

# **CAPITULO 5**

## **5. ANALISIS Y DISCUSION 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 capitulo se lo ha desarrollada en tópicos, considerando el orden de los temas tratados anteriormente.

### **Variación del tiempo de concentración con respecto a ciertos parámetros fisiográficos**

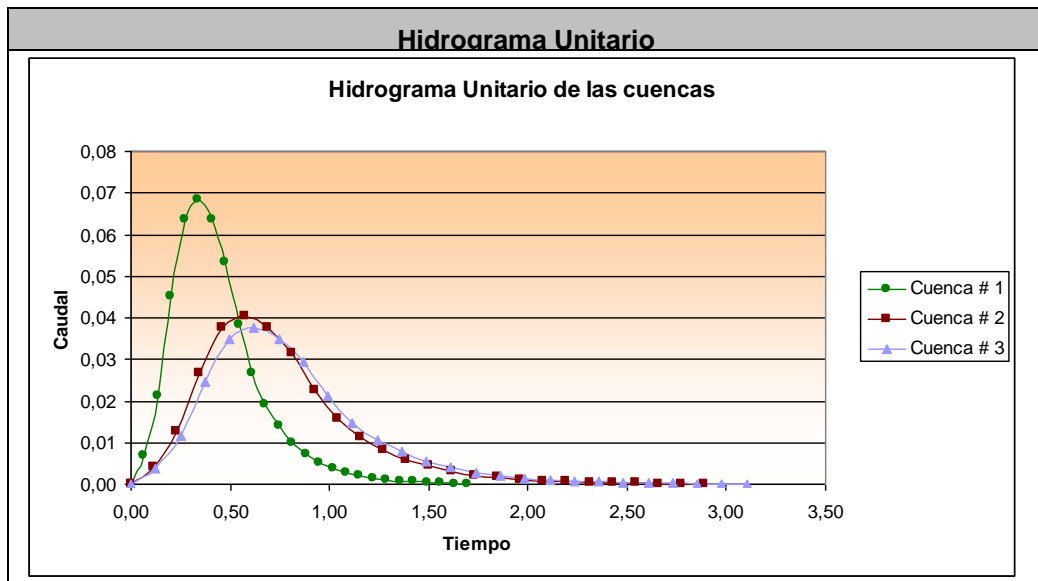
El relieve de la zona en estudio se caracteriza por ser plano ya que las pendientes medias no sobrepasan al 3%. Si se considera este tipo de relieve y que la pendiente es inversamente proporcional al tiempo de concentración, se puede preestablecer que la cuenca #2 por poseer una pendiente (0.217) menor 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**

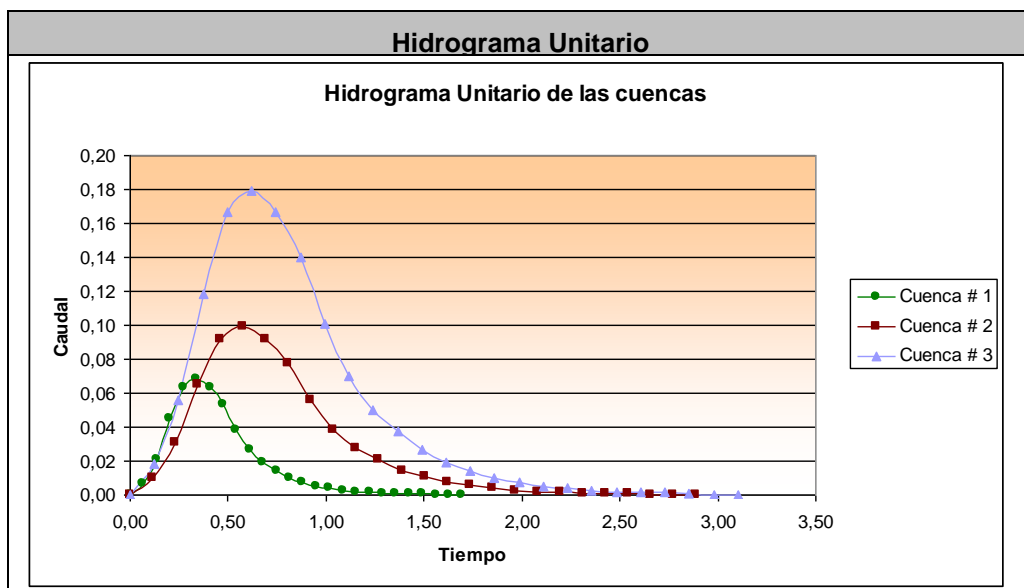
Otro parámetro importante es el factor de forma que permite conocer la rapidez con que el agua llega al cauce principal. Uno de los índices más conocidos que expresa la forma de la cuenca, es el índice de compacidad o coeficiente de Gravelius, el cual esta estrechamente

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 esta premisa, 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 periodo 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%
<b>Pearson Tipo III</b>	<b>8,59</b>	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 periodo 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	$i = \frac{771.56}{(C+16)^{0.66}}$	$i = \frac{853.5}{(C+15)^{0.6}}$	$i = -31.707 \ln C + 199.41$	
#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.**

### Caudal de diseño

El caudal de diseño se escogió de una lista de valores originados tras la evaluación de métodos semi-empíricos que utilizan la precipitación de diseño y la intensidad de la lluvia para efectuar su cálculo. Estos métodos se basan en el conocimiento de las características físicas del suelo que presenta el área portante y difieren el uno del otro en lo minucioso que se es al momento de escoger el factor de escorrentía. El método desarrollado por la SCS y el de Ven Te Chow asocian un número adimensional CN (1-100), mientras que el método racional hace uso de un coeficiente (0.05-0.8) que relaciona la tasa pico de escorrentía directa y la intensidad promedio de precipitación de una tormenta, estos valores dentro del análisis de cada cuenca difieren en forma y no en fondo ya que la cuenca #1 tuvo un valor de  $C_s=0.61$  y

CN=90 donde se percibe que las nueve décimas partes del agua precipitada llega a escurrirse.

Aun conociendo que existe gran posibilidad que el agua residual que proporcionan las ciudadelas será evacuado a través de las alcantarillas, este valor no se considera por ser despreciable.

### **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 reviso cada uno de los parámetros que condicionan el flujo y la capacidad de descarga.

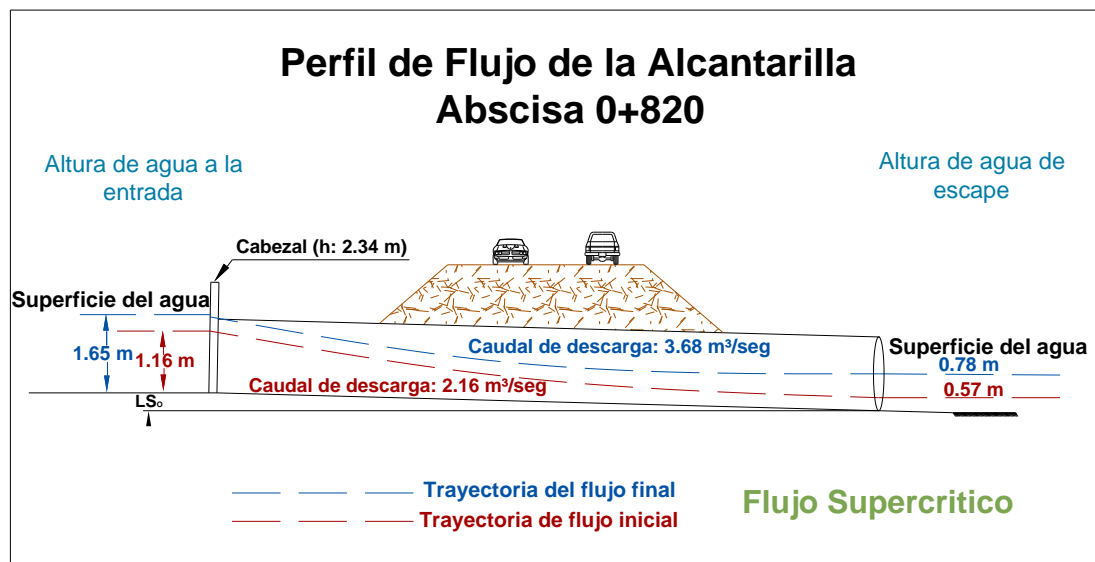
La evaluación de cada alcantarilla a través del método desarrollado por la U.S. Department of Commerce, Bureau of public Roads permitió determinar el comportamiento del modelo hidráulico a escala natural.

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 m<sup>3</sup>/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 solo permite descargar 2.16 m<sup>3</sup>/seg. cuya cantidad resulta deficiente para el caudal producido por la esorrentía. A medida que la altura del agua se incrementa, la capacidad de descarga de la alcantarilla crece hasta alcanzar 3.68 m<sup>3</sup>/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.

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 [m³/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 [km2]		0,11	0,27	0,54	0,81
Caudal seleccionado		3,90	8,08	15,19	25,88
Caudal unitario	m³/seg./km²	34,96	29,40	28,36	31,93
	l/seg./m²	349,62	293,97	283,57	319,32

Método de Chow-P=185,55 mm				
Cuenca	Número de	Precipitación efectiva	Tiempo de retardo	Q <sub>p</sub>

	curva	(mm)	(horas)	(m <sup>3</sup> /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.