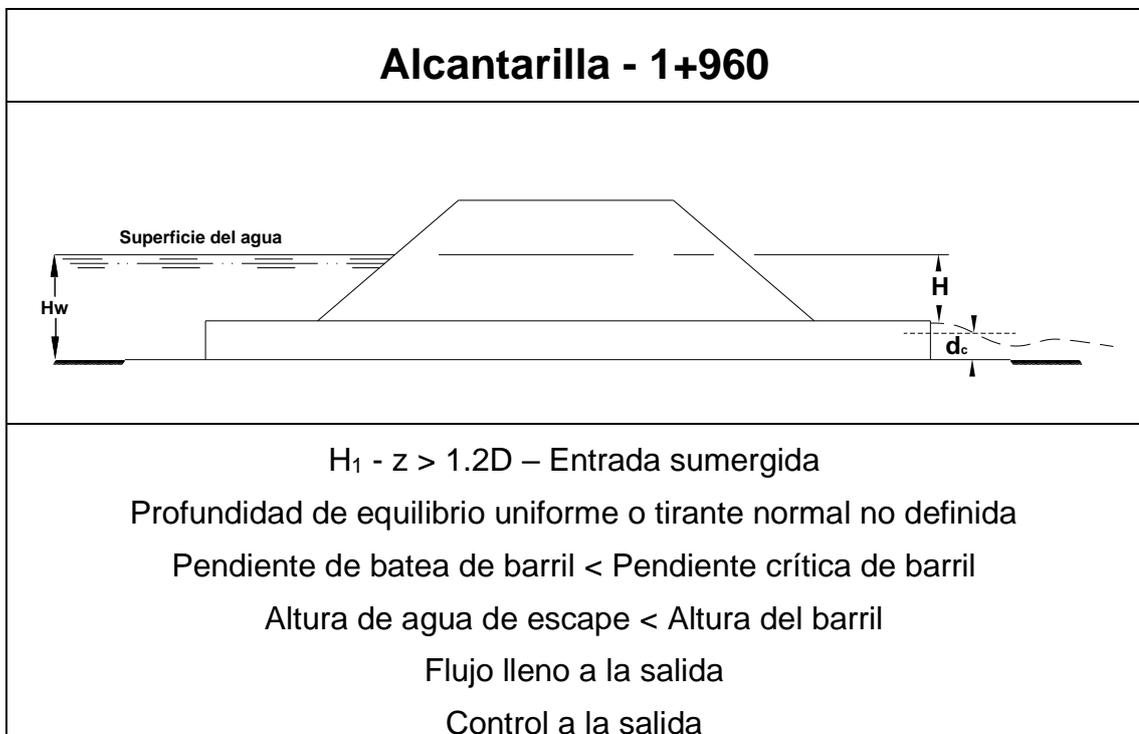


Figura 4.3 (d).- Alcantarilla estándar.- Patrón y características básicas del flujo en la abscisa 1+960

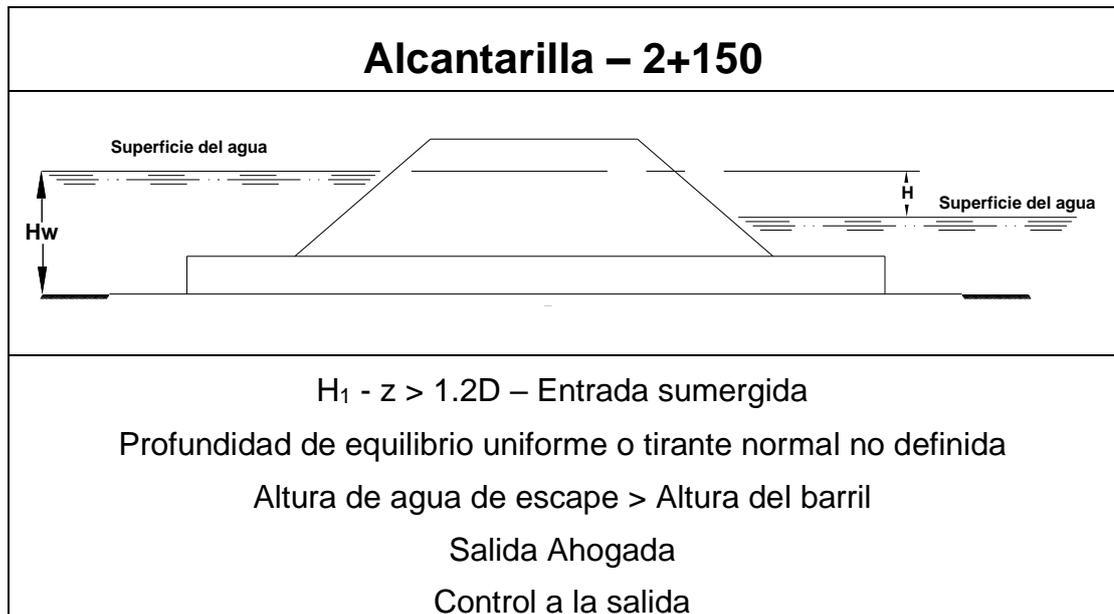


Figura 4.3 (e).- Alcantarilla estándar.- Patrón y características básicas del flujo en la abscisa 2+150

Para determinar la capacidad de la alcantarilla, se evaluó los dos valores de energía total aguas arriba (H_w) con control a la entrada y a la salida en los nomogramas publicados por la U.S. Bureau of Public Road.

4.4. Determinación de la capacidad de la alcantarilla

El U.S. Bureau of Public Road publicó varios nomogramas que permiten calcular la energía total aguas arriba cuando el flujo es con control a la entrada (La altura inicial en el barril es cercana a la altura crítica) y cuando es con control a la salida (La altura a la salida del barril es cercana a la altura crítica).

La selección de los ábacos depende de dos características básicas:

- Tipo de Alcantarilla
 - o Circular
 - o Cajón
 - o Oval
- Material de Alcantarilla
 - o Concreto; $n = 0.012$
 - o Metal corrugado.

Para el uso de estos nomogramas es necesario conocer inicialmente ciertos datos, los cuales se enumeran a continuación

- Caudal de descarga
- Longitud de alcantarilla
- Pendiente de alcantarilla
- Forma de entrada y tipo de estructura(perdidas a la entrada)
- Altura de agua a la entrada y a la salida.

El uso de los nomogramas consiste en seleccionar la mayor altura de agua a la entrada (H_w) cuando el control es a la entrada o cuando es el control a la salida. Esta altura de agua es la energía total aguas

arriba necesaria para que la alcantarilla desaloje cierto caudal Q bajo ciertas condiciones preestablecidas. Si en el medio físico no es posible esta carga de agua (H_w), entonces la capacidad de la alcantarilla será limitada.

En la siguiente tabla de resultados se muestra la altura de agua a la entrada, el caudal que descarga la alcantarilla y la ubicación de la sección de control.

Caudal de descarga					
Abscisa	Energía Total Aguas Arriba		Coef. de entrada [Ke]	Caudal [Q] (m ³ /seg.)	Descripción
	Control a la entrada (m)	Control a la salida (m)			
0+820	1,16		0,5	1,82	Secc. de control a la ent.
	1,65 *				
1+420	1,73		0,5	2,02	Secc. de control a la sal.
	1,85 *	1,76–1,85 *			
1+700	1,1		0,5	1,82	Secc. de control a la ent.
	1,80 *	1,64			
1+960	1,15		0,5	1,82	Secc. de control a la sal.
	1,56	1,85 *			
2+150	1,69		0,5	2,94	Secc. de control a la sal.
	1,85	1,76–1,85 *			

Tabla 4.6- Energía total aguas arriba y el caudal de descarga de cada alcantarilla.

4.5. Muros de ala

Las estructuras construidas a la entrada y a la salida de una alcantarilla no solo sirven para proteger el terraplén de la erosión, sino también para mejorar sus características hidráulicas.

Existen varios tipos de muros y su selección depende de la utilidad y las condiciones que se presentan en el sitio. De esta variedad se puede enunciar las siguientes:

El muro final recto es usado en alcantarillas pequeñas con pendientes leves y cuando el flujo del agua y el barril están alineados; si se desea realizar un cambio brusco en la dirección del escurrimiento, el muro final en L es lo óptimo; si el caudal debido al escurrimiento es grande, entonces es preferible usar aleros alabeados, tratando que el ángulo de alabeo sea con respecto al eje de la corriente de llegada y por último los muros en forma de U que resultan siendo los menos eficientes de todos los anteriores y tiene como única ventaja el costo por construcción.

Los aleros de los muros de aleta a la entrada y a la salida de una alcantarilla, deben ser alabeados lo suficientemente para conseguir que la corriente desde la alcantarilla se pegue a los muros de transición.

Determinación del ángulo de alabeo

Izzard sugirió una expresión matemática para determinar el ángulo de transición en forma aproximada. Esta expresión relaciona a la velocidad media del flujo y la altura del agua en el barril.

$$\tan \beta = \frac{1}{2N_F} = \frac{2.85\sqrt{d}}{V} \quad \text{Ec. (4.3)}$$

Siendo:

N_F : Número de Froude.

d : Tirante del escurrimiento.

V : Velocidad media.

β : Ángulo de alabeo

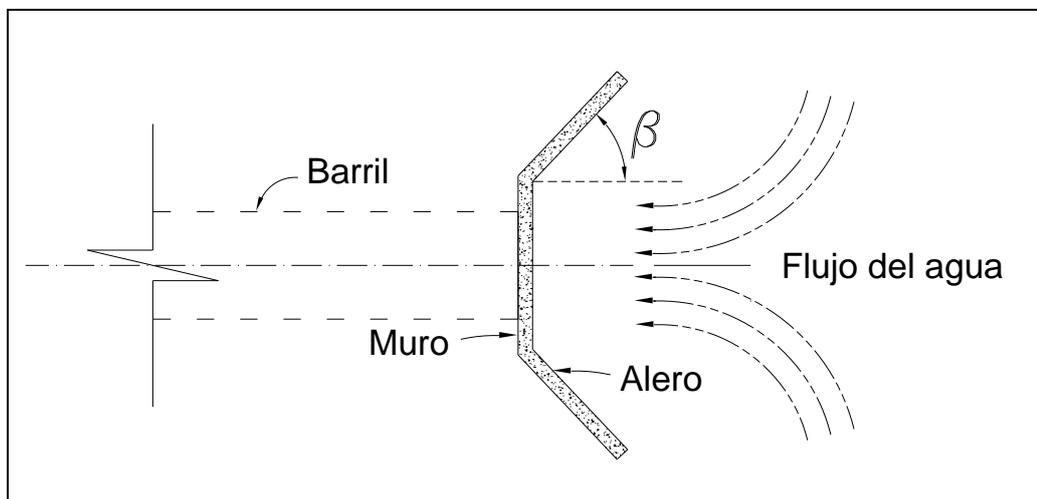


Figura 4.4.- Ángulo de alabeo [b]

La velocidad media de las alcantarillas se obtuvo mediante el método *paso a paso* para aquellas que tenían la sección de control en la entrada, mientras que las alcantarillas con sección de control a la salida se las calculó dividiendo el caudal para el área mojada Q/A debido a que el tirante calculado era similar al diámetro del barril.

La velocidad media en cada alcantarilla y el método usado para su obtención se presenta en la tabla 4.7.

Velocidad Media				
Alcantarilla	Diámetro (m)	Caudal [Q] (m³/seg.)	Velocidad media (m/seg.)	Descripción
0+820	1.5	3.82	4.59	Método paso a paso
1+420	1.2	3.08	2.72	Flujo a sección llena
1+700	1.2	3.09	3.22	Método paso a paso
1+960	1.2	2.66	2.35	Flujo a sección llena
2+150	1.2	3.24	2.86	Flujo a sección llena

Tabla 4.7- Velocidad media mediante el método de paso a paso y del flujo a sección llena

La secuencia y las iteraciones necesarias para el cálculo del perfil del flujo de las alcantarillas ubicadas en la abscisa 0+820 y 1+700 empleando el método paso a paso se muestran en las tablas 4.8 y 4.9, mientras que el diagrama con las líneas de energía, normal, crítica y superficie del agua para cada alcantarilla se exhiben en la figura 4.5 y 4.6

**Tabla 4.8- Hoja de calculo para la obtención del perfil del flujo de la abscisa 0+820
mediante el método del paso a paso**

Figura 4.5.- Perfil del flujo de la abscisa 0+820.- Línea de energía, el nivel de la profundidad normal, crítica y de la superficie del agua

**Tabla 4.9- Hoja de calculo para la obtención del perfil del flujo de la abscisa 1+700
mediante el método del paso a paso**

Figura 4.6.- Perfil del flujo de la abscisa 1+700.- Línea de energía, el nivel de la profundidad normal, crítica y de la superficie del agua

Una vez conocida la velocidad media, es posible calcular el número de Froude para establecer el estado del flujo de las alcantarillas que trabajan a superficie libre y calcular el ángulo de alabeo de los aleros a través de la ecuación 4.3. La tabla 4.9 muestra la altura de agua a la salida del barril, la velocidad media, el número de Froude y el ángulo de alabeo.

Angulo de alabeo [β]				
Alcantarilla	Tirante de escurrimiento	Velocidad media (m/seg.)	Número de Froude [NF]	Angulo de alabeo β
0+820	0.69	4.59	1.77	16 °
1+420	1.20	2.72	-	-
1+700	0.95	3.22	1.06	25 °
1+960	1.20	2.35	0.69	36 °
2+150	1.20	2.86	-	-

Tabla 4.9- Número de Froude.- Ángulo de alabeo con respecto al eje del barril

CAPITULO 5

5. ANÁLISIS Y DISCUSIÓN DE RESULTADOS

El análisis se realiza a 900 metros de vía aproximadamente, va desde la abscisa 0+450 a la 1+350 de la Autopista Terminal Terrestre-Pascuales. La superficie de estudio alcanza el kilómetro cuadrado y esta dividido en tres cuencas. Para una mejor comprensión este capítulo se lo ha desarrollado en tópicos, considerando el orden de los temas tratados anteriormente.

Variación del tiempo de concentración con respecto a ciertos parámetros fisiográficos

El relieve de la zona en estudio se caracteriza por ser plano ya que las pendientes medias no sobrepasan al 3%. Si se considera este tipo de relieve y que la pendiente es inversamente proporcional al tiempo de concentración, se puede preestablecer que la cuenca #2 por poseer una pendiente (0.217) menor a las otras, tenga un tiempo de concentración (13.37 minutos) grande, sin embargo el desarrollo de expresiones matemáticas para su valoración, no solo relacionan el desnivel en el sitio, sino también la longitud del máximo recorrido que realiza una gota de agua al pasar por la cuenca, lo cual justifica un mayor tiempo de concentración en la cuenca #3 (16.21 minutos) en comparación a las otras. Ver tabla 5.1

Tiempo de Concentración			
Cuenca	Pendiente	Long. Máx. Recorrido (Km.)	Fórmula de Kirpich (min.)
1	0.246	0,411	4.74
2	0.217	1,004	13.37
3	0.224	1,021	16.21

Tabla 5.1. Relación Pendiente – Longitud de recorrido – Tiempo de concentración

Otro parámetro importante es el factor de forma que permite conocer la rapidez con que el agua llega al cauce principal. Uno de los índices más conocidos que expresa la forma de la cuenca, es el índice de compacidad o coeficiente de Gravelius, el cual esta estrechamente

relacionado con el tiempo de concentración, ya que las cuencas redondeadas como el caso de la cuenca #1 tienen un tiempo de concentración menor a las que por su morfología son alargadas. En la tabla 5.1 se puede observar esta variación. El factor de forma también sirve como un indicador de tendencias a las crecidas, ya que las cuencas con factor de forma menor a uno, tienen menor posibilidad de tener una precipitación intensa simultáneamente sobre toda su extensión que en un área de igual tamaño pero con un factor de forma grande. Las cuencas #2 y #3 por tener una forma oval-oblonga (ver plano 2 en apéndice E) son un poco más alargadas que la cuenca #1 y por tanto los gastos pico son más atenuados. Una manera de explicar y observar este hecho, es considerar a modo de ejemplo una superficie de igual magnitud en todas las cuencas como se aprecia en la figura 5.1. Sin embargo las variaciones de superficie hacen que los gastos picos crezcan proporcionalmente. Figura 5.2.

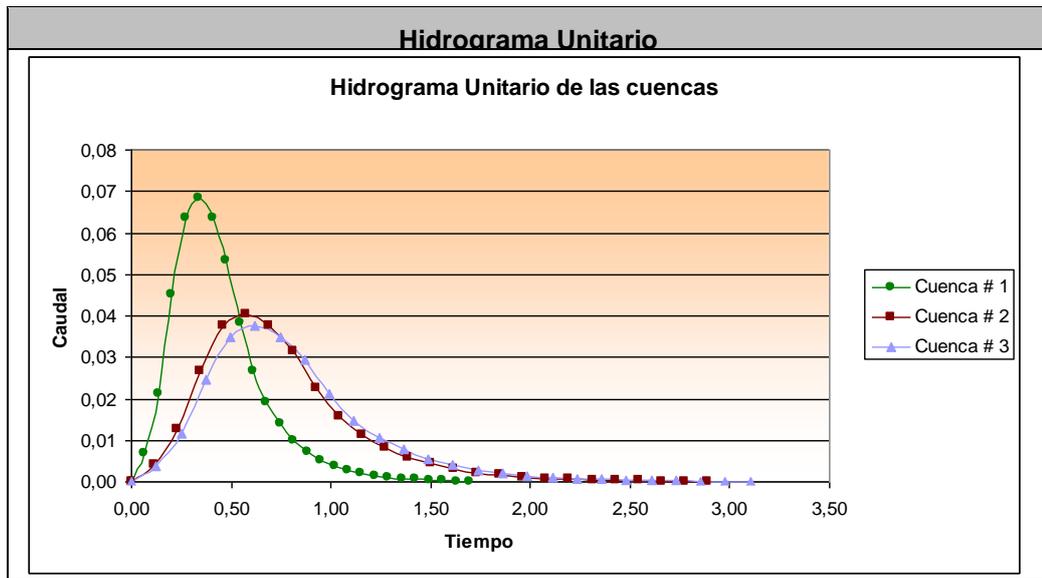


Figura 5.1.- Gastos picos en Cuencas con áreas de igual magnitud

Se ha tomado como referencia el área de la cuenca #1 para mostrar como varían los Gastos picos en las otras cuencas que tienen forma alargada y con tiempo de concentración mas prolongado.

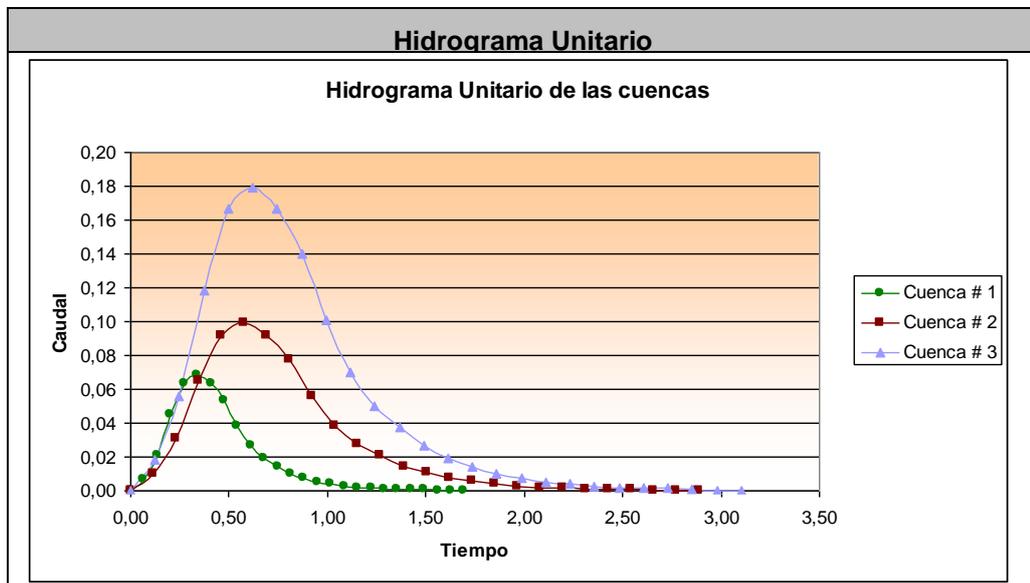


Figura 5.2.- Gastos pico de las cuencas en estudio.

Aunque en el estudio realizado al sistema de drenaje de la antigua y actual disposición del terreno, se especifica que la infiltración en el medio es mayor cuanto menor sea el número de tributarios que posee los cauces, las variaciones de caudal en las cuencas 2 y 3 no son considerables ya que es posible que el suelo presente una menor relación de poros.

Estadística de datos hidrológicos

En este capítulo se ajustaron las máximas precipitaciones diarias anuales a una distribución de probabilidad, con el propósito de determinar el período de retorno del mayor evento registrado el año noventa y siete. Aunque este ajuste considera una prueba de bondad, para establecer la distribución que mejor se aplique a los datos, se decidió evaluar todas las funciones estudiadas para comparar los resultados y cuantificar la variación. El cumplimiento de este propósito permitió dilucidar que la función que mejor se acomoda a los datos y las restantes no varía en más del 10 % en su periodo de retorno, por tanto no es imperioso el uso de ella. En la tabla 5.2 se aprecia el periodo de retorno al evaluar todas las funciones estudiadas y su variación con respecto a la Pearson tipo III.

Variación del Periodo de Retorno		
Distribución	Periodo de Retorno	Variación
Gumbel Tipo I	8,18	5%
Normal	7,84	9%
Log-Normal	7,99	7%
<i>Pearson Tipo III</i>	8,59	Base
Log-Pearson Tipo III	8,52	1%

Tabla 5.2.- Periodo de retorno usando distintas distribuciones

Estudio de intensidades

El procesamiento de las fajas pluviográficas de los meses marzo, abril, noviembre y diciembre de 1997, permitió aseverar ciertas conjeturas.

La primera es acerca de la coincidencia de un evento intenso y uno lluvioso. Aunque el 13 de diciembre llovió con mayor intensidad (117 mm/h - 10 min. de duración), este evento no registró la mayor precipitación del año, ya que fue el 23 de noviembre cuando cayó mayor cantidad de agua (237.10 mm – 19.67 horas de duración).

La segunda se enfoca al uso de los modelos matemáticos cuya evaluación bajo las condiciones de diseño permiten la extrapolación eficiente de los eventos hidrológicos, las ecuaciones de lluvia obtenidas por la EMAG y la IIFIUC para un período de retorno igual al de la lluvia del 13 de diciembre de 1997 nos dio un valor de intensidad similar al obtenido tras el procesamiento de la faja. En la tabla 5.4 se pueden apreciar estos valores

Intensidad de Lluvia (F = 10 AÑOS)					
Cuenca	Tiempo de Concentración	EMAG 1	EMAG 2	IIFIUC	Registro Dic 13 de 1997
	Minutos	$i = \frac{771.56}{(t+16)^{0.56}}$	$i = \frac{853.5}{(t+15)^{0.6}}$	$i = -31.707 \ln(T_c) + 199.41$	
#1	4.74	138.79	142.56	150.07	117
#2	13.37	114.22	114.68	117.19	117
#3	16.21	108.47	108.30	111.09	117

Tabla 5.4.- Intensidad máximas de lluvias en distintas instituciones.

Comportamiento hidráulico de alcantarillas

En el estudio realizado al sistema de drenaje transversal que permite la conducción en forma controlada del agua para que cruce la autopista, se revisó cada uno de los parámetros que condicionan el flujo y la capacidad de descarga.

La evaluación de cada alcantarilla a través del método desarrollado por la U.S. Department of Commerce, Bureau of public Roads permitió determinar el comportamiento del modelo hidráulico a escala natural.

La alcantarilla ubicada en la abscisa 0+820 esta conformada por dos barriles de 1.50 m de diámetro, por lo que cada uno debería descargar la mitad del caudal que el área portante produce (7.24 m³/seg.).

En la figura 5.3 se ilustra dos eventos de una posible trayectoria del flujo dentro de la alcantarilla, la línea roja representa al flujo inicial,

donde se describe la altura del agua cuando el caudal que se transporta a través del canal natural ingresa al barril con una altura igual a su tirante normal. Esta carga hidráulica en la bocatoma sólo permite descargar 2.16 m³/seg. cuya cantidad resulta deficiente para el caudal producido por la escorrentía. A medida que la altura del agua se incrementa, la capacidad de descarga de la alcantarilla crece hasta alcanzar 3.68 m³/seg. de descarga.

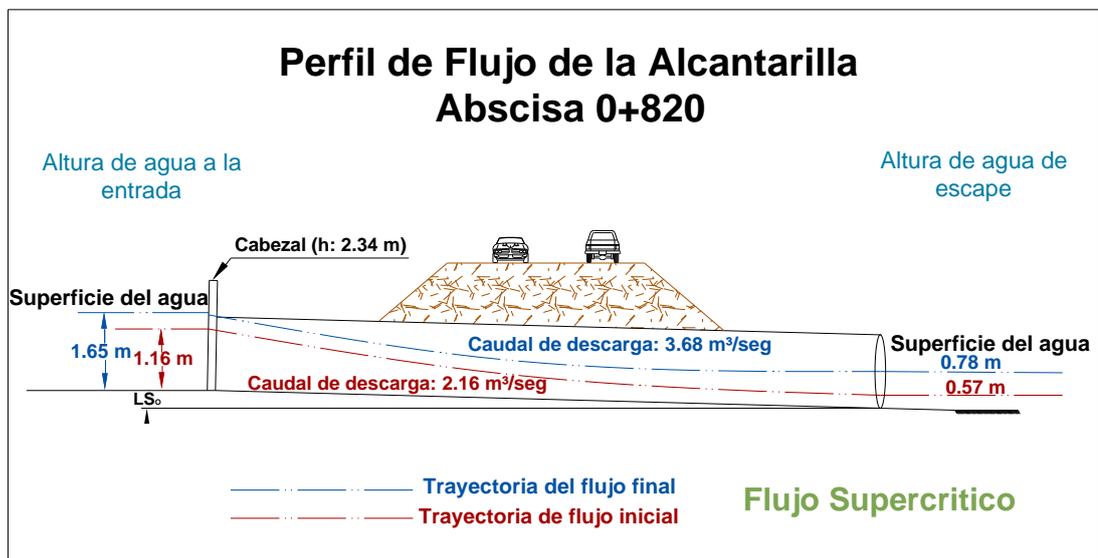


Figura 5.3.- Comportamiento hidráulico de las alcantarilla 0+820.

Las alcantarillas ubicadas en las abscisas 1+700 y 1+960 describen una trayectoria similar presentándose una variante en la última con respecto al régimen que tiene el flujo cuyo tipo es supercrítico.

CAPITULO 6

6. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

6.1. Conclusiones

Luego del análisis de los resultados obtenidos en el desarrollo de esta tesis, se puede concluir lo siguiente:

- I. Si bien es cierto el análisis de datos estadístico no abarco un registro extenso de precipitaciones, el criterio de selección de las fajas correspondientes al fenómeno El Niño del noventa y

siete en conjunto con las máximas precipitaciones anuales presentadas en el anuario, permitió determinar la precipitación e intensidad de diseño muy cercana a la obtenida al evaluar la ecuación de lluvia del Instituto de Investigación de la Facultad de Ingeniería de la Universidad Católica, IIFIUC y de la Empresa Municipal de Alcantarillado de Guayaquil EMAG.

- II. Al realizar la prueba de bondad de ajuste a los datos de precipitación se determinó que la función Pearson tipo III, es la regla de tendencia que adhiere mayor cantidad de datos.
- III. A pesar de ajustar una muestra de ocho datos correspondientes a las máximas precipitaciones registradas por la estación Radio Sonda, el período de retorno de la lluvia del 13 de diciembre 1997 no varía si se incrementa la muestra con registros pluviográficos de estaciones cercanas.
- IV. Pese a que la norma del MOP indica un período de retorno de 20 años para el diseño de vías, las estructuras de drenaje transversal tan solo logran descargar un flujo con recurrencia de 10 años.
- V. Al determinar el caudal de diseño, evaluando tres métodos conocidos, se seleccionó el de Ven Te Chow por considerar

parámetros que califican de mejor manera las características del medio.

- VI. La reducción de la densidad drenaje de la antigua forma de la cuenca a la actual fisiografía del cerro Colorado, no es razón suficiente para que exista incremento de caudales escurridos, ya que la remoción y compactación de material del sitio permite una reducción de poros.
- VII. Dos alcantarillas de las cinco analizadas tendrían condicionado su uso de manera eficiente a la construcción de una estructura de almacenaje que retenga el caudal extra no desalojado.
- VIII. Dentro de la cuantificación del caudal de diseño, no se considera el agua residual que el área urbana aporta a cada alcantarilla, ya que su valor es despreciable y no afecta el diseño hidráulico.

6.2. Recomendaciones

- I. Colocar rejillas de protección en las bocatomas de las alcantarillas con el propósito de retener desechos sólidos que obstruyan el flujo del agua a través de ellas.
- II. Mejorar los bordes de entrada de cada alcantarilla y construir cisternas de almacenamiento para reducción de caudales picos con el fin de suplir la deficiencia de carga hidráulica en la entrada de algunas alcantarillas y las pendientes que en su mayoría no cumplen con las normas establecidas.
- III. Verificar que las descargas de aguas servidas que las urbanizaciones existentes y proyectadas produzcan y que se evacuen al río Daule a través de las alcantarillas, cumpla con las normas ambientales mínimas requeridas.
- IV. Crear un ente educativo conformado por catedráticos y estudiantes de nivel superior con el propósito de recopilar, procesar y facilitar toda la información meteorológica de la ciudad para el desarrollo de proyectos sin fines de lucro.
- V. Promover un estudio estadístico para la colocación estratégica de estaciones meteorológicas y para el procesamiento, ajuste y obtención de curvas de intensidad-duración-frecuencia para el sector norte, central y sur de la ciudad de Guayaquil.

VI. Fomentar la investigación de cuencas hidrográficas aforadas con el fin de estimar un coeficiente de mayoración o reducción que al combinarlo con el número de curva CN permita obtener una tasa de escorrentía que se adapte a nuestro medio.

El ángulo de alabeo de determinado a través de la relación que Cuya cantidad resulta deficiente para el caudal producido por la escorrentía.

Resumen de Caudales [m ³ /seg.]					
Métodos	Cuenca 1	Cuenca 2	Cuenca 3	Cuenca 2 - 3	
Hidrograma Sintético SCS	10,64	16,57	30,59	57,43	
Racional	2,84	5,47	10,25	9,31	
Ven Te Chow	3,90	8,08	15,19	25,88	
Área de la cuenca [km ²]	0,11	0,27	0,54	0,81	
Caudal seleccionado	3,90	8,08	15,19	25,88	
Caudal unitario	m ³ /seg./km ²	34,96	29,40	28,36	31,93
	l/seg./m ²	349,62	293,97	283,57	319,32

Método de Chow-P=185,55 mm

Cuenca	Número de curva	Precipitación efectiva (mm)	Tiempo de retardo (horas)	Q_p (m³/seg.)
2	94	167,43	0,26	8,08
3	95	170,01	0,31	15,19
2 y 3	94	167,01	0,21	22,58

Tabla 5.1. Caudal de diseño de la antigua y actual disposición del terreno evaluado a través del método de Chow.

INDICE GENERAL

	Pág.
RESUMEN	II
INDICE GENERAL	III
ABREVIATURAS	IV
INDICE DE FIGURAS	V
INDICE DE TABLAS	VI
INTRODUCCION.-	
CAPITULO 1.....	3
1. DESCRIPCION DE LAS CUENCAS	3
1.1. Ubicación geográfica y política.....	4
1.2. Descripción Hidrológica de las Cuencas.	5
1.2.1. Delimitación de las cuencas.....	6
1.2.2. Caracterización de las cuencas a través de sus parámetros geomorfológicos.....	7
Área y perímetro.....	7
Forma de la cuenca.....	8
Sistema de Drenaje	10
Características del relieve de la cuenca	12

1.2.3.	Tipo de flujo que se presentan en los cauces	16
1.2.4.	Material del lecho.....	18
CAPITULO 2.....		21
2.	ANALISIS ESTADISTICO DE DATOS HIDROLOGICOS.....	21
2.1.	Periodo de Retorno	22
2.1.1.	Ajuste de datos a una distribución de probabilidades.....	23
a)	Distribución Gumbel Tipo I	25
b)	Distribución Normal	26
c)	Distribución Pearson Tipo III.....	28
2.1.2.	Prueba de Bondad de Ajuste	30
a)	Prueba χ^2	30
b)	Prueba Kolmogorov - Smirnov.....	33
2.1.3.	Cálculo del periodo de retorno	37
2.2.	Análisis de intensidades máximas.....	39
2.3.	Curvas Intensidad-Duración-Frecuencia(IDF)	43
CAPITULO 3.....		48
3.	ESTIMACIÓN DE ESCORRENTIA SUPERFICIAL A TRAVÉS DE LOS DATOS DE LLUVIA	48
3.1.	EL ESCURRIMIENTO POR EL MÉTODO DE LAS ABSTRACCIONES DE LA SOIL CONSERVATION SERVICE SCS.....	49
3.1.1.	Estimación del número de curva de escorrentía, CN	53

3.1.2.	Determinación del número de curva de escorrentía para la cuenca del cerro colorado	61
3.1.3.	Determinación de la precipitación efectiva.	66
3.2.	HIDROGRAMA UNITARIO SINTÉTICO DEL SOIL CONSERVATION SERVICE, SCS	67
3.3.	MÉTODO RACIONAL	81
3.3.1.	DESCRIPCION Y APLICACIONES DEL METODO RACIONAL.....	82
a)	TIEMPO DE CONCENTRACION.	82
b)	INTENSIDAD DE LA LLUVIA EN UN PERIODO IGUAL AL TIEMPO DE CONTENTRACION.....	83
c)	COEFICIENTE DE ESCORRENTIA.....	85
d)	APLICACION DE LA FORMULA BASICA.	87
3.4.	MÉTODO DE CHOW	88
3.5.	CAUDALES DE AGUAS RESIDUALES	93
CAPITULO 4.....		95
4.	ESTUDIO DE LAS ALCANTARILLAS EXISTENTE EN LA AUTOPISTA.....	95
4.1.	Determinación del caudal para cada alcantarilla	96
4.2.	Altura de agua a la entrada (Hw).....	96
4.3.	Flujo en alcantarillas	104
4.4.	Determinación de la capacidad de la alcantarilla.....	110

4.5. Muros de ala	112
CAPITULO 5.....	121
5. ANALISIS Y DISCUSION DE RESULTADOS	121
CAPITULO 6.....	129
6. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.....	129
6.1. Conclusiones	129
6.2. Recomendaciones	132

ÍNDICE DE TABLAS

CAPITULO 1.....	3
1. DESCRIPCION DE LAS CUENCAS	3
Tabla 1.1 Delimitación de la cuadrícula que contiene la cuenca del Cerro Colorado en coordenadas UTM.....	4
Tabla 1.2: Área y perímetro de las cuencas en análisis	7
Tabla 1.3. Forma de la cuenca según el índice de compacidad.....	10
Tabla 1.4.- Orden y densidad de drenaje de cada cuenca	12
Tabla 1.5. Relieve característico de cada cuenca en función de su pendiente.....	13
Tabla 1.6. Pendiente del cauce principal de cada cuenca	14
Tabla 1.7 Longitud de máximo recorrido y al centróide de cada cuenca	15
Tabla 1.8. Tiempo de concentración (TC).....	16
Tabla 1.9. Tipo de flujo en los cauces.....	17
CAPITULO 2.....	21
2. ANALISIS ESTADISTICO DE DATOS HIDROLOGICOS.....	21
Tabla 2.1. Serie de máximas precipitaciones diarias tomadas de la Estación Radio Sonda	23

Tabla 2.2.- Función de densidad de probabilidad que se ajustan a datos hidrológicos	24
Tabla 2.3. Obtención de los parámetros estadísticos de la muestra - μ , s	25
Tabla 2.4.- Parámetros de las distribuciones de probabilidades	29
Tabla 2.5.- Medidas descriptivas para una función Log-normal y Log-pearson tipo III.....	29
Tabla 2.6.- Medidas descriptivas para una función Log-normal y Log-pearson tipo III.....	30
Tabla 2.7.- Parámetro estadístico [D]	32
Tabla 2.8.- Aprobación de hipótesis.....	33
Tabla 2.9.- Parámetro estadístico	34
Tabla 2.10.- Calificación de las distribuciones usadas	36
Tabla 2.11.- Función Pearson tipo III mejor ajustada	36
Tabla 2.12.- Periodo de retorno de la lluvia de Diciembre 13 de 1997 ..	39
Tabla 2.13.- Máximas intensidades registradas en de marzo de 1997- Radio Sonda.....	41
Tabla 2.14.- Máximas intensidades registradas en abril de 1997-Radio Sonda.....	41
Tabla 2.15.- Máximas intensidades registradas en noviembre de 1997- Radio Sonda.....	42

Tabla 2.16.- Máximas intensidades registradas en diciembre de 1997-	
Radio Sonda.....	42
Tabla 2.17.- Modelos matemáticos que relaciona la intensidad-duración	
.....	45
Tabla 2.18.-Modelos que relacionan la intensidad-duración-frecuencia	45
Tabla 2.19.-Ecuaciones obtenidas por la EMAG y la IIFIUC.....	47
CAPITULO 3.....	48
3. ESTIMACIÓN DE ESCORRENTIA SUPERFICIAL A TRAVÉS DE LOS	
DATOS DE LLUVIA	48
Tabla 3.1.- Clasificación hidrológica de los suelos de las cuencas en el	
cerro colorado.....	56
Tabla 3.2.- Distribución porcentual del tipo de cobertura que predomina	
en la cuenca del cerro colorado	59
Tabla 3.3.- Condición Hidrológica que caracteriza a las cuencas	59
Tabla 3.4.- Condición de humedad antecedente publicada por la Soil	
Conservation service	60
Tabla 3.5.- Números de curva para la zona baja de la cuenca del Cerro	
Colorado de acuerdo una condición de humedad tipo AMCII	63
Tabla 3.6.- Número de curva para la zona protegida del Cerro Colorado	
bajo una condición de humedad tipo AMCII.....	63
Tabla 3.7.- Número de curva de escorrentía promedio para la cuenca del	
cerro colorado bajo la condición de humedad antecedente AMCIII.....	64

Tabla 3.8.- Escurrimiento y Abstracciones totales (Incluye intercepción, detención e infiltración) generado.	66
Tabla 3.9.- Volumen de agua infiltrada en el suelo de la cuenca del cerro colorado.....	66
Tabla 3.10.- Caudal pico de las cuencas en estudio.....	69
Tabla 3.11.- Ordenadas de hidrograma unitario y de escorrentía de la cuenca 1	72
Tabla 3.12.- Ordenadas de hidrograma unitario y de escorrentía de la cuenca 2.....	75
Tabla 3.13.- Ordenadas de hidrograma unitario y de escorrentía de la cuenca 3.....	78
Tabla 3.14.- Tiempo de concentración de cada cuenca a través de la formula de Kirpich.....	83
Tabla 3.15.- Coeficiente a y b para diferente periodo de retorno	84
Tabla 3.16.- Intensidad de lluvia para diferente periodo de retorno	85
Tabla 3.17.- Porcentaje y el área con el tipo de cobertura para el uso de suelo.....	86
Tabla 3.18.- Coeficiente de escorrentía parcial de acuerdo a la pendiente del terreno, cobertura vegetal y tipo de suelo	86
Tabla 3.19.- Coeficiente de escorrentía para las micro-cuencas.....	87
Tabla 3.20.- Caudal aportado por las cuencas con un periodo de retorno de 10 años.....	88

Tabla 3.21.- Intensidad de lluvia en mm/hora	89
Tabla 3.22- Duración de la lluvia de 185.55 mm	89
Tabla 3.23.- Precipitación que produce escorrentía según Chow	90
Tabla 3.24.- Tiempo de retraso en horas y minutos	92
Tabla 3.25.- Caudal escurrido de cada cuenca.....	92
Tabla 3.26.- Caudal de aguas residuales con un coeficiente de retorno del 80%	93
Tabla 3.27.- Resumen de caudales.- caudal seleccionado y caudal unitario.....	94
CAPITULO 4.....	95
4. ESTUDIO DE LAS ALCANTARILLAS EXISTENTE EN LA AUTOPISTA.....	95
Tabla 4.1.- Área de Aportación.-Consta el caudal pico y la alcantarilla de las cuencas	96
Tabla 4.2.- (a) Geometría de la sección transversal y longitudinal del canal natural; condiciones de entrada a la alcantarilla abscisa 0+820 ...	99
Tabla 4.2.- (b) Geometría de la sección transversal y longitudinal del canal natural; condiciones de entrada a la alcantarilla abscisa 1+420 .	100
Tabla 4.2.- (c) Geometría de la sección transversal y longitudinal del canal natural; condiciones de entrada a la alcantarilla abscisa 1+700 .	101
Tabla 4.2.- (d) Geometría de la sección transversal y longitudinal del canal natural; condiciones de entrada a la alcantarilla abscisa 1+960 .	102

Tabla 4.2.- (e) Geometría de la sección transversal y longitudinal del canal natural; condiciones de entrada a la alcantarilla abscisa 2+150 .	103
Tabla 4.3.- Altura del cauce, aguas arriba de la alcantarilla	104
Tabla 4.4- Profundidad normal y crítica en el barril	106
Tabla 4.5- Pendiente normal - crítica y tipo de flujo	107
CAPITULO 5.....	121
5. ANALISIS Y DISCUSION DE RESULTADOS	121
Tabla 5.4.- Intensidad máximas de lluvias en distintas instituciones. ..	127
CAPITULO 6.....	129
6. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.....	129

ÍNDICE DE FIGURAS

CAPITULO 1.....	3
1. DESCRIPCION DE LAS CUENCAS	3
Figura 1.1.- Ubicación Geográfica de la cuenca en el plano central del sector.....	4
Cerro Colorado.....	5
Figura 1.2.- Flujo efímero en el cauce que descarga a la alcantarilla 1+420	18
Figura 1.3.- La fotografía muestra la cima redondeada del cerro y los arrozales en su zona baja.....	19
Figura 1.4.- Material limo arcilloso.	20
CAPITULO 2.....	21
2. ANALISIS ESTADISTICO DE DATOS HIDROLOGICOS.....	21
CAPITULO 3.....	48
3. ESTIMACIÓN DE ESCORRENTIA SUPERFICIAL A TRAVÉS DE LOS DATOS DE LLUVIA	48
Figura 3.1. Material fino, limo arenoso de Formación Piñón.	55
Figura 3.2. Fisiografía, Cerro colorado en el proyecto habitacional.....	57
Figura 3.3.- Uso de suelo.....	65

Figura 3.4.- Hidrograma Unitario Adimensional del Soil Conservation Service, SCS	68
Figura 3.5.- Diagrama del cálculo del hidrograma unitario	70
Figura 3.6.- Diagrama del cálculo del hidrograma de escorrentía directa	71
Figura 3.7 a.- Hidrograma unitario cuenca 1	73
Figura 3.7 b.- Hidrograma de escorrentía de la cuenca 1	74
Figura 3.8 a.- Hidrograma unitario cuenca 2	76
Figura 3.8 b.- Hidrograma de escorrentía de la cuenca 2	77
Figura 3.9 a.- Hidrograma unitario cuenca 3	79
Figura 3.9 b.- Hidrograma de escorrentía de la cuenca 3	80
Figura 3.10.- Factor de reducción en función del tiempo de retraso y la duración en exceso.....	91
CAPITULO 4.....	95
4. ESTUDIO DE LAS ALCANTARILLAS EXISTENTE EN LA AUTOPISTA.....	95
Figura 4.1.- Distribución del área de escurrimiento que tributa a cada alcantarilla	98
Figura 4.2.- Alcantarilla estándar- Flujo a superficie libre.....	105
Figura 4.3 (a).- Alcantarilla estándar.- Patrón y características básicas del flujo en la abscisa 0+820	108

Figura 4.3 (b).- Alcantarilla estándar.- Patrón y características básicas del flujo en la abscisa 1+420	108
Figura 4.3 (c).- Alcantarilla estándar.- Patrón y características básicas del flujo en la abscisa 1+700	109
Figura 4.3 (d).- Alcantarilla estándar.- Patrón y características básicas del flujo en la abscisa 1+960	109
Figura 4.3 (e).- Alcantarilla estándar.- Patrón y características básicas del flujo en la abscisa 2+150	110
Figura 4.4.- Angulo de alabeo [b].....	114
Figura 4.5.- Perfil del flujo de la abscisa 0+820.- Línea de energía, el nivel de la profundidad normal, crítica y de la superficie del agua	117
Figura 4.6.- Perfil del flujo de la abscisa 1+700.- Línea de energía, el nivel de la profundidad normal, crítica y de la superficie del agua	119
CAPITULO 5.....	121
5. ANALISIS Y DISCUSION DE RESULTADOS	121
Figura 5.1.- Gastos picos en Cuencas con áreas de igual magnitud....	124
Figura 5.2.- Gastos pico de las cuencas en estudio.....	124
CAPITULO 6.....	129
6. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.....	129

ABREVIATURA

SIMBOLOGIA

A P E N D I C E