

1819

5820

tesis: 309

*Estudio Hidrológico de la Cuenca  
del Río Guaire*

*Trabajo especial presentado ante la  
ilustre Universidad Central de Venezuela  
para optar al título de Ingeniero Civil,  
por los Bachilleres Andoni Manchobas  
E., Edmundo Ruf C. y Rafael Salas J.*

*Caracas Julio de 1956*

TESIS  
MRS  
56.

ESTUDIO HIDRAULICO DE

LA CUENCA DEL RIO GUAIRE

ESCUELA DE INGENIERIA CIVIL  
DEPARTAMENTO DE METEOROLOGIA E HIDROLOGIA

Trabajo Especial presentado a la Ilustre  
Universidad Central de Venezuela para optar al  
título de Ingeniero Civil, por los Bachilleres  
Andoni Manchobas E. , Edmundo Ruf C. y Rafael  
Salas J.

Caracas Julio de 1956

*Andoni Manchobas*

Andoni Manchobas E.

*[Signature]*

Edmundo Ruf C.

*Rafael Salas Jiménez*

Rafael Salas J.

ESCUELA DE INGENIERIA CIVIL  
DEPARTAMENTO DE METEOROLOGIA E HIDROLOGIA

En agradecimiento a los Dres.

Héctor Isava

Renato Bertucci

Johannes Gschwendtner

L. C. Salazar

y los Ingenieros de la División de Hidrología y Riego  
del Ministerio de Obras Públicas.

Dirigido por los Ingenieros :

Johannes Gschwendtner y

Héctor Isava

de la Facultad de Ingeniería de la Universidad Central de  
Venezuela.

INTRODUCCION

El presente trabajo tiene como objeto, a base del estudio de las condiciones hidrológicas de la zona, desarrollar las fórmulas y cálculos que nos permitan conocer los valores de la lluvia máxima y su correspondiente crecienta máxima, datos con los cuales se investigarán las condiciones del río Guaire como canal.

Las características esenciales de este trabajo han sido la recolección de los datos dispersos, la búsqueda y aplicación de métodos teóricos, y las numerosas consultas que han sido necesarias en algunos puntos del estudio. A este respecto nos complace manifestar que siempre hemos sido acogidos y atendidos con solitud por las diversas Entidades Oficiales, o por los particulares. Queremos, en agradecimiento, citar algunos nombres de los Ingenieros que nos prestaron su ayuda y consejo: L. F. Vegas, A. Michelangeli, C. Olivares, R. Bertucci, D. Ferrer, G. Capilongo (todos de la División de Hidrología del M.O.P.), J. A. Ayala, O. Sucre (del INOS) y otros.

En la determinación de la lluvia máxima hemos usado el método de las lluvias simultáneas por creerlo apropiado para las condiciones de nuestro caso. Se usó, a partir de este punto, una frecuencia de 100 años.

En el cálculo de la crecienta máxima se siguió el Método Racional, o de Puppini, cuyo fundamento teórico exponemos.

Finalmente, los cálculos sobre canales están basados en las fórmulas clásicas de la Mecánica de los Flúidos.

Nuestro trabajo no trata de ajustarse a los estudios ante-

riormente verificados, ni trata de rebatirlos. En la ciencia hidráulica se puede llegar, para un mismo problema, a soluciones diferentes. Lo honesto y correcto es justificar el por qué de los resultados, a base de razonamientos lógicos. Nuestros datos y proposiciones han sido obtenidos mediante el uso racional de métodos existentes, y nuestros resultados se justifican con ello.

DESCRIPCION DE LA CUENCA

La cuenca del río Guaire, aguas arriba de Petare, es un valle cuyo eje principal es paralelo en dirección a la costa norte. Está delimitado por laderas empinadas por las que escurren arroyos cortos e intermitentes de carácter torrencial en la estación de lluvias. El valle tiene unos 40 Km de largo por unos 15 Km de ancho en la parte mayor. Las elevaciones sobre el nivel del mar varían desde los 2.600 m en la cresta de la cordillera costera, hasta los 900 m en el fondo del valle en Petare. En la vertiente sur del ramal del Litoral nace el río Macarao, a 2.100 m sobre el nivel del mar; en la vertiente norte del ramal interior de la cordillera de La Costa nace el río San Pedro, a 1.600 m de altura. La unión de éstos, a 7 Km de Antimano, forma el río Guaire.

Las características topográficas de los tributarios de importancia y del río principal, se dan a continuación:

TABLA

CARACTERISTICAS TOPOGRAFICAS DE LAS CUENCAS DEL VALLE  
DEL RIO GUAIRE

RIO	LOCALIZACION	AREA Km <sup>2</sup>	LARGO Km
Guaire	Saliendo de Petare	463	56
"	unión con río Valle	365	47
"	entrando a Caracas	304	
Macarao	unión con Guaire	108	
"	Palo Negro	92	13.5

RIO	LOCALIZACION	AREA Km <sup>2</sup>	LARGO Km
San Pedro	Confluencia	125	22
Valle	unión con Guaire	116	24.4
"	Mariposa	48	10.8
Catucho	salida	7.1	6.5
"	Entrando a Caracas	4.5	
Caroata	salida	11.0	7.0
Anauco	salida	11.2	6.5
"	entrando a Caracas	9.1	
Chacaíto	salida	9.4	7
Tócome	salida	15	8
Caurimare	salida	16	8
Guaire	Carapita		36

#### CLIMA

El clima de la cuenca superior del valle del río Guaire es de tipo marítimo, estando bajo influencia directa de masas de aire cuyas propiedades son adquiridas en la región de aguas tropicales del Atlántico aproximadamente entre las latitudes 5 y 20. Es hecho comprobado que existe una estrecha relación entre la temperatura de la superficie del mar en Cristóbal (zona del canal -Panamá) y la temperatura del aire en Caracas. Es también cierta la influencia de los huracanes de la región del Caribe sobre el sistema de lluvias de tormenta en el N. de Venezuela. No se conocen casos de huracanes que hayan pasado directamente sobre el área de Caracas. El más cercano fué el que en 1933 atravesó los estados Sucre, Nonagas y Nueva Esparta.

En cuanto a precipitaciones, existen dos épocas bastante diferenciadas: la seca entre Diciembre y Abril, y la lluviosa, de Mayo hasta Noviembre.

Debemos señalar -aunque someramente- que el fenómeno de lluvias torrenciales en la zona N. de la costa y durante la estación seca parece ser consecuencia, desde el punto de vista meteorológico, de la invasión del aire polar (frente frío) a las regiones del sur del Caribe. Tal es el caso de las tormentas de Febrero 1951 y Enero 1956.

#### TEMPERATURA

La temperatura media anual para Caracas es de 20,4° (Obs. Cagigal). La temperatura media mensual menor es de 18,8° y ocurre en Enero. La mayor es de 21,2° y ocurre en Septiembre y Octubre. La temperatura máxima registrada en Caracas fué 33,3° y la mínima 7,1°.

#### TABLA

##### CORRELACION "TEMPERATURA DEL AIRE EN CARACAS Y TEMPERATURA DEL MAR EN CRISTOBAL (PANAMA)"

Caracas	Temperatura Aire	Cristóbal	Temperatura Mar
Enero	18.8		26.7
Febrero	19.0		26.8
Marzo	19.9		27.3
Abril	21.1		27.7
Mayo	21.5		28.4
Junio	21.0		28.7

Caracas Temperatura Aire		Cistóbal Temperatura Mar
Julio	20.8	28.3
Agosto	21.0	28.3
Septiembre	21.2	28.5
Octubre	21.2	28.5
Noviembre	20.3	27.8
Diciembre	19.5	27.4

VIENTOS

En la zona de nuestro estudio los vientos principales son del SE y del NO. La velocidad media anual es de unos 3,5 m/sg. A continuación se indica la variación media anual de la ocurrencia de la dirección del viento por meses. También muestra la variación anual de las principales direcciones del viento.

TABLA

VARIACION MEDIA ANUAL DE LA DIRECCION DEL VIENTO (1941-44)  
(PORCENTAJE DEL NUMERO TOTAL DE OBSERVACIONES MENSUALES)

OBSERVATORIO CAGIGAL

MES	N	NNE	NE	ENE	E	ESE	SE	SSE	S	SSO	SO	OSO	O	ONO	NO	NN
En.					5.2	3.2	49.0	8.4	5.8	2.6	0.6			0.6	23.9	0
Fb.				0.7	2.1	1.4	43.6	7.8	8.6	2.1	0.7				21.0	7
Mz.				0.6		1.9	44.9	8.2	4.4						32.9	7
Ab.	0.6		0.6	4.0	2.6	45.7	10.6	1.3	0.6						25.8	7
My.				5.1	6.4	60.5	5.1	3.2		0.6			1.3	15.9	1	
Jn.				5.9	1.3	79.7	7.2	0.6							5.2	
Jl.				7.2	2.4	68.1	7.8	7.2							6.0	0
Ag.	0.6			5.9	1.8	52.1	13.0	13.6	0.6			0.6		10.6	1	

Tesis  
M314  
1956.

Manchetas E, Anderson

Estudio hidrológico de la Cuenca de

San Javier / Anderson Manchetas E, Adam

Rief @ 7 Rafael Solís D. -- Carreras: Det

Escuela de Ingeniería Civil - Departamento de

Metereología, 1956.

100 p. 28 cm

Exlibro especial de Juntas

- I. Ruv-Venezuela. 2 Hidrología. I Rief @, Edmunds. Consult
- II Solís, Rafael. Consult. III Estilos.

MES	N	NNE	NE	ENE	E	ESE	SE	SSE	S	SSO	SO	OSO	O	ONO	NO	NNO
Sp.	1.3				5.7	1.3	51.0	12.1	14.0	0.6			0.6	12.1	12.1	1.3
Oct	1.2	0.6			6.9	1.2	34.6	10.7	17.0	0.6	0.6		3.1	18.2	5.0	
Nov	1.4				4.1	1.4	24.0	8.2	14.4	1.4	2.0		4.1	35.6	3.4	
Dic	0.7				6.1	2.0	18.4	6.8	11.0	1.4	1.4		4.8	27.0	3.4	

### ESTUDIOS HECHOS

La falta de un tratamiento adecuado del río Guaire ha traído como resultado una serie de problemas que afectan notablemente nuestra ciudad y su desarrollo. Los principales problemas se presentan por la ineficacia de conducción de las crecientes y grandes desagües durante la época lluviosa, y por su incapacidad de uso como curso de desagüe de los marginales en la época seca.

Estos problemas han obligado a las autoridades a dedicar especial atención al estudio de las condiciones hidrológicas del río, de su comportamiento hidráulico, y de sus posibles métodos de corrección.

En el año 1944 la "Consulting Engineers C. A." hizo un proyecto de "saneamiento" del río, en un trayecto de unos 12 Km, desde Puente La Paz hasta más abajo del Puente Las Mercedes. Consistía el proyecto en pavimentar con concreto el cause, con sección transversal trapezoidal de ancho máximo de 15 m. Por el centro correría un canal longitudinal, de 80 x 45 cm, con drenajes especiales para recoger las aguas del subsuelo. El proyecto observaba múltiples correcciones del río, y eliminaba con ellas las curvas de pequeño radio.

En 1948 el Dr. José A. Ayala hizo un proyecto de canalización del río Guaire desde Puente La Paz hasta Puente Mohedano, previendo una extensión hasta Antímano, aguas arriba y hasta Petare, aguas abajo. La sección propuesta en esta ocasión era semicircular para el canal central (diámetro de 36"), con pavimentos laterales de concreto y taludes de igual material. En las laderas superiores se sembrarían setos ornamentales y protectores. En las zonas urbanas donde las construcciones existentes no permitieran estas secciones, se suprimirían los taludes laterales y se cambiarían por muros o tablestacados de acero. Detalle característico de este proyecto era el rebajar en casi dos metros la rasante en la región central de la ciudad. Con ello evitaría los inconvenientes de los represamientos de los ríos afluentes, quebradas y desagües.

Cuando las autoridades estudiaban estos proyectos se produjo la creciente de Noviembre de 1949 que tantos daños produjo en la zona urbana.

En 1949 el Dr. Juan Ignacio Irujo elaboró un trabajo titulado "Control de inundaciones. Corrección del río Guaire".

Proponía este proyecto acelerar la salida de las aguas del Valle de Caracas mediante un canal o ampliación del río, construido después de Petare. El control del arrastre de materiales se haría por medio de diques de represa, colocados a cierta separación.

Por esa fecha se comenzaron a hacer obras de mejoramiento del cauce. El tramo que más atención mereció fué el de la Ciudad Universitaria, por la construcción de los Estadios Deportivos en las

riberas del río. Se nombró una comisión de Ingenieros del M.O.P. y del I.C.U. que debería estudiar el tratamiento aconsejado.

La creciente de 1951, durante la ejecución de las obras, mostró que el punto débil de la canalización en tierra era el pie de berma. Se hizo, pues, necesaria la presencia de un muro de piedra, mantenida en el sitio por estacas de madera y alambre. Para los taludes se dispuso una protección mediante el uso de revestimiento elástico, formado por un colchón de piedras y sostenido con mallas, fijas al terreno con cabillas clavadas en el piso.

En Junio de 1951 se creó la "Oficina de Acondicionamiento y Canalización del río Guaire", con las siguientes secciones: Proyectos, Construcción, Conservación y Administración. Los primeros problemas que debía resolver este Organismo eran la canalización definitiva en la Ciudad Universitaria, un estudio del río Valle, y la centralización de los datos y estudios anteriores.

A fines de 1951, después de estudios comparativos, se consideró que la canalización en concreto podría tener desventajas, a más del costo, por la carencia de datos suficientemente exactos y numerosos que lo justificaran. Se acordó usar concreto tan solo en la parte de los Estadios, pero ello exigiría transiciones entre los cauces. Se llegó a la siguiente solución:

- a) Durante los primeros 600 m canalización con concreto, según el proyecto del Dr. Ayala.
- b) Transición corta, en concreto, con escalón a la entrada.
- c) Sección en tierra, de base 15 m
- d) Taludes revestidos con piedra

El tramo de canalización en tierra se proyectó con una pendiente del fondo de 2,750/00. La velocidad del agua se calculó en ese tramo de unos 4,30m/sg para un caudal de 400m<sup>3</sup>/sg. Para el tramo de concreto, con pendiente 40/00, para el mismo gasto, la velocidad sería 6,20m/sg. La energía del agua al final de la transición, y aumentada por la presencia del escalón, se traduce en un aumento de velocidad hasta 8,90m/sg, pero que puede ser soportada en el tramo de transición.

Crecientes imprevistas dañaron las obras en ejecución y obligaron a terminar las obras con carácter provisional y en características distintas a las iniciales. Sin embargo, ello ayudó a hacer notables observaciones que luego han servido para proponer innovaciones tanto en el proyecto como en la construcción de las obras. Además hicieron ver la conveniencia del tratamiento del río en otros tramos.

En la actualidad se han terminado los levantamientos topográficos desde Puente La Paz hasta Puente Mohedano y se han completado los estudios preliminares en cuanto a gastos y secciones. Todos estos datos determinarán, en principio, los detalles de corrección y canalización del río en su zona urbana.

## DETERMINACION DE LA LLUVIA MAXIMA

### Consideraciones generales.- Valor de la lluvia Crítica.-

El gasto que pasa por una sección, depende de la precipitación acaecida en la región.

En el examen de los registros meteorológicos de una comarca se puede observar que:

- a) La intensidad media de la lluvia máxima disminuye con el tiempo.
- b) Para una cierta duración y una lluvia dada, la intensidad media sobre la zona disminuye al aumentar el área de la zona.
- c) Con el aumento de duración de la lluvia se atenúa la reducción que implica la ampliación de la zona.

Fijada una sección de una red hidráulica, el hecho de que la lluvia disminuya de intensidad al crecer su duración, asegura que las lluvias superiores a una cierta duración no pueden ser peligrosas, porque la cantidad total producida resulta inferior a aquella que puede desalojar la sección; las lluvias breves e intensas son más temibles, a menos que duren tan poco tiempo que todo el volumen de agua caída pueda ser contenida en algunos cursos de la red. Para cada sección la "lluvia crítica" tiene una duración fija que no podemos conocer a priori. La duración más peligrosa crece generalmente con el área, y para corrientes de agua de nuestro tipo la experiencia da valores del orden de un día.

El coeficiente de flujo o de escorrentía.-

Los datos que registran los aparatos, indican el agua caída al suelo; pero para nuestros fines necesitamos conocer cuál es el porcentaje que escurre superficialmente.

Existen varias causas por las cuales el agua caída no afluye totalmente a la red, como son la evaporación, absorción, etc., estas causas dependen de la duración de la lluvia crítica y del tipo de terreno.

Los coeficientes de escorrentía aumentarán si la lluvia es larga e intensa, ya que la superficie del suelo terminará por saturarse de agua.

Existen fórmulas que relacionan estos coeficientes de escorrentía con la duración de la precipitación, con la intensidad y con los elementos topográficos.

Tomamos, por ejemplo, del libro "Redes Hidráulicas" de G. Supino la siguiente expresión:

$$\psi = \mu \left( 1 - 0.25 \frac{t_0}{t} \right)^{1/3}$$

$\mu$  = constante fijada por la topografía del terreno

$$t_0 = (0.75/c)^3$$

$c$  = constante que depende de las condiciones topográficas y de la intensidad

$t$  = duración de la lluvia expresada en minutos

En nuestro caso y ante la falta de datos suficientes, hemos adoptado ciertos valores para estos coeficientes; valores que están respaldados por el criterio de ingenieros como Koch, Pieruchi y otros que han elaborado similares sobre la zona que tratamos.

Para la zona urbana de Caracas  $c = 0,70$

Para la zona rural  $c = 0,65$

Elaboración de los datos de lluvia y de los aflujos.-

Indicamos a continuación dos métodos usados en la determinación de la lluvia máxima:

1º Método.- Con el registro meteorológico relativo a la localidad y los datos de lluvia más notables, se prepara en un plano cartesiano un gráfico que tiene por abscisas los tiempos y por ordenadas las alturas de lluvia. Cada lluvia se representa por un punto. Si los datos que tenemos son de un período suficientemente largo (de 50 a 100 años), de modo de poder asegurar que las lluvias se producirán en el futuro sin variaciones substanciales respecto al pasado, los cálculos relativos al sistema que se considera darán seguridad si usamos como base una envolvente que deje por debajo todos estos puntos.

Esta curva envolvente ( $h = f(t)$ ) representa la lluvia máxima.

Una expresión matemática de esta curva es:

$$h = (a - bt) \sqrt{t}$$

y mejor y de modo más moderno:  $h = at^n$

La primera presenta el absurdo físico de que para un tiempo de  $t = a/b$  da una altura de lluvia  $h = 0$ .

Este absurdo no presenta gran inconveniente si se considera que este tipo de curvas solo se usa en un breve trozo a partir del origen. Sin embargo, son más usadas las curvas del segundo tipo, pues se presentan mejor para el cálculo: en éstos  $n$  es un número menor que la unidad ya que la intensidad de la precipitación disminuye con la duración de la lluvia.

Los parámetros  $a$  y  $n$  de esta ecuación se determinan llevando los puntos calculados a un nuevo plano cartesiano (fig. 1) en el cual las abscisas son el log. del tiempo y las ordenadas el log. de la altura de lluvia. Entonces la ecuación se transforma en:

$$\log h = \log a + n \cdot \log t$$

cuya representación es una línea recta. El valor de  $a$  es la ordenada en el origen; el de  $n$  es el coeficiente angular.

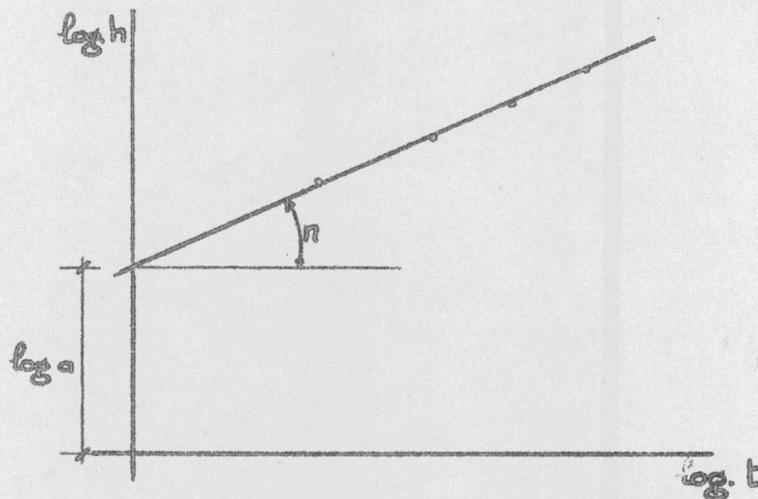


FIGURA -1.

2º Método.- Del registro meteorológico del lugar se extrae la lluvia de mayor intensidad para la duración  $t_0$ , teniendo en cuenta no solo las lluvias de duración  $t_0$ , sino también aquellas más breves y más largas que  $t_0$ . Para las más breves se tendrá en cuenta la altura total de la lluvia y para las más largas la altura en el período  $t_0$ . Con idéntico criterio se considera la máxima altura de lluvia para la duración  $2t_0$ ; después para  $3t_0$ , etc. hasta  $\lambda t_0$ . Los valores obtenidos así representan el primer caso crítico. Los puntos correspondientes a estas varias duraciones se pueden representar en un diagrama cartesiano de abci-

sa  $t$  y ordenada  $h$ , y uniéndolos mediante segmentos de recta, obtenemos la curva representativa del primer caso crítico.

Apartando ahora del registro meteorológico los datos relativos al primer caso crítico, repetimos el proceso anotando ahora la altura de lluvia en la duración  $t_0$  que sigue en magnitud a la máxima ya considerada para el primer caso crítico: luego para la duración  $2t_0$ , etc. Se obtendrá así el segundo caso crítico. Se repetirá el proceso para el 3º, 4º, ... etc. casos críticos.

La lluvia de uno de estos casos críticos, puede ser tomada como base de estudio para la red hidráulica que se considere. Es evidente que si asumimos la lluvia del primer caso crítico (y los datos meteorológicos representan un período de tiempo suficientemente largo), la red así calculada resultará protegida de modo que ninguna lluvia pueda producir inconvenientes imprevistos.

Mucho más difícil resulta explicar la elección del segundo caso crítico, para el cálculo de las redes, puesto que si bien tiene ciertos márgenes de seguridad, puede ser deficiente para los casos en que la duración o la intensidad sean de primera magnitud.

Del estudio de estas curvas críticas se determinan los valores  $a$  y  $n$  que deberán ser usados para obtener la altura  $h$  de la lluvia máxima, aplicando ya la citada ecuación:

$$h = a \cdot t^n$$

Añadimos, como final, que estos valores de  $a$  y  $n$  son en realidad funciones dependientes, en cierto modo, del área de la hoya. La verdadera expresión sería:

$$h = a' \cdot t^{n'}$$

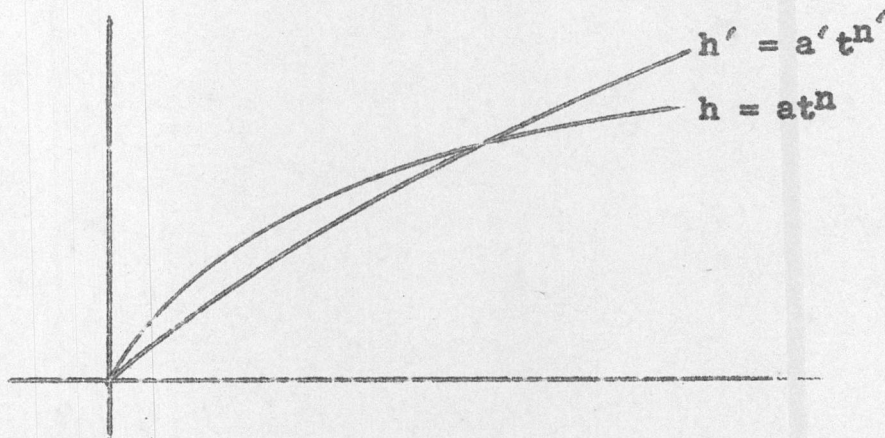
donde la dependencia de  $\underline{a}'$  se expresaría:

$$a' = a \left( 1 - 0.084 \frac{A}{100} + 0.007 \left( \frac{A}{100} \right)^2 \right)$$

y la de  $\underline{n}'$ :

$$n' = n + 0.014 \frac{A}{100}$$

La diferencia entre las curvas obtenidas con  $\underline{a}$  y  $\underline{n}$ , y con  $\underline{a}'$ , y  $\underline{n}'$ , la indicamos en el gráfico siguiente:



a continuación damos el método seguido por nosotros para la determinación de la lluvia media máxima en la hoya del río Guaire.

Método usado en nuestros cálculos.-

La determinación de la lluvia máxima a esperarse en una estación, no presenta en líneas generales dificultades graves, cuando de la estación se tienen un buen y largo registro de datos. Hay infinidad de métodos para el cálculo de la lluvia máxima, basados principalmente sobre el cálculo de las posibilidades, como el método de Fuller, de Foster o de Gibrat. Pero en el caso de una cuenca, el problema no es simplemente el de encontrar la máxima lluvia a esperarse en un determinado período de tiempo y en una estación, es decir, una lluvia máxima puntual, sino en la

determinación de la lluvia máxima general aplicada a toda la cuenca y que provoque la creciente máxima. En nuestro caso, para la solución de tal problema hemos adoptado el método de las lluvias simultáneas, por ser el más práctico y adherente a la realidad, según nuestro entender.

En nuestro caso se comenzó disponiendo de los mapas de Cartografía Nacional (Escala 1:1.000.000), de los que se sacó nuestro mapa particular de la hoya del río Guaire hasta Petare. Además se dispuso de las Estaciones Pluviométricas del valle de Caracas, facilitada por la Dirección de Hidrología y Riego del M.O.P.

El período de tiempo de observación habíamos pensado que fuera de diez años, abarcando desde 1945 hasta 1955, pero por desgracia, la gran mayoría de las Estaciones Pluviométricas no funcionaban sino a partir de 1948 y 1949, y muchas de éstas, de modo irregular. Así pues, tuvimos que comenzar a restringir el proyecto teórico, y trabajar sobre un período de siete años (1949-1955 inclusive).

Nuestro siguiente paso fué desdeñar los datos de Estaciones Pluviométricas que no trabajaban con pluviógrafos registradores. Ello nos dejó reducido a 22 el número de estaciones disponibles. Al llevarlas sobre el mapa, fuimos seleccionando las mejores en cuanto a su ubicación, tratando de conservar aquellas cuyos datos fueran más completos y ordenados y que al mismo tiempo fueran las más representativas de la zona. Así, llegamos a seleccionar una colección de once, pero nos quedaron dos zonas aisladas, sin estación registradora. No hubo otra solución que

incluir la estación 5052-Baruta que tan solo tenía cuatro años de observaciones (1952-1955) pero que era la única de aquella zona. Y en la otra zona, que era Antímano, en vista de que la estación de Caricuao apenas llevaba dos años de funcionamiento, hubo que incluir una estación de pluviómetro de cántaro, tal fué la Estación de Montalbancito en la Hacienda Montalbán. Con ésta logramos cubrir toda la zona de estudio con un total de trece Estaciones a saber:

- |                  |                         |
|------------------|-------------------------|
| 1- Llano de Cura | 8- Baruta               |
| 2- Oropeza       | 9- Ciudad Universitaria |
| 3- Los Teques    | 10- INOS.               |
| 4- Carite        | 11- El Vigía            |
| 5- Sabaneta      | 12- Camono Avila        |
| 6- Montalbán     | 13- Petare              |
| 7- La Mariposa   |                         |

Ya adoptado un lapso de observaciones común (con las salvedades hechas), y conocidas las estaciones seleccionadas, procedimos a recoger los datos pluviométricos necesarios. En planillas especiales que fabricamos, anotamos para cada Estación los máximos diarios de cada mes, en los siete años comprendidos entre 1949 y 1955.

La segunda etapa de trabajo de recolección de datos, fué volver a consultar las fichas pluviométricas de las estaciones, pero esta vez anotando las precipitaciones simultáneas de doce estaciones para cada máximo mensual de la otra. De este modo, se pudo conocer la lluvia total en las trece estaciones en cada uno de los días en que fué máxima para una de ellas.

Al llegar a este punto, se notó que algunos de los datos registrados eran sospechosos. En especial los correspondientes a los máximos de 14 de febrero de 1951 y 2 de noviembre de 1955 en la Hacienda Montalbán. A primera vista da la impresión de que los días están desplazados (cabe recordar que en los días 15, 16 y 17 de febrero de 1951 hubo precipitaciones extraordinarias en otras estaciones).

Ya finalizado el acopio de datos, así como a la revisión de las mismas, se procedió a los cálculos de la lluvia media diaria en las estaciones seleccionadas para cada uno de los días en que fué máxima para algunas de ellas. Luego se relacionó ésta con la máxima y se obtuvo el respectivo porcentaje. Estas relaciones se llevaron a un gráfico cartesiano donde por ordenadas figuran las lluvias máximas, en mm y por abscisas los porcentajes o relaciones de las medias sobre las máximas. De este modo, se obtuvo un enjambre de puntos representativos de cada una de las 91 lluvias estudiadas. Se trazó entonces la curva límite o envolvente.

Del estudio de los máximos diarios en el período de siete años, se construyó la curva que relaciona precipitaciones con frecuencia. Es aquí donde más se notó la necesidad de datos de mayor número de años. Con los que disponíamos se construyó la curva. Surgió entonces otro dato sospechoso, que hubo que desechar, era ésta la precipitación registrada en la estación Camino Avila el 17 de febrero de 1951, que indicaba que era de 153,2mm. Esta nos pareció demasiado alta y se observaron las

precipitaciones en las estaciones cercanas para el mismo día y se apreció que si bien eran elevadas, ninguna de ellas sobrepasaba los 90mm. El valor más cercano fué el registrado en la estación de Sabaneta el día anterior y solo era de 103,4 mm. Así, pues, se desechó el dato de 153,2 mm para la curva de frecuencia. Ya construída ésta, se determinó que para una frecuencia de cien años, la máxima lluvia puntual diaria era de 155 mm. Con este dato se volvió a la curva límite antes dibujada y se supo que para ese máximo puntual la lluvia media en toda la hora era el 39,4%. Es decir, que la lluvia media máxima era de 61,2 mm.

Resumiendo:

- a) Para la cuenca del río Guaire hasta Petare,
- b) Basados en las observaciones de las trece estaciones seleccionadas,
- c) Con un período de observación de siete años (1949-1955) se determinó que la lluvia media máxima posible en un futuro de 100 años es de 61,2 mm.

LLUVIA MAXIMA DIARIA

ESTACION de : LLANO DE CURA

AÑO	MES	EN	FEB	MAR	ABB	MAY	JUN	JUL	AG	SEP	OCT	NOV	DIC	MAX ANUAL	FECHA
49	DIA						14	19	29	30	2	4	2	39.2	2-10
	PRECIP						22.4	4.4	27.8	15.2	39.2	30.4	21.2		
50	DIA	12	11	5	29	9	6	27	21	28	29	18	2	33.8	9-5
	PRECIP	28.4	4.6	1.6	19.6	33.8	17.2	6.8	25.6	12.8	24.4	8.2	8.6		
51	DIA	16	15	16	29	18	18	4	19	7	3	16	10	51	15-2
	PRECIP	7.2	5.1	1.4	10.4	16.4	3.4	13.8	6.8	18.8	16.2	27.4	15		
52	DIA	19	-	10	14	5	12	22	3	21	18	23	1	39	1-12
	PRECIP	3.8	-	5.2	38.6	38.6	18.2	9.6	16	24.8	11	27	39		
53	DIA	11	10	5	29	11	25	31	18	-	8	10	28	32.6	11-5
	PRECIP	18.2	3.9	0.4	13	32.6	19.8	31.1	9.9	-	14.9	21.8	8.2		
54	DIA	26	27	31	8	26	26	11	18	27	27	12	14	35.2	11-7
	PRECIP	11.8	14	0.6	29.5	15.4	21.2	35.2	16.4	18.6	22.9	8.1	32.1		
55	DIA	8	8	23	20	6	29	15	26	8	26	16	29	49.7	26-10
	PRECIP	23.9	4.1	3.5	15	0.5	34.2	18.2	19.2	31.1	49.7	14.4	6.3		

LLUVIA MAXIMA DIARIA

ESTACION de : OROPEZA

AÑO	MES	EN	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AG	SEP	OCT	NOY	DIC	MAX ANUAL	FECHA
49	DIA	22	1	27	22	17	14	28	11	25	3	4	7	838	4-11
	PRECIP	0.8	5	23.6	5.4	25.6	37.6	14	28.6	16.2	54.2	83.8	22.8		
50	DIA	28	11	7	28	9	6	27	17	28	22	27	14	758	20-10
	PRECIP	19.4	18	8.6	13.6	67	75	12.2	22.4	20	75.8	21.8	12		
51	DIA	30	21	5	27	18	18	23	9	28	3	3	9	618	18-6
	PRECIP	11.6	35.8	13.4	22.4	22.6	61.8	22.4	14.2	29.4	52	32.4	12.2		
52	DIA	19	14	28	14	5	21	10	20	21	18	23	1	498	5-5
	PRECIP	13.1	0.8	12	38.7	49.8	16.2	19	38	25.6	25.2	19.9	14.6		
53	DIA	11	10	5	6	18	20	18	7	21	3	21	15	41.9	18-7
	PRECIP	21.4	11.1	1.4	27.1	22.9	38	41.9	12.5	39.6	25.8	3.4	9.7		
54	DIA	30	1	11	29	27	26	11	2	25	20	5	14	47.9	2-8
	PRECIP	2	15.8	0.6	24.1	10.7	26.9	32	47.9	33	26.3	15	24.2		
55	DIA	8	17	23	20	22	12	13	26	1	25	13	29	39.1	12-6
	PRECIP	27.7	1	4.5	16.5	18.1	39.1	34.1	14	28.4	38.6	37.9	18.3		

LLUVIA MAXIMA DIARIA  
ESTACION de : LOS TEQUES

AÑO	MES	EN	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AG	SEP	OCT	NOV	DK	MAX ANUAL	FECHA
49	DIA	2	19	27	28	17	29	5	11	1	8	4	7	70	4-11
	PRECIP	1.4	3.2	0.8	0.7	4.3	4.22	12.4	42.2	24.4	3.8	7.0	1.2		
50	DIA	-	28	5	8	18	5	8	12	28	22	27	-	87.4	5-6
	PRECIP	-	2.2	2.4	1.6	3.5	8.74	5.94	8.8	25.6	84.2	35.6	-		
51	DIA	13	16	17	29	4	24	22	10	27	31	26	3	64.2	24-5
	PRECIP	8.2	3.28	10.4	21.2	26.8	64.2	23.8	21.4	44.4	29.2	17.6	1.7		
52	DIA	12	10	10	14	5	5	7	30	7	1	28	4	74.1	5-5
	PRECIP	5	0.2	13.5	68.6	74.1	38.8	4.22	25.4	50.9	31.2	35.7	10.3		
53	DIA	11	10	5	28	18	20	1	12	21	9	15	16	50.8	21-9
	PRECIP	13.5	5.8	3.1	8.1	37.7	50.5	36.1	26.7	50.8	40	7.8	1.5		
54	DIA	30	22	3	30	23	23	30	13	25	20	12	9	80	25-9
	PRECIP	3.1	11.6	1.3	15.3	24.8	20.9	38.1	24.3	80	72.8	17.3	18.8		
55	DIA	24	8	23	21	28	21	28	27	15	25	17	17	46.6	25-10
	PRECIP	15.1	15.6	6.4	33.3	20.6	26.7	42.6	11.2	26.1	46.6	13.9	6.5		

LLUVIA MAXIMA DIARIA  
ESTACION deCARITE

AÑO	MES	EN	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AG	SEP	OCT	NOV	DIC	MAX ANUAL	FECHA
49	DIA					17	28	5	17	6	17	4	7		
	PRECIP					19.6	48	16	44.8	35	52.4	81.2	12	81.2	4-11
50	DIA	22	8	17	7	18	3	18	12	25	30	28	13		
	PRECIP	14	9.8	11.2	15.4	41.4	24.6	14	23.8	16.6	57.4	28.2	9	59.4	30-10
51	DIA	17	3	15	27	4	18	9	16	2	3	7	3		
	PRECIP	17.6	28.6	-	17.6	38	61.4	21.4	13.8	46.6	29.8	24.6	15.4	61.4	18-6
52	DIA	12	17	10	14	5	5	8	20	21	18	23	1		
	PRECIP	16	.2	5.6	56.8	44	28.2	53	22	24.2	18.2	39.9	29.9	56.8	14-4
53	DIA	11	7	18	29	18	21	1	7	21	3	13	28		
	PRECIP	18.8	4.5	1.2	4.5	19.4	24.4	32.8	14	52.9	36.1	18	10.2	52.9	21-9
54	DIA	26	22	-	29	3	26	11	2	25	14	12	4		
	PRECIP	8.7	4.6	-	26.3	5.9	19.2	43.2	30	61.3	57.2	17.5	31.1	61.3	25-9
55	DIA	24	16	22	21	26	21	13	18	18	29	26	29		
	PRECIP	26.4	1.2	10.6	13.7	16.3	33.1	14.3	15.2	23.1	25.4	27.7	40.2	33.1	21-7

LLUVIA MAXIMA DIARIA

ESTACION de : SABANETA

AÑO	MES	EN	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AG	SEP	OCT	NOV	DIC	MAX ANUAL	FECHA
49	DIA	-	-	-	-	-	-	-	15	1	23	4	13	56.8	4-11
	PRECIP	-	-	-	-	-	-	-	24.8	2.0	31.4	56.2	31.2		
50	DIA	12	14	5	7	5	2	19	12	4	11	27	13	42	2-6
	PRECIP	282	62	8	22.8	39.8	4.2	14.2	19.2	1.9	31.2	27.6	15.2		
51	DIA	11	16	20	30	4	18	9	19	2	29	26	2	103.4	16-2
	PRECIP	16	103.4	16.4	19.8	3.5	4.1	13.8	9.2	1.9	4.2	9.2	16.4		
52	DIA	8	13	10	14	6	20	8	20	28	18	29	21	47.6	6-5
	PRECIP	39	0.4	5.8	41.9	47.6	3.3	2.6	3.7	29.3	30.2	15.7	4.9		
53	DIA	11	10	18	10	21	20	26	19	21	3	13	28	71.7	21-9
	PRECIP	21.1	7.7	0.9	13.2	24.3	14.8	48.1	16.8	71.7	8.2	14.9	12.4		
54	DIA	26	23	3	29	25	7	1	10	25	20	21	12	57.5	20-10
	PRECIP	6.3	9.4	0.7	31.2	21.8	20.2	29.8	22.7	36.3	57.5	14.4	30.6		
55	DIA	8	8	20	20	26	30	5	5	4	5	12	16	35.4	5-7
	PRECIP	25.8	6.1	9.1	24.1	32.5	2.9	35.4	10.7	30.6	32.8	15.2	6.3		

LLUVIA MAXIMA DIARIA

ESTACION de : MONTALBAN

AÑO	MES	EN	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AG	SEP	OCT	NOV	DIC	MAX. ANUAL	FECHA
49	DIA	-	1	30	-	31	28	13	1	23	17	4	6	98	28-6
	PRECIP	-	8	15	-	4	98	20	33	12	60	70	22		
50	DIA	12	1	17	7	9	5	8	19	21	22	26	13	33	5-6
	PRECIP	28	14	13	8	30	33	13	14	19	20	23	23		
51	DIA	27	14	19	29	20	29	9	10	27	4	18	2	51	14-2
	PRECIP	8	51	13	49	12	38	23	12	21	15	32	31		
52	DIA	19	-	11	15	5	21	8	29	27	18	21	16	90	5-5
	PRECIP	16	-	4	53	90	19	32	23	37	37	26	17		
53	DIA	11	10	-	6	23	26	26	15	10	<sup>4</sup> 13 9	12	17	54	10-9
	PRECIP	16	8	-	7	37	23	18	12	54	6	24	31		
54	DIA	26	22	-	29	25	26	11	10	15	20	4	12	92	20-10
	PRECIP	6	7	-	40	12	31	26	23	12	92	31	53		
55	DIA	8	8	20	21	28	7	<sup>14</sup> 23	18	19	23	2	-	55	19-9
	PRECIP	28	4	5	35	24	36	18	12	55	21	55	-		2-11

LLUVIA MAXIMA DIARIA

ESTACION de : LA MARIPOSA

AÑO	MES	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AG	SEP	OCT	NOV	DIC	MAX ANUAL	FECHA
49	DIA	-	-	-	-	-	-	-	11	23	23	4	6	53	4-11
	PRECIP	-	-	-	-	-	-	-	24	31	39.6	53	16		
50	DIA	28	10	5	28	16	11	8	17	14	21	26	13	44.2	21-10
	PRECIP	53.8	3	0.4	5.8	26.6	41.4	28.2	26.6	16.4	44.2	37.6	20.8		
51	DIA	16	15	3	30	13	24	9	10	28	31	16	3	65.6	24-6
	PRECIP	13.4	31.8	4.6	17.8	32.6	65.6	22	25.4	21	32.2	11.2	64.6		
52	DIA	8	-	10	17	5	20	9	17	27	18	20	1	65.8	5-5
	PRECIP	6.8	-	8.2	5.3	65.8	24.2	24	22.2	46.4	17	29.2	2.9		
53	DIA	11	7	8	27	11	17	31	20	21	10	15	16	45.2	21-9
	PRECIP	15.6	5.5	0.6	0.6	34.3	21.6	25.9	24.8	45.2	18.1	26.1	11.5		
54	DIA	30	22	31	30	4	24	11	18	15	7	29	15	45.4	11-7
	PRECIP	0.6	7.5	3.7	31.3	10.4	14.3	45.4	25.5	14.6	25.3	19.6	19.9		
55	DIA	24	16	23	20	28	7	13	18	13	1	15	30	32.4	13-7
	PRECIP	28	1.1	3.8	11	27.8	31.5	32.4	25.5	28	0.3	21.3	5.3		

LLUVIA MAXIMA DIARIA

ESTACION de : BARUTA

AÑO	MES	EN	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AG	SEP	OCT	NOY	DIC	MAX ANUAL	FECHA
49	DIA														
	PRECP														
50	DIA														
	PRECP														
51	DIA											7	15		
	PRECP											8.2	28.4		
52	DIA	12	9	10	14	6	12	9	10	21	1	23	1		
	PRECP	4	0.2	4.8	31.6	10.2	8.6	30.4	26.4	57.5	16.3	6.4	10.5	57.5	21-9
53	DIA	13	7	13	6	21	18	31	7	21	9	3	18		
	PRECP	7	2.4	0.2	11.4	35	7.7	22.2	16.9	48.5	23.2	3.4	17.5	48.5	21-9
54	DIA	11	18	1	3	29	4	23	11	10	4	7	30	4	
	PRECP	0.6	5	2.8	25.7	17.9	23.5	39.3	19.8	14.6	27.5	15	20.1	39.3	11-7
55	DIA	24	7	24	18	29	7	13	8	12	25	3	29		
	PRECP	13.4	0.2	1.3	11.6	3.9	49.3	62.6	15.7	30.9	32.7	23.1	9.8	62.6	13-7

LLUVIA MAXIMA DIARIA

ESTACION de : CIUDAD UNIVERSITARIA

AÑO	MES	EN	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AG	SEP	OCT	NOV	DIC	MAX ANUAL	FECHA
49	DIA	-	-	-	-	-	28	5	26	6	23	4	2	42	23-10
	PRECIP	-	-	-	-	-	38	30.5	23.4	11.6	42	33	28.6		
50	DIA	12	10	14	27	9	11	18	22	25	13	28	13	48.6	22-8
	PRECIP	46.6	5.2	13	11.8	32.3	28.6	20	48.6	16.6	31.6	30.8	26		
51	DIA	28	17	20	29	4	29	27	10	2	4	27	3	47.4	2-9
	PRECIP	11.4	36.2	20	31.2	17.8	36.8	25.8	17.2	47.4	29.6	31.4	21		
52	DIA	25	-	6	14	7	25	10	29	26	18	29	1	50.6	7-5
	PRECIP	0.4	-	2.8	33.5	50.6	21.4	33	33.9	37.6	17.1	23	33.5		
53	DIA	11	10	23	6	21	28	8	27	21	3	26	16	50.2	3-10
	PRECIP	8.7	22.6	1.1	21.8	22	15.9	32.6	18.6	39.1	50.2	21	19.7		
54	DIA	26	1	31	29	25	26	11	27	3	15	15	26	65.5	15-10
	PRECIP	10.4	15.5	64.7	59.1	9.7	38	25.6	15.8	20	65.5	14.8	43.8		
55	DIA	8	8	23	21	22	7	23	23	18	25	16	1	50.9	25-10
	PRECIP	7.5	0.8	4.4	28.2	13.4	26.6	22.8	25.5	45.2	50.9	44.6	4.5		

LLUVIA MAXIMA DIARIA

ESTACION de : I.N.O.S.

AÑO	MES	EN	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AG	SEP	OCT	NOY	DIC	MAX. ANUAL	FECHA
49	DIA	-	1	-	-	15	28	5	16	23	17	4	2	54.2	28-6
	PRECIP	-	9.6	-	-	12	542	354	22.6	10.4	42.4	39.4	27.8		
50	DIA	12	1	-	27	8	11	8	18	21	15	28	13	47.3	28-11
	PRECIP	41.8	4.2	-	20.4	40	37.4	15	27.4	23.6	27.2	47.3	20.7		
51	DIA	28	16	20	29	20	24	9	24	2	4	18	27	44.6	16-4
	PRECIP	10.6	44.6	27.6	33.4	17.8	19.4	25.4	12	20.2	18	36	36.6		
52	DIA	11	-	10	14	6	25	10	29	28	18	30	1	61	6-5
	PRECIP	0.2	-	3	25.6	61	15.4	41.1	30.7	29.9	36.5	35	18		
53	DIA	11	10	23	6	11	20	8	27	10	21	11	16	57.7	11-5
	PRECIP	9.5	11.7	2.8	30.7	57.7	24.4	28	22.9	43.5	24.1	50	16.2		
54	DIA	26	22	31	29	23	26	8	27	2	17	4	12	60.7	29-4
	PRECIP	14.1	4.9	23.9	60.7	14.7	54.2	47.3	21.4	23.4	35.2	18.7	53.6		
55	DIA	8	8	23	21	22	7	1	23	18	3	16	1	48.5	3-10
	PRECIP	16.8	5.8	50	19.7	14.5	35.2	36.4	30.2	48.7	48.5	36.5	5.8		

LLOVIA DIARIA MAXIMA  
ESTACION de : EL VIGIA

AÑO	MES	EN	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AG	SEP	OCT	NOV	DIC	MAX ANUAL	FECHA
49	DIA	27	15	27	27	15	28	1	1	8	8	25	2	57.8	2-12
	PRECIP	2.8	11.2	6.6	5.4	25.4	5.3	20.2	2.3	25.6	46.8	17.4	57.7		
50	DIA	12	11	5	28	17	29	27	27	8	11	28	13	90.2	11-10
	PRECIP	62.4	11.8	7.2	7.2	53.8	48.8	14.2	28.2	41.4	90.2	34.6	73.7		
51	DIA	28	16	20	27	13	23	9	10	2	4	4	15	74	13-5
	PRECIP	17.6	68.2	30	14.2	7.4	25.6	4.7	2.2	2.6	18.4	23.4	10.8		
52	DIA	12	-	11	14	7	26	8	10	27	18	20	11	54.6	10-8
	PRECIP	1.9	-	8.3	48.2	4.5	15	52.7	54.6	37.7	10.8	40.8	90		
53	DIA	13	21	23	6	21	26	8	30	21	3	3	17	57	26-6
	PRECIP	17.9	19.7	2.1	1.6	41.8	5.7	28.6	24.3	24.6	28.6	13.8	13.2		
54	DIA	25	14	31	29	14	28	8	10	14	16	27	12	36.2	29-4
	PRECIP	20.6	1.7	3	36.2	31.2	34.4	34.5	23.1	25.7	28	12.3	35.7		
55	DIA	9	8	23	20	6	30	7	18	28	16	27	1	40.2	30-6
	PRECIP	26.5	6.6	6.4	9	12.2	40.2	15.3	32.2	2.9	19.3	24	16.5		

LLUVIA MAXIMA DIARIA

ESTACION de : CAMINO AVILA

AÑO	MES	EN	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AG	SEP	OCT	NOV	DIC	MAX ANUAL	FECHA
49	DIA	22	15	27	1	17	14	5	16	15	8	4	2	64.4	4-11
	PRECIP	2.4	9	4.6	28	28.4	32.4	23.8	4.1	24.4	47.8	64.4	49.6		
50	DIA	12	5	5	28	9	29	18	16	7	8	28	13	67.8	12-1
	PRECIP	67.8	19.4	4	30.6	24.8	45.2	16.6	39.2	26.4	50.2	39.4	20.6		
51	DIA	12	17	20 29	29	13	23	9	10	2	28	3	2	153.2	17-2
	PRECIP	13.2	153.2	27.4	20.8	39.6	2.4	48.2	22.1	26.6	21.4	47.2	22.5		
52	DIA	8	-	10	14	25	26	8	10	23	15	20	6	62.6	27-9
	PRECIP	2.2	-	7.7	48.6	45.8	17.1	30.2	58.5	62.6	19	40.4	25.6		
53	DIA	13	21	23	30	21	26	8	30	21	3	3	16	67.2	3-11
	PRECIP	15.9	11.7	1.1	2.4	40	40.2	36.9	20.8	44.2	45.5	67.2	23.6		
54	DIA	26	22	31	29	4	26	8	28	25	17	27	10	45.2	8-7
	PRECIP	18	3.4	2.2	33.9	23.1	43.8	45.2	43.5	43.9	35.6	13.1	24.2		
55	DIA	5	3	23	20	29	30	7	18	15	16	27	1	49.2	30-6
	PRECIP	37.7	12.8	3.8	1.1	18.8	49.2	17.9	36.3	38.2	45.4	21.3	13		

LLUVIA MAXIMA DIARIA

ESTACION de : PETARE

AÑO	MES	EN	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AG	SEP	OCT	NOV	DIC	MAX ANUAL	FECHA
49	DIA							28	16	1	30	4	2	49.2	4-11
	PRECIP							0.2	16.3	35.8	42.4	49.2	26.7		
50	DIA	12	4	13	29	3								50.4	12-1
	PRECIP	50.4	4.4	1.6	14	33.6									
51	DIA									28	4	18	3	57.8	18-11
	PRECIP									48.2	37.2	57.8	36.6		
52	DIA	17	7	10	14	5	16	8	29	21	24	16	6	87.2	5-5
	PRECIP	3	2.8	8	35	87.2	17.5	25.8	24.6	29	27.2	29	19.2		
53	DIA	11	10	23	6	18	26	8	4	21	9	9	16 28	62.9	21-9
	PRECIP	12.5	5.4	2.3	6.1	43.4	39.9	43.1	32.6	62.9	16.9	24.4	8		
54	DIA	20	22	31	29	24	26	10						39.3	29-4
	PRECIP	4.6	1.8	10.3	39.3	28.9	20	36							
55	DIA	31	8	23	20	6	30	23	18	12	25	3	1	48.5	30-6
	PRECIP	28.2	3.5	8.9	8.5	17.4	48.5	29.8	25.5	20.5	44.5	27	13.5		

PRECIPITACIONES SIMULTANEAS

CON LA MAXIMA PRECIPITACION DIARIA EN LLANO DE CURA

FECHAS ESTACIONES	1949	1950	1951	1952	1953	1954	1955
	OCT 2	MAY 9	FEB 15	DIC 1	MAY 11	JUL 11	OCT 26
LLANO DE CURA	39.2	33.8	51.0	39.0	32.6	35.2	49.7
OROPEZA	12.4	67.4	12.8	14.6	4.6	32.0	2.1
LOS TEQUES	0.2	0.0	3.0	0.0	0.6	38.1	2.4
CARITE	3.4	10.0	-	29.9	5.3	43.2	0.0
SABANETA	15.6	38.0	30.4	1.3	14.6	29.8	9.1
MONTALBAN	0.0	30.0	0.0	3.0	16.0	26.0	3.0
LA MARIPOSA	7.0	4.8	31.8	29.0	34.3	45.4	-
BARUTA	-	-	-	16.5	16.3	39.3	19.7
C. UNIVERSITARIA	2.7	32.2	21.2	33.5	14.9	25.6	5.0
I.N.O.S.	0.0	40.0	0.6	18.0	57.5	31.7	1.0
EL VIGIA	6.2	21.4	33.2	0.0	17.1	28.3	-
CAMINO AVILA	1.0	24.8	5.0	21.0	3.9	38.8	36.1
PETARE	0.4	16.8	-	7.8	7.6	0.2	32.1
TOTALES	88.1	319.2	189.0	218.6	225.3	413.6	160.2
LLUVIA MEDIA	7.34	26.60	18.90	16.43	17.33	31.82	14.56
% de la MAX	18.73	78.70	37.06	42.13	53.16	90.40	29.29

PRECIPITACIONES SIMULTANEAS  
CON LA MAXIMA PRECIPITACION DIARIA EN OROPEZA

FECHAS ESTACIONES	1949	1950	1951	1952	1953	1954	1955
	NOV 4	OCT 20	JUN 18	MAY 5	JUL 18	AG 2	JUN 12
OROPEZA	83.8	75.8	61.8	49.8	41.9	47.9	39.1
LLANO DE CURA	30.4	0.0	34.0	38.6	0.9	9.6	18.5
LOS TEQUES	70.0	0.0	38.8	74.1	0.4	0.0	0.2
CARITE	81.2	0.0	61.4	44.0	14.1	26.8	6.3
SABANETA	56.8	0.0	41.0	0.0	3.2	0.2	7.6
MONTALBAN	70.0	17.0	33.0	90.0	0.0	5.0	0.0
LA MARIPOSA	53.0	0.4	43.4	65.8	0.3	0.5	2.5
BARUTA	-	-	-	7.2	0.0	0.0	1.2
C.UNIVERSITARIA	33.0	0.8	14.6	36.0	0.2	0.0	7.2
I.M.O.S.	39.4	1.7	6.0	36.5	1.4	1.9	5.8
EL VIGIA	-	6.4	1.8	28.4	0.4	0.0	5.6
CAMINO AVILA	64.4	28.6	3.0	36.0	3.6	0.0	3.9
PETARE	49.1	-	-	87.2	-	-	4.2
TOTALES	631.1	130.7	338.8	593.6	66.4	91.9	102.1
LLUVIA MEDIA	57.37	11.88	30.80	45.66	5.53	7.66	7.85
% de la MAX	68.46	15.67	49.81	91.69	13.20	15.99	20.08

PRECIPITACIONES SIMULTANEAS  
CON LA MAXIMA PRECIPITACION DIARIA EN LOS TEQUES

FECHAS ESTACIONES	1949	1950	1951	1952	1953	1954	1955
	NOV 4	JUN 5	JUN 24	MAY 5	SEP 21	SEP 25	OCT 25
LOS TEQUES	70.0	87.4	64.2	74.1	50.8	80.0	46.6
LLANO DE CURA	30.4	10.2	16.2	32.6	24.7	15.2	1.6
OROPEZA	83.8	0.0	8.4	49.8	39.6	33.3	38.6
CARIFE	81.2	20.0	35.2	44.0	52.9	61.3	8.1
SABANETA	56.8	18.8	30.0	0.0	71.7	36.3	11.0
MONTALBAN	70.0	33.0	20.0	90.0	44.0	8.0	12.0
LA MARIPOSA	53.0	29.2	65.6	65.8	45.2	13.6	-
BARUTA	-	-	-	7.2	48.5	3.8	32.7
C. UNIVERSITARIA	33.0	24.2	23.4	36.0	39.1	2.0	50.9
I.N.O.S.	39.4	12.0	19.4	36.5	32.7	0.7	37.1
LA VILLA	-	40.8	17.8	28.4	24.6	19.5	-
CAMINO AVILA	64.4	40.6	20.6	36.0	44.2	43.9	35.4
PETARE	49.2	-	-	87.2	62.9	-	44.5
TOTALES	561.2	316.2	320.8	561.2	580.9	318.2	318.5
LLUVIA MEDIA	51.02	28.75	29.16	43.17	44.68	26.52	28.95
% de la MAX.	72.89	32.89	45.42	58.26	87.95	33.15	62.13

PRECIPITACIONES SIMULTANEAS

CON LA MAXIMA PRECIPITACION DIARIA EN CARITE

FECHAS ESTACIONES	1949	1950	1951	1952	1953	1954	1955
	NOY 4	OCT 30	JUN 18	ABR 14	SEP 21	SEP 25	JUL 21
CARITE	81.2	59.4	61.4	56.8	52.9	61.3	33.1
LLANO DE CURA	30.4	1.8	34.0	38.6	24.7	15.8	0.0
OROPEZA	83.8	2.6	22.4	38.7	39.6	33.3	0.0
LOS TEQUES	70.0	0.0	38.8	68.6	50.8	80.0	0.0
SABANETA	56.8	0.4	41.0	41.9	71.7	36.3	0.8
MONTALBAN	70.0	0.0	33.0	0.0	44.0	8.0	0.0
LA MARIPOSA	53.0	8.4	43.4	30.0	45.2	13.6	1.1
BARUTA	-	-	-	31.6	48.5	38	1.7
C.UNIVERSITARIA	33.6	0.2	14.6	33.5	39.1	2.0	0.3
I.F.O.S.	39.4	0.2	6.0	25.6	32.7	0.7	0.2
EL VIGIA	-	0.0	1.8	48.2	24.6	19.5	0.0
CAMINO AVILA	64.4	0.0	3.0	48.6	44.2	43.9	1.4
PETARE	49.2	-	-	35.0	62.9	-	1.4
TOTALES	631.8	73.0	299.4	497.1	580.9	318.2	40.0
LLUVIA MEDIA	57.37	6.64	27.22	38.24	44.68	26.52	3.08
% de la MAX.	70.65	11.18	44.33	67.32	84.46	43.27	9.31

PRECIPITACIONES SIMULTANEAS  
CON LA MAXIMA PRECIPITACION DIARIA EN SABANETA

FECHAS ESTACIONES	1949	1950	1951	1952	1953	1954	1955
	NOV 4	JUN 2	FEB 16	MAY 6	SEP 21	OCT 20	JUL 5
SABANETA	56.8	42.0	103.4	47.6	71.7	57.5	95.4
LLANO DE CURA	30.4	3.8	5.0	5.2	24.7	14.5	18.2
OROPEZA	83.8	37.8	31.6	12.5	39.6	26.3	12.5
LOS TEQUES	70.0	5.8	32.8	5.0	50.8	72.8	10.8
CARITE	81.2	10.8	-	4.0	52.9	30.5	4.4
MONTALBAN	70.0	6.0	51.0	16.0	44.0	92.0	9.0
LA MARIPOSA	53.0	7.8	24.4	1.8	45.2	9.0	1.0
BARUTA	-	-	-	10.1	48.5	5.8	0.0
C. UNIVERSITARIA	33.0	13.6	34.0	22.5	39.1	24.5	0.8
L.N.O.S.	39.4	10.0	44.6	61.0	32.7	68.0	8.4
VIGIA	-	17.4	68.2	41.7	24.6	-	0.6
CAMINO AVILA	64.4	19.6	150.0	6.4	44.2	9.2	2.6
PETARE	49.2	-	-	14.8	62.9	-	1.8
TOTALES	631.2	174.6	545.0	253.6	580.9	410.1	112.4
LLUVIA MEDIA	57.37	15.87	54.50	19.51	44.69	37.28	8.65
% de la MAX.	101.00	37.79	52.71	40.99	62.33	64.84	24.44

PRECIPITACIONES SIMULTANEAS  
CON LA MAXIMA PRECIPITACION DIARIA EN MONTALBAN

FECHAS ESTACIONES	1949	1950	1951	1952	1953	1954	1955
	JUN 28	JUN 5	FEB 14	MAY 5	SEPT 10	OCT 20	SEP 19
MONTALBAN	98.0	23.0	51.0	90.0	54.0	92.0	55.0
LLANO DE CURA	13.6	10.2	0.0	38.6	-	14.5	1.6
OROPEZA	-	0.0	0.0	49.8	4.3	26.3	0.4
LOS TEQUES	29.4	87.4	0.0	74.1	2.4	72.8	4.4
CARITE	48.0	20.0	0.0	44.0	1.0	30.5	0.0
SABANETA	-	18.8	0.0	0.0	6.2	57.5	3.6
LA MARIPOSA	-	29.2	0.0	65.8	2.3	9.0	7.3
BARUTA	-	-	-	7.2	2.5	5.8	0.0
C. UNIVERSITARIA	38.0	24.2	0.0	36.0	30.9	24.5	32.3
I.M.O.S.	54.2	12.0	0.0	36.5	43.5	68.0	11.4
EL VIGIA	53.0	40.8	0.0	28.4	0.8	-	-
CAMINO AVILA	31.6	40.6	0.0	36.0	1.6	9.2	8.0
PETARE	-	-	-	87.2	9.2	-	11.0
TOTALES	365.8	306.2	51.0	593.6	158.7	410.1	135.0
LLUVIA MEDIA	45.73	27.84	4.64	45.66	13.23	32.28	11.25
% de la MAX.	46.66	12.10	7.60	50.73	24.50	40.53	20.45

PRECIPITACIONES SIMULTANEAS

CON LA MAXIMA PRECIPITACION DIARIA EN LA MARIPOSA

FECHAS ESTACIONES	1949	1950	1951	1952	1953	1954	1955
	NOV	OCT	JUN	MAY	SEP	JUL	JUL
	4	21	24	5	21	11	13
MARIPOSA	53.0	44.2	65.6	65.8	45.2	45.4	32.4
LLANO DE CURA	30.4	0.0	16.2	38.6	24.7	35.2	-
OROPEZA	83.8	0.8	8.4	49.8	39.6	32.0	34.1
LOS TEQUES	70.0	45.6	64.2	74.1	50.8	38.1	19.1
CARITE	81.2	55.6	35.2	44.0	52.9	43.2	14.3
SABANETA	56.8	5.2	30.0	0.0	71.3	29.8	17.5
MONTALBAN	70.0	0.0	20.0	90.0	44.0	26.0	17.0
BARUTA	-	-	-	7.2	48.5	39.3	62.6
C. UNIVERSITARIA	33.0	21.8	23.4	36.0	39.1	25.6	3.6
I. N. O. S.	39.4	12.2	19.4	36.5	32.7	31.7	3.2
EL VIGIA	-	34.8	17.8	28.4	24.6	28.3	9.3
CAMINO AVILA	64.4	33.0	20.6	36.0	44.2	38.8	13.7
PETARE	49.1	-	-	87.2	62.9	0.2	2.4
TOTALES	631.1	253.2	320.8	593.6	580.9	413.6	229.2
LLUVIA MEDIA	57.37	23.02	29.16	45.66	44.69	31.82	19.10
% de la MAX.	108.25	54.55	44.45	69.39	98.88	70.09	58.96

PRECIPITACIONES SIMULTANEAS  
CON LA MAXIMA PRECIPITACION DIARIA EN BARUTA

FECHAS ESTACIONES	1949	1950	1951	1952 SEP 21	1953 SEP 21	1954 JUL 11	1955 JUL 13
BARUTA				57.5	48.5	39.3	62.6
LLANO DE CURA				24.8	24.7	35.2	-
OROPEZA				25.6	39.6	32.0	34.1
LOS TEQUES				6.6	50.8	38.1	19.1
CARITE				24.2	52.9	43.2	14.3
SABANETA				0.6	71.7	29.8	17.5
MONTALBAN				2.0	44.0	26.0	17.0
LA MARIPOSA				21.8	45.2	45.4	32.4
C. UNIVERSITARIA				33.0	39.1	25.6	3.6
I.N.O.S				2.4	32.7	31.7	3.2
VIGIA				4.0	24.6	28.3	9.3
CAMINO AVILA				6.4	44.2	38.8	13.7
PETARE				14.6	62.9	0.2	2.4
TOTALES				223.5	580.9	413.6	229.2
LLUVIA MEDIA				17.19	44.69	31.82	19.10
% de la MAX.				29.90	92.14	80.97	30.51

PRECIPITACIONES SIMULTANEAS  
CON LA MAXIMA PRECIPITACION EN LA C/ UNIVERSITARIA

FECHAS ESTACIONES	1949	1950	1951	1952	1953	1954	1955
	OCT	AG	SEP	MAY	OCT	OCT	OCT
	23	22	2	7	3	15	25
C. UNIVERSITARIA	42.0	48.6	47.4	50.6	50.2	65.5	50.9
LLANO DE CURA	12.4	0.0	14.8	0.2	-	9.1	1.6
OROPEZA	46.0	0.0	15.4	0.0	25.8	26.2	38.6
LOS TEQUES	26.6	-	14.6	0.0	3.8	8.2	46.6
CARITE	34.8	0.0	46.4	0.0	36.1	7.3	8.1
SABANETA	31.4	0.0	19.4	0.0	8.2	-	11.0
MONTALBAN	30.0	3.0	0.0	5.0	3.0	11.0	12.0
LA MARIPOSA	39.6	0.0	10.4	0.0	6.8	11.3	-
BARUTA	-	-	-	1.6	0.0	7.9	32.7
INO.S.	31.2	4.0	20.2	21.9	14.2	9.4	37.5
EL VIGIA	27.8	1.4	26.0	45.0	28.6	6.2	-
CAMINO AVILA	41.8	0.4	26.6	29.4	45.5	13.6	35.4
PETARE	22.3	-	-	21.3	8.9	-	44.5
TOTALES	385.9	57.4	241.2	175.0	231.1	175.7	318.7
LLUVIA MEDIA	32.16	5.74	21.93	13.46	19.26	15.97	28.99
% de la MAX.	76.57	11.81	46.24	26.60	38.37	24.38	56.95

PRECIPITACIONES SIMULTANEAS  
CON LA MAXIMA PRECIPITACION DIARIA EN EL I.N.O.S.

FECHAS ESTACIONES	1949	1950	1951	1952	1953	1954	1955
	JUN 28	NOV 28	ABR 16	MAY 6	MAY 11	ABR 29	OCT 3
I.N.O.S.	54.2	47.3	44.6	61.0	57.7	60.7	48.5
LLANO DE CURA	13.6	5.4	0.0	5.2	32.6	32.6	3.2
OROPEZA	-	18.8	0.0	17.5	4.6	24.1	3.8
LOS TEQUES	29.4	26.0	-	5.0	0.6	13.5	1.8
CARITE	48.0	28.2	0.0	4.0	5.3	26.3	1.0
SABANETA	-	11.8	0.0	0.0	14.6	31.2	5.4
MONTALBAN	0.0	8.0	0.0	16.0	16.0	40.0	3.0
LA MARIPOSA	-	23.2	0.0	1.8	34.3	30.4	-
BARUTA	-	-	-	10.1	16.3	25.7	4.6
C.UNIVERSITARIA	38.0	30.8	0.0	22.5	14.9	59.1	30.8
EL VIGIA	53.0	34.6	0.0	41.2	13.1	36.2	15.0
CAMINO AVILA	31.6	39.4	0.0	27.9	3.9	33.9	27.0
PETARE	-	-	-	14.8	7.6	39.3	39.8
TOTALES	267.8	273.5	44.6	227.0	225.5	453.0	183.9
LLUVIA MEDIA	33.48	24.86	4.46	17.46	12.35	34.87	15.33
% de la MAX	61.78	52.56	10.00	28.63	30.07	57.45	31.61

PRECIPITACIONES SIMULTANEAS  
CON LA MAXIMA PRECIPITACION DIARIA EN EL VIGIA

FECHAS ESTACIONES	1949	1950	1951	1952	1953	1954	1955
	DIC 2	OCT 11	MAY 13	AG 10	JUN 26	ABR 29	JUN 30
EL VIGIA	57.7	90.2	74.0	54.6	57.0	36.2	40.2
LLANO DE CURA	21.2	0.4	0.6	0.2	10.7	32.6	15.0
OROPEZA	10.2	1.0	1.8	-	28.6	21.4	11.0
LOS TEQUES	-	16.8	0.0	13.8	36.8	13.5	13.8
CARITE	10.2	1.4	14.6	8.6	5.0	26.3	22.4
SABANETA	19.0	37.2	0.0	5.4	10.2	31.2	29.0
MONTALBAN	15.0	4.0	0.0	19.0	23.0	40.0	4.0
LA MARIPOSA	14.8	3.0	32.6	4.0	5.9	30.4	8.0
BARUTA	-	-	-	26.4	-	25.7	13.3
C. UNIVERSITARIA	28.6	10.0	8.6	10.4	12.6	59.1	14.3
I.N.O.S.	27.8	18.0	0.2	10.5	13.3	60.7	14.0
CAMINO AVILA	49.6	33.4	38.6	58.5	40.2	33.9	49.2
PETARE	26.7	-	-	-	39.9	39.3	48.5
TOTALES	280.8	215.4	171.0	211.4	283.2	453.0	282.6
LLUVIA MEDIA	25.53	19.58	15.55	19.22	23.60	34.85	21.74
% de la MAX.	44.25	21.71	21.02	35.21	41.40	96.27	54.08

PRECIPITACIONES SIMULTANEAS

CON LA MAXIMA PRECIPITACION DIARIA EN EL CAMINO AVILA

FECHA ESTACIONES	1949	1950	1951	1952	1953	1954	1955
	NOV 4	EN 12	FEB 17	SEP 27	NOV 5	JUL 8	JUN 30
CAMINO AVILA	64.4	67.8	153.2	62.6	67.2	45.2	47.2
LLANO DE CURA	30.4	28.4	26	20.6	6.7	20.4	15.0
OROPEZA	83.8	13.4	6.0	13.1	0.0	18.9	11.0
LOS TEQUES	70.0	-	7.6	26.0	0.2	18.7	13.7
CARITE	81.2	12.6	-	9.0	0.0	6.7	22.4
SABANETA	56.8	28.2	51.2	23.2	6.5	16.8	29.0
MONTALBAN	70.0	28.0	4.0	37.0	0.0	11.0	4.0
LA MARIPOSA	53.0	23.0	5.6	46.4	8.9	9.9	8.0
BARUTA	-	-	-	24.4	3.4	9.2	13.3
C. UNIVERSITARIA	33.0	46.6	36.2	23.6	5.6	17.9	14.3
I.N.O.S.	39.4	41.8	24.6	12.8	4.3	47.3	14.0
EL VIGIA	-	62.4	52.6	37.7	13.8	34.5	40.2
PETARE	49.1	50.4	-	29.0	13.7	0.0	48.5
TOTALES	631.1	402.6	335.6	365.0	130.3	256.5	282.6
LLUVIA MEDIO	57.37	36.60	33.56	28.08	10.02	19.73	21.74
% de la MAX	89.09	53.98	21.91	44.86	14.91	43.65	44.19

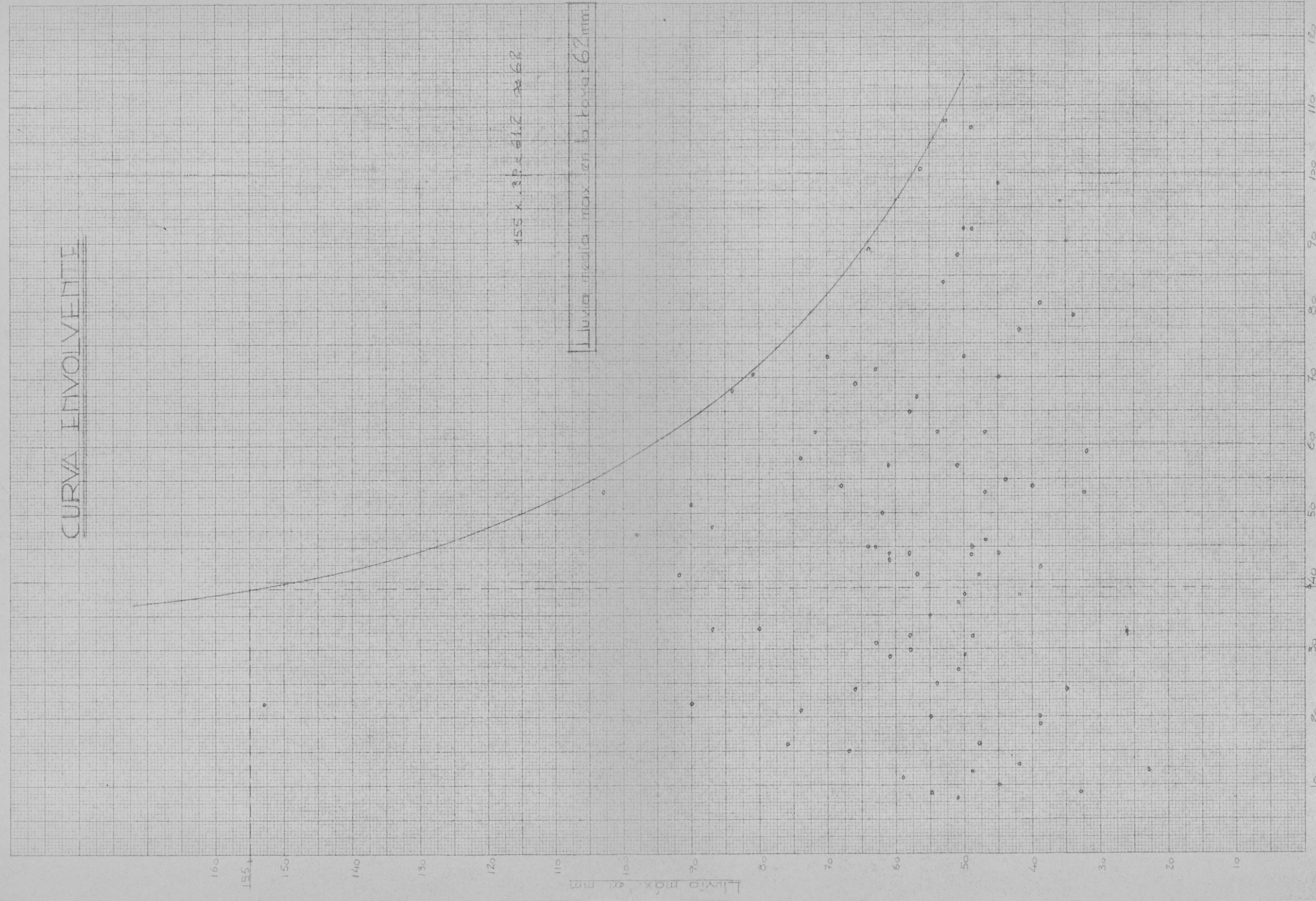
PRECIPITACIONES SIMULTANEAS  
CON LA MAXIMA PRECIPITACION DIARIA EN PETARE

FECHAS ESTACIONES	1949 NOV 4	1950 EN 12	1951 NOV 18	1952 MAY 5	1953 SEP 21	1954 -	1955 JUN 30
PETARE	49.2	50.4	57.8	87.2	62.9	-	48.5
LLANO DE CURA	30.4	28.4	2.6	38.6	24.7	-	15.6
OROPEZA	83.8	13.4	1.0	49.8	39.6	-	11.0
LOS TROQUES	70.0	-	0.2	74.1	50.8	-	13.7
CARITE	81.2	12.6	3.6	0.0	52.9	-	22.4
SABANETA	56.8	28.2	0.0	0.0	71.7	-	29.0
MONTALBAN	70.0	28.0	32.0	90.0	44.0	-	4.0
LA MARIPOSA	53.0	23.0	9.4	65.8	45.2	-	8.0
BARUTA	-	-	-	7.2	48.5	-	13.3
C. UNIVERSITARIA	33.0	46.6	31.2	36.0	39.1	-	14.3
I.N.O.S	39.4	41.8	36.0	36.5	32.7	-	14.0
EL VIGIA	-	62.4	21.8	28.4	24.6	-	40.2
CAMINO AYLA	65.4	67.8	29.2	36.0	44.2	-	49.2
TOTALES	631.2	402.6	222.8	549.6	580.9	-	282.6
LLUVIA MEDIA	57.37	36.60	18.57	42.27	44.69	-	21.74
% DE LA MAX.	116.60	72.62	32.13	48.47	71.05	-	44.82

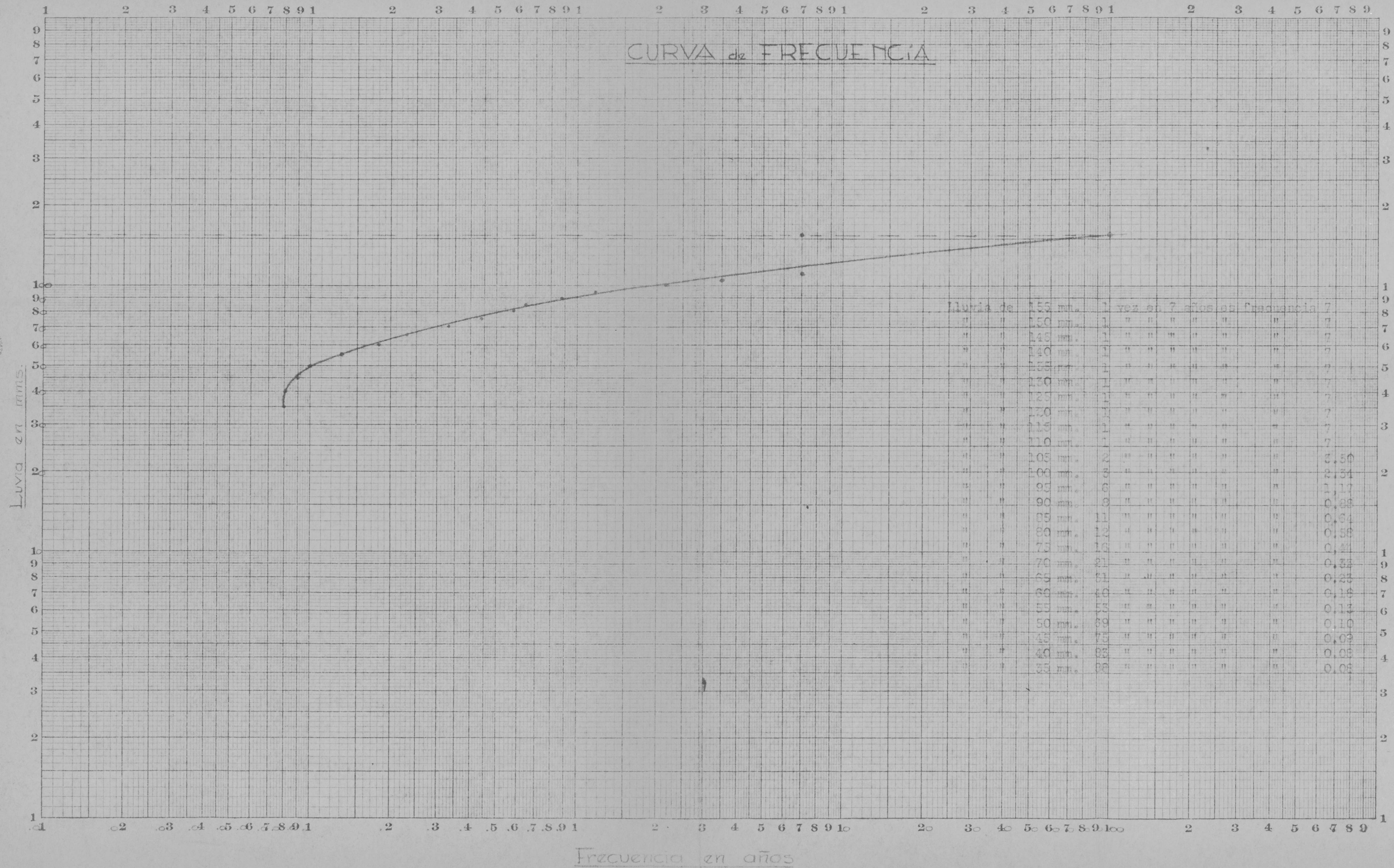
# CURVA INVOLVENTI

155 x .39 = 61.2 mm

Lluvia media max en la zona 62 mm



% de la lluvia máx.



### CRECIENTES NOTABLES

La carencia de datos registrados es motivo del desconocimiento en que estamos con relación a crecientes importantes del río Guaire.

De la primera gran crecida que se poseen datos es de la ocurrida el 10 de Noviembre de 1944. La C.E.C.A. había hecho estudios topográficos del río, tanto en lo relativo a su perfil longitudinal, como a las secciones transversales. Con la ayuda de estos datos, el Dr. J. A. Ayala determinó, usando el método clásico que indica E. Collignon, el gasto probable entre Puente La Paz y la entonces Hacienda Ibarra, hoy Ciudad Universitaria. Este gasto fué de unos  $300 \text{ m}^3/\text{sg}$ . Cabe señalar que este valor carece de gran exactitud ya que se basa en perfiles transversales del cauce, antes de la creciente, cuando es sabido que el río Guaire modifica sus secciones al paso de las crecidas.

En Agosto de 1946 se produjo otra creciente notable, de la que solo se sabe que fué mayor que la de Noviembre de 1944, ya que dejó rastros y marcas de su nivel máximo alcanzado, más alto de las registradas entonces.

En Noviembre de 1949 se produjo una gran creciente, de la que se poseen numerosos datos, y algunos estudios especiales.

El Dr. Bertucci, mediante la deducción de la lluvia media en la cuenca, primero, y la aplicación luego del Hidrógrafo Unidad, logró apreciar esta creciente en  $1.16 \text{ m}^3/\text{sg}$  por cada  $\text{Km}^2$  de hoya.

En Octubre de 1950 el citado Dr. Bertucci, siguiendo iguales razonamientos, midió la crecida de los días 21 y 22, y determinó su valor en  $0,72 \text{ m}^3/\text{sg}$  por cada  $\text{Km}^2$ .

Entre los días 15 y 18 de Febrero de 1951, y a pesar de ser época de escasas precipitaciones, la invasión de un frente frío polar que llegó hasta las costas del Litoral, provocó fenómenos atmosféricos extraordinarios, y que produjeron las altas lluvias que registraron los pluviómetros y pluviógrafos de las Estaciones de las zonas del Litoral, y del Sur de la Cordillera de La Costa y Valle de Caracas. El Dr. Koch en un informe sobre Hidrología y Meteorología del río Guaire apreció que el promedio de esa lluvia, en el área aguas arriba de Petare, fué de unos 78 mm, aunque él mismo señala que usó pocas Estaciones registradoras para la determinación de ese valor.

En Septiembre de 1952 los Ing<sup>o</sup> L. Sánchez Boisset y A. Drosdoff efectuaron el estudio de la creciente ocurrida el día 28. No fué en realidad de gran magnitud, a excepción del área de la quebrada de Paracotos, y de la hoya superior del río Valle, donde las lluvias fueron notablemente intensas. En el primer caso el gasto unitario fué de  $1.20 \text{ m}^3/\text{sg}/\text{Km}^2$ ; para el río Valle, ese gasto unitario llegó a  $1.14 \text{ m}^3/\text{sg}/\text{Km}^2$ . El informe finaliza insinuando que para áreas de 600 a  $800 \text{ Km}^2$ , en condiciones atmosféricas similares a las de entonces, cabe esperar un gasto unitario de  $0.8 \text{ m}^3/\text{sg}/\text{Km}^2$ .

De entonces acá no se han registrado crecientes de consideración.

Un estudio más detallado sobre crecientes y sus correspon-

dientes frecuencias está esbozado en el Informe del Dr. Koch, del cual copio "ad pédam litterae" lo siguiente: "En la parte alta del río Guaire la relación entre la magnitud de la crecien- te y la frecuencia correspondiente, debe fundarse sobre la lluvia más que sobre el método usual de predicción a base de medidas de gasto ..... Se puede demostrar que para un área incremental de cuenca, la rata de tiempo de descarga es una función del exceso de lluvia. Si se expresa ésto por medio de una ecuación diferencial, y se ponen en forma manejable, se puede desarrollar el hidrógrafo de gastos por integración. El procedimiento envuelve una integración del tipo

$$Q = R \left[ \int_0^t \varphi(t) dt - a^{-\frac{t}{v}} \int_0^t \varphi(t)^{\frac{t}{v}} dt \dots \right]$$

donde:

$\varphi(t)$  = Ecuación del histograma

$v$  = velocidad de descarga de concentración

$t$  = tiempo

$c, R$  = constantes

$Q$  = rata de descarga instantánea

Hasta aquí el Dr. Koch

Aplicando este método para el río Guaire se llega a los siguientes gastos en función de la frecuencia:

Años	En Puente La Paz	En Ciudad Universitaria
5	245 m <sup>3</sup> /sg	300 m <sup>3</sup> /sg
10	290	360

Años	En Puente La Paz	En Ciudad Universitaria
15	320 m <sup>3</sup> /sg	400 m <sup>3</sup> /sg
25	370	460
50	470	600
75	570	720
100	660	840

Es un hecho notable que el Dr. Tejera en un Informe parte de la misma ecuación diferencial que señala el Dr. Koch y llega, sin embargo, a valores de gran discrepancia con los citados.

Los gastos que indica el Dr. Tejera son:

En Puente La Paz	En Ciudad Universitaria
1.480 m <sup>3</sup> /sg	1.606 m <sup>3</sup> /sg

La diversidad de los valores propuestos en los diversos Estudios y luego en los de gastos de diseño para las diversas secciones de los proyectos de canalización, dieron origen al Organismo conocido con el nombre de "Oficina del Guaire".

#### CALCULO DE LA CRECIENTE DE UNA LLUVIA

Una obra hidráulica debe ser capaz de absorber la máxima creciente que pueda suceder como consecuencia de la lluvia caída en la zona.

Hay varios métodos para el cálculo de la creciente máxima. Aquí daremos una idea general de algunos procedimientos.

Fórmulas empíricas.-

El gasto que afluye a la red es  $Q = \frac{\psi \ell A}{360}$ , siendo " $\psi$ " el coeficiente de escorrentía, " $\ell$ " la intensidad de la lluvia en mm/hora y " $A$ " el área de la hoya en hectáreas. De tal modo " $Q$ " resultará en  $m^3/sg$ .

Si un canal sirve a una zona pequeña, debe ser capaz de dar salida a todo el gasto producido; si la zona servida es muy grande así como también el gasto, la cantidad total sufre cierta disminución debida al tiempo que el agua necesita para llegar al sitio de estudio. Llamemos " $\varphi$ " a un coeficiente menor que la unidad, conocido con el nombre de "coeficiente de retardo". Observaciones experimentales determinan que este coeficiente depende del tipo de zona servida (área, longitud, etc.).

Si " $\varphi$ " se supone dependiente únicamente del área de la zona, su expresión matemática, propuesta por Baumeister, es

$$\varphi = \frac{1}{\sqrt[n]{A}}$$

A = área, expresada en Ha

El valor de " $n$ " varía entre 4 y 6

Si " $\varphi$ " se supone que depende únicamente de la longitud de la zona, su expresión es:

$$\varphi = \frac{1}{\sqrt[n]{L}}$$

L = longitud en Hectómetros

En este caso el valor de "n" es:

- n = 2,5 para pendientes suaves
- n = 3,0 " " medias
- n = 3.5 " " fuertes

Considerado ahora este coeficiente, la fórmula del gasto viene expresada así:

$$Q = \frac{\rho \sqrt{h}}{360} A m^3 / \text{sg}$$

También para determinar estos gastos existen fórmulas completamente empíricas, como la de Possenti:

$$Q = K \frac{h}{L} (A_m + \frac{A_p}{3})$$

Q en m<sup>3</sup>/sg

h = altura de lluvia en m

L = distancia mayor desde un extremo de la hoya hasta la sección que se considera. En Km

A<sub>m</sub> y A<sub>p</sub> = áreas respectivas de las partes montañosas y de llanuras que comprenda la zona. Se expresan en Km<sup>2</sup>

K = coeficiente que Possenti hace igual a 700 mientras que Baccarini hace igual a 800.

Otra fórmula sería la enunciada por Hofmann

$$Q = m \frac{A}{(1+A)^{1/3}} \cdot (1 - 0.4 \frac{A_b}{A})$$

A = área total de la hoya, en Km<sup>2</sup>

A<sub>b</sub> = área cubierta de bosques, en Km<sup>2</sup>

m = coeficiente que puede tomar los siguientes valores:

m = 4.5 si la pendiente en los dos últimos tercios del lecho es > 2%

m = 3.75 si esa pendiente está comprendida entre 2% y 5 o/oo

$m = 3$  si es menor del 5 o/oo

Todas estas fórmulas dan valores de "Q" aproximados por exceso o por defecto. Pero en algunos tipos de proyectos, la seguridad de obtener un gasto máximo debe ser absoluta. Para obtener el valor de esta creciente máxima absoluta se han estudiado hoyas de muchos cursos de agua sujetos a crecientes excepcionales. En un diagrama que tiene por abscisas las áreas de las diferentes hoyas, y por ordenadas las crecientes, se han señalado puntos que representan el gasto unitario para cada área correspondiente. Una línea que deja por debajo todos estos puntos da origen a la fórmula:

$$Q = 3.25 \frac{500}{A+125} + 0.5x2 \text{ m}^3/\text{seg}/\text{Km}^2$$

Si la lluvia no supera los 200 mm en un día, la fórmula es

$$Q = 3.25 \frac{500}{A+125} + 0.5 \text{ m}^3/\text{seg}/\text{Km}^2$$

El área "A" no debe ser mayor de 1000 Km<sup>2</sup>

Las fórmulas que propone Whistler son:

$$Q = \frac{1538}{A+259} + 0.054 \text{ m}^3/\text{seg}/\text{Km}^2$$

para cuencas mayores de 1000 Km<sup>2</sup>

Para cuencas menores de 1000 Km<sup>2</sup> la siguiente:

$$Q = \frac{600}{A+10} + 1 \text{ m}^3/\text{seg}/\text{Km}^2$$

### Fórmulas estadísticas.-

Existen desarrollos teóricos basados en el Cálculo de Probabilidades y teorías afines de la Matemática Superior, no aplicables en nuestro caso debido a la escasez de datos estadísticos comparativos. Entre estos métodos podemos citar los de Foster, Fuller, Greager y Gibrat.

La fórmula que propone Fuller es la siguiente:

$$Q = N. 0,013 \cdot A^{0.8} (1 + 0.8 \log T)(1 + 2,66 \cdot A^{-0.3})$$

La fórmula de Greager es:

$$Q = C \cdot 0,0176 \cdot A^{0.5} \left[ \frac{2 - e^{-0.33A^{0.3}}}{3} \left( 1 - \frac{\log(0.1T)}{3} \right) + \frac{\log(0.1T)}{3} \right]$$

Ambas fórmulas en unidades métricas

Estos métodos estadísticos no están en la actualidad totalmente aceptados y son motivo de controversia.

### Fórmulas de fundamento cinemático.-

Las fórmulas expuestas hasta ahora han tenido un carácter absolutamente empírico. Veamos ahora como es posible establecer, bajo consideraciones relativas a la velocidad de flujo, un método de cálculo de carácter deductivo. Considerando una hoyá de área "A", siendo "h" la altura de lluvia caída y "K<sub>1</sub>" el coeficiente de flujo, el volúmen de agua que afluye al cauce es:

$$W = 10 \cdot K_1 \cdot h \cdot A$$

"h" en mm. "A" en Ha. "W" en m<sup>3</sup>.

En una determinada sección este volúmen escurre completamente en el período de lluvia "t<sub>p</sub>" y en un período sucesivo "t<sub>c</sub>" igual al tiempo necesario para que una partículas de agua pueda

llegar desde el punto más lejano de la hoya hasta la sección.

Por tanto

$$Q = \frac{V}{t} = \frac{W}{t_p + t_c} = \frac{10 \cdot K_1 \cdot h \cdot A}{t_p + t_c}$$

donde " $t_p$ " y " $t_c$ " se expresan en días

Indicando con " $\rho$ " la relación entre la  $Q$  máxima y la  $Q$  media tendremos

$$Q = \frac{10 \cdot K_1 \cdot h \cdot A \cdot \rho}{t_p + t_c}$$

Si se considera una lluvia de intensidad " $l$ " constante, hasta que no transcurra el tiempo " $t_c$ " desde el inicio de la lluvia el gasto no alcanza un valor máximo, puesto que hasta ese momento contribuyen al flujo siempre zonas nuevas de la hoya. A partir del tiempo " $t_c$ ", la " $Q$ " se mantiene constante hasta el final de la lluvia; desde el fin de la lluvia hasta el tiempo  $t_c + t_p$  el gasto irá disminuyendo. Si el tiempo  $t_c$  es igual al  $t_p$  la creciente máxima se produce solo en un instante, en cuyo momento contribuye toda la hoya. El valor total de " $Q$ " será:

$$Q = 10 \cdot K_1 \cdot l \cdot A$$

Siendo " $l$ " constante e igual a  $\frac{h}{t_c}$ , se puede poner

$$Q = 10 \cdot K_1 \cdot \frac{h \cdot A}{t_c} \quad (a)$$

De donde se deduce que la creciente máxima es en este caso doble que la creciente media, es decir,  $\rho = 2$ . Si la lluvia dura más que el tiempo " $t_c$ " se tiene  $l = \frac{h}{t_p}$  y de aquí  $\rho = \frac{t_p + t_c}{t_p}$ , es decir  $\rho < 2$ . Es cierto que en este caso " $h$ " crece, pero este aumento no compensa la disminución de " $\rho$ ". Si la duración de la

lluvia  $t_p$  es menor del tiempo  $t_c$  no toda el área contribuye a la crecida "Q" y se tendrá:

$$Q = 10 \cdot K_1 \frac{h_e}{t_p} A_p$$

siendo  $A_p$  el área contribuyente. Si se supone que  $A_p = A \frac{t_p}{t_c}$  la expresión de la crecida asumirá la forma

$$Q = 10 \cdot K_1 \frac{h_p}{t_c} A < 10 \cdot K_1 \frac{h_c}{t_c} A$$

porque " $h_p$ " es mayor que " $h_c$ ", refiriéndose la primera a un tiempo mayor. Pero la relación  $A_p = A \frac{t_p}{t_c}$  no es la única posible, y si suponemos, por ejemplo,  $A_p = A \frac{t_p^2}{t_c^2}$  entonces

$Q = 10 \cdot K_1 \frac{h_p}{t_c} A \cdot \frac{t_p}{t_c}$ , y esta crecida resulta menor que la anterior si  $\frac{t_p}{t_c} < 1$ .

En un tiempo "t" comprendido ente " $t_p$ " y " $t_c$ ", el área que contribuye a la crecida es:

$$A_p = A \frac{t^2}{t_c^2} = A \frac{(t - t_p)^2}{t_c^2} = A \left[ \frac{t_p}{t_c} \cdot \frac{2t - t_p}{t_c} \right]$$

de donde:

$$Q_t = 10 \cdot K_1 \frac{h_p}{t_c} A \cdot \frac{t_p}{t_c} \cdot \frac{2t - t_p}{t_c} = 10 \cdot K_1 \frac{h_p}{t_c} A \frac{2t - t_p}{t_c}$$

expresión válida para  $t \leq t_c$  y que se hace máxima para  $t = t_c$

Confrontando esta crecida con la representada por la fórmula (a) y recordando que se puede escribir

$$h_p = a t_p^n \quad \text{y} \quad h_c = a t_c^n$$

se tiene

$$\frac{Q_{t_c}}{Q} = \left( \frac{t_p}{t_c} \right)^n \left( 2 - \frac{t_p}{t_c} \right)$$

El máximo de esta expresión se encuentra derivando respecto a  $\frac{t_p}{t_c}$  e igualando a cero la derivada; se deduce:

$$\frac{t_p}{t_c} = \frac{n}{n+1}$$

y de aquí que:

$$\frac{Q_{t_c}}{Q} = \left(\frac{n}{n+1}\right)^n \left(\frac{n+2}{n+1}\right)$$

Para  $n = 1$   $\frac{Q_{t_c}}{Q} < 1$

Esto nos revela que la creciente máxima será representada por la fórmula (a).

Conviene recordar que en el tratado de Turazza a la expresión dada por la crecida máxima añade una expresión para el tiempo " $t_c$ "

La creciente máxima siendo  $p = 2$  y  $t_p = t_c$  tiene la forma

$$Q = \frac{10 K_1 h A}{t_c} \text{ m}^3/\text{día}$$

o también

$$Q = 0.1157 \frac{K_1 h A}{t_c} \text{ lts/seg}$$

"h" en mm "A" en Ha "t<sub>c</sub>" en días

Refiriéndose a la creciente unitaria  $\frac{Q}{A} = u$ , se obtiene el coeficiente udométrico de Turazza:

$$u = 0.1157 \frac{K_1 h}{t_c} \text{ lts/seg/Ha}$$

que se puede expresar en la forma:

$$u = 0.01157 \frac{K_1 h}{t_c} \text{ m}^3/\text{seg/Km}^2$$

Para la determinación de " $t_c$ " Turazza sugiere la siguiente expresión empírica

$$t_c = 1085 \sqrt{A}$$

"t" en días, "A" en Km<sup>2</sup>

Esta fórmula dá valores elevados. Existe otra fórmula dada por Ventura, que es:

$$t_c = 0.315 \sqrt{A}$$

o si se quiere tener en consideración la pendiente

$$t_c = 0,0053 \sqrt{\frac{A}{i}}$$

Otra expresión, citada por Pasini y donde se tiene en consideración la forma de la hoya es:

$$t_c = \frac{0.0045}{\sqrt{i}} \sqrt[3]{A.L}$$

donde L es la máxima distancia que recorre el agua

Nota.- Esta última fórmula de Pasini fué la que usamos inicialmente en la determinación del tiempo de concentración ( $t_c$ ) en el cálculo de la máxima creciente, pero hubo de ser substituída por la fórmula de Koch en vista que se obtenían valores excesivamente pequeños.

Del estudio comparativo de los métodos de Turazza y Ventura podemos deducir fórmulas aplicables a las redes hidráulicas basadas en las fórmulas de crecientes y de tiempos de concentración por ellos deducidas.

Si en la fórmula

$$Q = 0,01157 \frac{K_1 h \Delta}{t_c}$$

sustituimos "t<sub>c</sub>" por su expresión, se tiene

$$Q = 0.01157 \frac{k_1 h \sqrt{A}}{\lambda}$$

y suponiendo K<sub>1</sub> = 0,63 y una lluvia del orden de 300 mm se obtiene

$$Q = \frac{2.314}{\lambda} \sqrt{A}$$

Para "λ" Ventura propone el valor de 0,315 y sabiendo que en una red hidráulica con pendiente mayor el tiempo de concentración será menor (0.10 ~ 0.08), se reduce la fórmula más usada para calcular las crecientes máximas de una cuenca hidráulica

$$Q = \alpha \sqrt{A} \quad \text{m}^3/\text{sg} \quad \text{"A" en Km}^2$$

donde α es un valor que oscila entre 25 y 30.

Finalmente, entre los métodos modernos norteamericanos citamos el Hidrógrafo Unidad, de sencilla aplicación y escasos requerimientos.

Entre todos los métodos disponibles hemos elegido el Método Racional, o de Puppini, para la determinación de la creciente máxima posible en el río Guaire; método, que si bien presenta los fallos comunes en cuanto a carencia de datos, es sin embargo, de fácil aplicación y supone una novedad en los cálculos venezolanos de crecientes fluviales.

#### METODO DE PUPPINI PARA EL CALCULO DEL COEFICIENTE UDOMETRICO PARA CANALES

1) En una memoria que se publicó en el año 1923 en la revista "Il Monitori Tecnico", se enunció un criterio de recuento

aplicado a las redes de canales de saneamiento. Este criterio, que fué sugerido por Paladini en el año de 1901, fué después estudiado profundamente por Fantoli. Según tal procedimiento se buscan para lluvias de diversa intensidad con las correspondientes duraciones posibles, las duraciones compatibles con la condición de respetar el establecido borde libre del canal. Las duraciones compatibles deben ser mayores que las correspondientes duraciones posibles, o cuando más, iguales.

2) Este método, a cuyo fundamento no han sido opuestas objeciones fundadas, tiene indudablemente como desventaja la cantidad de operaciones numéricas que deben hacerse. Es obvio, de hecho, que hay que explorar bastante minuciosamente el campo de las intensidades de lluvia, con el riesgo de tener que repetir la investigación si la verificación da resultados negativos; requiere además una sucesión de cálculos largos para cada una de las innumerables secciones que deben ser objeto de verificación. De todo ésto se desprende el motivo de los estudios dirigidos hacia la abreviación de estos cálculos, a través de búsqueda de máximos, como aquella analítica de Supino, que tiende a reconocer la suficiencia del volumen de almacenaje dada la capacidad máxima de flujos, o la gráfico-analítica de Lelly que tiende a determinar la sección necesaria mediante un razonamiento ordenado de tentativas; también Masari en 1931 ha considerado las máximas crecientes en las redes de canales abiertos con la intención de poder adaptarles mediante un artificio la escala de flujos lineal de los canales cerrados, llegando a fórmulas que dan la can-

tividad de máxima creciente.

3) El argumento, a pesar de todo, merece la pena de ser todavía estudiado, especialmente si se puede llegar, como se verá en esta exposición, a un resultado que no deja de tener interés, o sea, a una fórmula del coeficiente udométrico simple y breve y mucho más sencilla que las usadas desde hace tiempo, pero basada en el concepto racional del almacenaje en lugar del tiempo de escorrentía.

4) Recordemos que considerada una red de canales de saneamiento hasta una cierta sección de un canal dado, tenemos la relación:

$$p \cdot dt = qdt + dv \quad (1)$$

donde: p: aporte afluente a la red en el momento "t"

q: caudal efluente de la sección considerada en el momento "t"

dv: aumento en el intervalo infinitesimal de tiempo dt, sucesivo al momento "t", del volumen de agua contenido en los canales hasta la susodicha sección.

En la relación (1) puede suponerse:  $p = K \cdot \ell \cdot A$

siendo: A: área de la zona servida hasta la sección a la cual se refiere la "q".

$\ell$ : intensidad de la lluvia supuesta constante en el intervalo " $T_p$ " de la lluvia misma.

K: coeficiente de flujo; es una relación de la cantidad de agua que afluye a los canales en el tiempo " $T_p$ " y de la cantidad de agua caída por lluvia.

Indicando además con " $\omega$ " el área de la sección correspondiente a la altura de agua para la cual se tiene el caudal "q"; y con "V", "Q" y " $\Omega$ " los valores de "v", "q" y " $\omega$ " cuando la lámina de agua alcanza el máximo admitido; se tiene

$$\frac{v}{V} = \frac{\omega}{\Omega} \quad \text{ó} \quad \frac{v}{\omega} = \frac{V}{\Omega}$$

y diferenciando esa relación, siendo las variables "v" y "w" se tiene:

$$dv = \frac{v}{\Omega} dw$$

valor que sustituido en la ecuación (1) dará:

$$pdt = qdt + \frac{v}{\Omega} dw \quad (2)$$

Suponiendo una escala de flujos en la cual "q" sea proporcional a " $w^\alpha$ " tendremos:

$$\frac{q}{Q} = \left(\frac{w}{\Omega}\right)^\alpha$$

de donde:  $q = \frac{Q}{\Omega^\alpha} w^\alpha$  ó  $w^\alpha = \frac{\Omega^\alpha}{Q} \cdot q$

y diferenciando:  $\alpha w^{\alpha-1} dw = \frac{\Omega^\alpha}{Q} dq$

de donde:

$$dw = \frac{\Omega^\alpha}{Q} \cdot \frac{dq}{\alpha \cdot w^{\alpha-1}} ; \quad dw = \frac{\Omega^\alpha}{Q} \cdot \frac{w^{1-\alpha}}{\alpha} dq$$

en la cual  $\alpha \geq 1$  o mejor:  $\alpha = \frac{b}{c+1}$  siendo "b" y "c" números enteros y positivos.

Sustituyendo el valor de "dw" obtenido anteriormente en la

(2)

$$pdt = qdt + \frac{v}{\Omega} \cdot \frac{\Omega^\alpha}{Q} \cdot \frac{w^{1-\alpha}}{\alpha} \cdot dq$$

$$pdt = qdt + \frac{v \Omega^{\alpha-1}}{Q} \cdot \frac{w^{1-\alpha}}{\alpha} dq$$

$$pdt = qdt + \frac{v}{Q} \frac{\Omega^{\alpha-1}}{w^{\alpha-1}} \frac{dq}{\alpha}$$

siendo:  $w^\alpha = \frac{\Omega^\alpha}{Q} \cdot q$

$$w = \Omega \left(\frac{q}{Q}\right)^{1/\alpha}$$

$$pdt = qdt + \frac{v}{Q} \frac{\Omega^{\alpha-1} \cdot w}{w^{\alpha-1}} \frac{dq}{\alpha}$$

$$pdt = qdt + \frac{v}{Q} \cdot \frac{\Omega^{\alpha-1}}{\frac{\Omega^\alpha}{Q} \cdot q} \cdot \Omega \left(\frac{q}{Q}\right)^{1/\alpha} \frac{dq}{\alpha}$$

$$pdt = qdt + v \frac{\left(\frac{q}{Q}\right)^{1/\alpha}}{q} \cdot \frac{dq}{\alpha}$$

$$pdt = pdt + v \frac{q^{1-\alpha}}{\alpha Q^{1/\alpha}} dq$$

$$p dt = q dt + \frac{V}{\alpha Q^{1/\alpha} q^{\frac{\alpha-1}{\alpha}}} dq$$

llamando:  $x^b = \frac{p}{q}$        $q = p x^b$        $dq = p \cdot b \cdot x^{b-1} dx$

sustituyendo "q" y "dq" por sus valores:

$$p dt = p x^b dt + \frac{V}{\alpha \cdot Q^{1/\alpha} \cdot q^{\frac{\alpha-1}{\alpha}}} \cdot p \cdot b \cdot x^{b-1} dx$$

$$(1 - x^b) \cdot dt = \frac{V \cdot b}{\alpha Q^{1/\alpha} q^{\frac{\alpha-1}{\alpha}}} \cdot x^{b-1} dx$$

donde:  $q^{\frac{\alpha-1}{\alpha}} = (p x^b)^{\frac{\alpha-1}{\alpha}}$

$$(1 - x^b) dt = \frac{V \cdot b}{\alpha \cdot Q^{1/\alpha} \cdot p^{\frac{\alpha-1}{\alpha}} \cdot x^{b(\frac{\alpha-1}{\alpha})}} x^{b-1} dx$$

$$d = \frac{V}{\alpha \cdot Q^{1/\alpha} \cdot p^{\frac{\alpha-1}{\alpha}}} \quad \alpha = \frac{b}{c+1} \quad \alpha c + \alpha = b \quad c = \frac{b-\alpha}{\alpha} = \frac{b}{\alpha} - 1$$

$$(1 - x^b) dt = d \cdot b \frac{x^{b-1}}{x^{b - \frac{b}{\alpha}}}$$

$$(1 - x^b) dt = d \cdot b \frac{x^{\alpha c + \alpha - 1}}{x^{\alpha c + \alpha - \frac{\alpha c + \alpha}{\alpha}}}$$

$$(1 - x^b) dt = d \cdot b \frac{x^{\alpha c + \alpha - 1}}{x^{\frac{\alpha c + \alpha}{\alpha} (\alpha - 1)}}$$

$$(1 - x^b) dt = d \cdot b \frac{x^{\alpha c + \alpha - 1}}{x^{(c+1)(\alpha-1)}}$$

$$(1 - x^b) dt = d \cdot b \cdot x^c dx$$

$$dt = \frac{d \cdot b \cdot x^c}{1 - x^b} dx$$

Integrando:

$$t_2 - t_1 = d \cdot b \cdot \int_{x_1}^{x_2} \frac{x^c}{1 - x^b} dx \quad (3)$$

Por experimentos prácticos se han determinado diferentes valores de  $\alpha$  y recordando que  $\alpha = \frac{b}{c+1}$ , tenemos que

para alcantarillas  $\alpha = 1$  siendo:  $b = 2$  ;  $c = 1$   
 canales  $\alpha = \frac{3}{2}$  "  $b = 3$  ;  $c = 1$   
 ríos y torrentes:  $\alpha = 2$  "  $b = 4$  ;  $c = 1$

Si se asume:  $\alpha = \frac{3}{2}$  y  $b = 3$  ;  $c = 1$  se obtiene de la (3)

$$t_2 - t_1 = \frac{2V}{Q^{2/3} p^{1/3}} \int_{x_1}^{x_2} \frac{x dx}{1-x^3} \quad \text{donde: } x = \left(\frac{q}{p}\right)^{1/3} \quad [3']$$

o si se asume:  $\alpha = \frac{4}{3}$   $b = 4$  ;  $c = 2$  se obtiene

$$t_2 - t_1 = \frac{3V}{Q^{3/4} p^{1/4}} \int_{x_1}^{x_2} \frac{x^2 dx}{1-x^2} \quad \text{siendo: } x = \left(\frac{q}{p}\right)^{1/4} \quad [3'']$$

puesto que:  $x_1 = 0$  para  $t_1 = 0$  se ha determinado

$$t = \frac{2V}{3Q^{2/3} p^{1/3}} \varphi(x) \quad [3'a]$$

siendo:  $\varphi(x) = -\log(x-1) + \frac{1}{2} \log[x^2+x+1] - \sqrt{3} \left(\text{arc. tag. } \frac{2x+1}{\sqrt{3}} - \frac{\pi}{6}\right)$

y

$$t = \frac{3V}{4Q^{3/4} p^{1/4}} \psi(x) \quad [3''a]$$

siendo  $\psi(x) = \log \frac{x+1}{x-1} - 2 \text{ arc tag } x$

Para  $q = Q$  se indicará con  $\beta$  el correspondiente valor de  $x$  y tendremos:

$$\beta = \left(\frac{Q}{p}\right)^{1/3} \quad \text{para } \alpha = \frac{3}{2}$$

$$\beta = \left(\frac{Q}{p}\right)^{1/4} \quad \text{" } \alpha = \frac{4}{3}$$

La (3'a) y (3''a) darán entonces el tiempo  $T_c$  necesario para que los canales se llenen

$$T_c = \frac{2V}{3 Q^{2/3} P^{1/3}} \cdot \varphi(\beta) \quad [3']$$

$$T_c = \frac{3V}{4 Q^{3/4} P^{1/4}} \cdot \psi(\beta) \quad [3'']$$

Los cuales podemos escribir también así:

$$T_c = \frac{2V}{3Q} \cdot \beta \cdot \varphi(\beta) \quad [4]$$

$$T_c = \frac{3V}{4Q} \cdot \beta \cdot \psi(\beta) \quad [5]$$

5) En la memoria publicada en el año 1923 se ha efectuado el cálculo para  $\alpha = \frac{3}{2}$ , o sea, refiriéndose a la fórmula (3) o a su equivalente (4). Indujo a tal elección el que la mayoría de las veces el coeficiente  $\alpha$  debe estar comprendido entre 5/3, correspondiente a secciones para las cuales el radio hidráulico media sea proporcional al área (secciones rectangulares muy anchas) y  $\alpha$  igual a 4/3 que corresponden a secciones cuyo radio hidráulico medio sea proporcional a la raíz cuadrada del área (secciones trapezoidales de las dimensiones más convenientes). El valor supuesto de  $\alpha = \frac{3}{2}$  es la media aritmética entre 4/3 y 5/3. Se continúa la exposición del argumento con  $\alpha = \frac{4}{3}$  o sea, refiriéndose a la fórmula (5) notándose que los resultados que se conseguirán variarán muy poco comparándolos con los conseguidos si se usa la fórmula (4), o sea para  $\alpha = 3/2$ .

6) Retornando a la fórmula (5) o a su equivalente (3'' b) recordaremos que ahí:

$$\beta = \left(\frac{Q}{P}\right)^{1/4} = \left(\frac{Q}{k \cdot l \cdot A}\right)^{1/4}$$

En esta fórmula la intensidad  $\ell$  de lluvia está dada por:

$$\ell = \frac{h}{T_p}$$

siendo:  $T_p$  la duración de la lluvia

$h$  altura de la precipitación

Se puede asumir en la fórmula:  $h = aT_p^n$  donde  $0 \leq n \leq 1$   
por consiguiente:

$$\beta = \left(\frac{Q}{P}\right)^{1/4} = \left(\frac{Q}{K \cdot \ell \cdot \Delta}\right)^{1/4} = \left(\frac{Q}{K \cdot \frac{h}{T_p} \cdot \Delta}\right)^{1/4} = \left(\frac{Q}{K \cdot \frac{a T_p^n \Delta}{T_p}}\right)^{1/4} = \left(\frac{Q}{K \cdot a \cdot T_p^{n-1} \cdot \Delta}\right)^{1/4}$$

de donde:

$$\beta = \left(\frac{Q}{K \cdot a \cdot T_p^{n-1} \cdot \Delta}\right)^{1/4} \quad (6)$$

La capacidad de almacenamiento de la red hasta la sección considerada y la capacidad de gasto del canal en la sección no serán ni deficientes ni demasiadas. Si la fórmula (5)

$$T_e = \frac{3V}{4Q} \cdot \beta \cdot \psi(\beta) \quad (5)$$

que da la duración  $T_e$  compatible de la lluvia de intensidad:

$$\ell = \frac{h}{T_p}$$

lleva al valor  $T_e$ , a ser igual a la duración posible  $T_p$ , en la fórmula (5)

En tal caso podemos poner  $T_e = T_p = T$  y podemos plantear un sistema con las fórmulas (5) y (6)

Si eliminamos la variable  $T$  obtenemos:

$$Q = \left(\frac{3}{4}\right)^{\frac{n-1}{n}} \cdot \beta^{\frac{n+3}{n}} \cdot [\psi(\beta)]^{\frac{n-1}{n}} \cdot V^{\frac{n-1}{n}} \cdot (K \cdot a \cdot \Delta)^{1/n} \quad (7)$$

Y eliminando en cambio la variable  $Q$  se tiene:

$$T = \left(\frac{3}{4}\right)^{1/n} \cdot \beta^{-3/n} \cdot [\psi(\beta)]^{1/n} \cdot V^{1/n} \cdot (K \cdot a \cdot \Delta)^{-1/n} \quad (8)$$

7) Conviene volver a considerar la fórmula (7)

$$Q = \left(\frac{3}{4}\right)^{\frac{n-1}{n}} \cdot \beta^{\frac{n+3}{n}} \cdot [\psi(\beta)]^{\frac{n-1}{n}} \cdot V^{\frac{n-1}{n}} \cdot (K \cdot a \cdot A)^{\frac{1}{n}}$$

la cual para un valor dado de: V, K, a, n, A presenta el máximo de Q en correspondencia del valor "β" que hace máxima la función:

$$\beta^{\frac{n+3}{n}} [\psi(\beta)]^{\frac{n-1}{n}}$$

El máximo de esta función se obtiene de la ecuación:

$$\frac{d \left\{ \beta^{\frac{n+3}{n}} \cdot [\psi(\beta)]^{\frac{n-1}{n}} \right\}}{d\beta} = 0$$

de la cual se obtiene:

$$n = \frac{\beta \frac{\psi'}{\psi} - 3}{\beta \frac{\psi'}{\psi} + 1} \quad (9)$$

Se han obtenido diversos valores de  $\psi'$  y  $\psi$  para diversos valores de  $\beta$  comprendidos entre 0 y 1. Recordemos que:

$$\psi(\beta) = \log \frac{\beta+1}{\beta-1} - 2 \operatorname{arc} \operatorname{tg} \beta \quad \gamma \quad \psi'(\beta) = \frac{4\beta^2}{1-\beta^4}$$

β	ψ(β)	ψ'(β)	β	ψ(β)	ψ'(β)
0.10	0,0013	0,0400	0,84	0,9454	5,6164
0.20	0,0098	0,1602	0,87	1,2346	7,0944
0.30	0,0361	0,3629	0,90	1,4795	9,4213
0.40	0,0864	0,6568	0,92	1,6911	11,9535
0.50	0,1716	1,0666	0,94	1,9677	16,0967
0.60	0,3056	1,6544	0,96	2,3625	24,4857
0.70	0,5134	2,5793	0,97	2,6450	32,7812
0.75	0,6593	3,2916	0,98	3,0453	49,4845
0.80	0,8481	4,3360	0,99	3,7335	99,4924

Se ha podido así, resolver la fórmula (9), o sea encontrar el valor de "n" para el valor correspondiente de β, ψ(β) y ψ'(β).

Estos valores introducidos en la fórmula (7) dan los diferentes valores de "Q". A continuación tenemos la tabla que nos da los diferentes valores de "n" para los correspondientes valores de "β" y viceversa.

β	0.50	0.60	0.70	0.75	0.80	0.84	0.87	0.90	0.92	0.94	0.96	0.97	0.98	β
n	0.026	0.059	0.156	0.156	0.215	0.275	0.333	0.408	0.468	0.540	0.635	0.692	0.765	n

De la fórmula:  $h = aT^n$  se deduce que "n" es un número comprendido entre cero y uno. Este valor de "n" es por regla general no menor de 1/4 y no mayor de 1/2. Se efectuará por tanto la búsqueda de "Q" para los valores de "n" igual a 1/2; 1/3; 1/4. Interpolando en la tabla dada:

$$n = \frac{1}{2} ; \quad \beta = 0.93$$

$$n = \frac{1}{3} ; \quad \beta = 0.87$$

$$n = \frac{1}{4} ; \quad \beta = 0.82$$

8) La fórmula (7) para estos valores de "n" toma las expresiones siguientes:

$$\left. \begin{aligned} n = 1/2 & ; \quad Q = 4/3 \cdot \beta^7 [\psi(\beta)]^{-1} \cdot V^{-1} \cdot (K \cdot a \cdot \Delta)^2 \\ n = 1/3 & ; \quad Q = (4/3)^2 \cdot \beta^{10} [\psi(\beta)]^{-2} \cdot V^{-2} \cdot (K \cdot a \cdot \Delta)^3 \\ n = 1/4 & ; \quad Q = (4/3)^3 \cdot \beta^{13} [\psi(\beta)]^{-3} \cdot V^{-3} \cdot (K \cdot a \cdot \Delta)^4 \end{aligned} \right\} \quad (7')$$

y la fórmula (8) las expresiones siguientes:

$$\left. \begin{aligned} n = 1/2 & ; \quad T = \left(\frac{3}{4}\right)^2 \cdot \beta^{-6} [\psi(\beta)]^2 \cdot V^2 \cdot (K \cdot a \cdot \Delta)^{-2} \\ n = 1/3 & ; \quad T = \left(\frac{3}{4}\right)^3 \cdot \beta^{-7} [\psi(\beta)]^3 \cdot V^3 \cdot (K \cdot a \cdot \Delta)^{-3} \\ n = 1/4 & ; \quad T = \left(\frac{3}{4}\right)^4 \cdot \beta^{-12} [\psi(\beta)]^4 \cdot V^4 \cdot (K \cdot a \cdot \Delta)^{-4} \end{aligned} \right\} \quad (8')$$

Sustituyendo en la primera de la (7') y de la (8')  $\beta = 0,93$  con sus correspondientes valores de  $\psi(\beta)$  sacada de la tabla primera y análogamente en la segunda de la (7') y de la (8')  $\beta = 0,87$  y lo mismo en la tercera de la (7') y de la (8')  $\beta = 0,82$  se obtiene:

$$\left. \begin{array}{l} \text{para } n = \frac{1}{2} \quad ; \quad Q = 0.438 \cdot V^{-1} \cdot (K.a.A)^2 \\ n = \frac{1}{3} \quad ; \quad Q = 0.290 \cdot V^{-2} \cdot (K.a.A)^3 \\ n = \frac{1}{4} \quad ; \quad Q = 0.212 \cdot V^{-3} \cdot (K.a.A)^4 \end{array} \right\} (7'')$$

$$\left. \begin{array}{l} \text{y para } n = \frac{1}{2} \quad ; \quad T = 2,910 \cdot V^2 (K.a.A)^{-2} \\ n = \frac{1}{3} \quad ; \quad T = 2,780 \cdot V^3 (K.a.A)^{-3} \\ n = \frac{1}{4} \quad ; \quad T = 2,750 \cdot V^4 (K.a.A)^{-4} \end{array} \right\} (8'')$$

9) Si indicamos ahora con "v" el volumen de almacenaje disponible por unidad de área de la hoya tendremos que:

$$V = v.A$$

y similarmente:

$$Q = \mathcal{M}.A$$

donde " $\mathcal{M}$ " corresponde a la definición usual de coeficiente udométrico. Por tanto las fórmulas (7'') y (8'') se transforman en:

$$\text{para: } \left. \begin{array}{l} n = \frac{1}{2} \quad ; \quad \mathcal{M} = 0.438 \frac{k^2 a^2}{v} \\ n = \frac{1}{3} \quad ; \quad \mathcal{M} = 0.290 \frac{k^3 a^3}{v^2} \\ n = \frac{1}{4} \quad ; \quad \mathcal{M} = 0.212 \frac{k^4 a^4}{v^3} \end{array} \right\} (7''')$$

$$\left. \begin{aligned} T &= 2,910 \frac{v^2}{k^2 a^2} \\ T &= 2,780 \frac{v^3}{k^3 a^3} \\ T &= 2,750 \frac{v^4}{k^4 a^4} \end{aligned} \right\} (8''')$$

Para unificar las unidades asumiremos: el metro para las longitudes y la hora para el tiempo, la fórmula (7''') dará el coeficiente udométrico en metros cúbicos por hora por metro cuadrado de zona servida o sea  $mt^3/hora/mt^2$ .

Si se desea este coeficiente expresado del modo usual, es decir, en Lt/sg/hectáreas, se pondrá "v" en metros ( $mt^3/mt^2$ ) y "a" en base a la unidad fundamental metro-hora, y ahora llevando estas unidades a la (7''') debemos multiplicar por  $10^7$  y dividir entre 3600 o sea multiplicar por 2778, se obtendrá:

$$\left. \begin{aligned} \text{para } n &= \frac{1}{2} & ; & & M &= 1218 \frac{k^2 a^2}{v} \\ n &= \frac{1}{3} & ; & & M &= 804 \frac{k^3 a^3}{v^2} \\ n &= \frac{1}{4} & ; & & M &= 588 \frac{k^4 a^4}{v^3} \end{aligned} \right\} (9)$$

Ahora si asumimos: el metro para la longitud y el día para el tiempo, el coeficiente udométrico de la fórmula (7''') vendrá en metros cúbicos por día por metro cuadrado de hoyo servida ( $mt^3/día/mt^2$ ). Si se quiere este coeficiente udométrico expresado en litros por segundo por hectárea pondremos "v" en metros, "a" en base a la unidad fundamental metro-día y el segundo miembro se tendrá que multiplicar por  $10^7$  y dividir por 86400 o sea se multiplicará por 115,7 y tendremos:

$$\left. \begin{array}{l} n = \frac{1}{2} \quad ; \quad \mathcal{M} = 50.68 \frac{k^2 a^2}{v} \\ n = \frac{1}{3} \quad ; \quad \mathcal{M} = 33.55 \frac{k^3 a^3}{v^2} \\ n = \frac{1}{4} \quad ; \quad \mathcal{M} = 24.53 \frac{k^4 a^4}{v^3} \end{array} \right\} \quad (10)$$

10) Es obvio que los coeficientes: 0,438; 0,290; 0,212 de la fórmula (7''') no tienen dimensiones, en cambio al multiplicar esos valores por el factor 2778 en la (9) y por 115,7 en la (10) los nuevos coeficientes sí tienen dimensiones ya que la (9) y la (10) no son homogéneas en las unidades de medida, siendo en ellas las unidades del primer miembro lt/sg/hect., y en el segundo miembro: unidad de longitud el metro y de tiempo la hora en la (9) y el día en la (10).

En las tres fórmulas (7''') como en los equivalentes (9) y (10), uno no debe maravillarse de ver el coeficiente udométrico en función de "a" y "v" de modo diferente, según los distintos valores de "n". Esto se explica con el hecho de que el parámetro "a" de la fórmula:  $h = a \cdot T^n$  tiene dimensiones físicas que varían con "n", o sea dimensiones  $LT^{-n}$ . Todas las fórmulas (7) satisfacen por tanto las condiciones de homogeneidad.

11) Conviene ver rápidamente a qué resultados se llega poniendo en la escala de flujos:  $\alpha = \frac{3}{2}$ . Por tanto debe usarse la fórmula (4)

$$\beta = \left( \frac{Q}{k a \Delta T^{n-1}} \right)^{1/3}$$

Se obtiene en lugar de la (7) y (8) las siguientes:

$$Q = \left( \frac{2}{3} \right)^{\frac{n-1}{n}} \beta^{\frac{n+2}{n}} [\psi(\beta)]^{\frac{n-1}{n}} v^{\frac{n-1}{n}} (k \cdot a \cdot \Delta)^{\frac{1}{n}} \quad (11)$$

$$T = \left( \frac{2}{3} \right)^{1/n} \beta^{-\frac{2}{n}} [\psi(\beta)]^{1/n} v^{1/n} (k \cdot a \cdot \Delta)^{-1/n} \quad (12)$$

y recordando que el  $Q_{m\acute{a}x}$  se obtuvo por la relación

$$n = \frac{\beta \frac{\psi'}{\psi} - 2}{\beta \frac{\psi'}{\psi} + 1}$$

Se ha utilizado esta fórmula sin efectuar el cálculo de una serie de valores como en la tabla 2 de la función:

$$\beta^{\frac{n+2}{n}} [\psi(\beta)]^{\frac{n-1}{n}}$$

para  $n = \frac{1}{2}$  ;  $n = \frac{1}{3}$  ;  $n = \frac{1}{4}$

Se tiene que el máximo de tal función se verifica:

para  $\beta = 0.90$  si  $n = \frac{1}{2}$

$\beta = 0.84$  "  $n = \frac{1}{3}$

$\beta = 0.78$  "  $n = \frac{1}{4}$

Las fórmulas (11) y (12) para estos valores de "n" toman los valores siguientes:

$$\left. \begin{array}{l} \text{para } n = \frac{1}{2} \quad ; \quad Q = 1.5 \beta^5 \cdot [\psi(\beta)]^{-1} \cdot V^{-1} (k.a.\Delta)^2 \\ n = \frac{1}{3} \quad ; \quad Q = 2.25 \beta^7 [\psi(\beta)]^{-2} \cdot V^{-2} (k.a.\Delta)^3 \\ n = \frac{1}{4} \quad ; \quad Q = 3.37 \beta^9 [\psi(\beta)]^{-3} \cdot V^{-3} (k.a.\Delta)^4 \end{array} \right\} (11')$$

$$\left. \begin{array}{l} n = \frac{1}{2} \quad ; \quad T = \left(\frac{2}{3}\right)^2 \beta^{-4} [\psi(\beta)]^2 \cdot V^2 (k.a.\Delta)^{-2} \\ n = \frac{1}{3} \quad ; \quad T = \left(\frac{2}{3}\right)^3 \beta^{-6} [\psi(\beta)]^3 \cdot V^3 (k.a.\Delta)^{-3} \\ n = \quad ; \quad T = \left(\frac{2}{3}\right)^4 \beta^{-8} [\psi(\beta)]^4 \cdot V^4 (k.a.\Delta)^{-4} \end{array} \right\} (12')$$

Haciendo:

$$\begin{aligned} \beta &= 0.90 && \text{para las primeras ecuaciones de (11')} && \text{y (12')} \\ \beta &= 0.84 && \text{" " segundas " " (11')} && \text{" (12')} \\ \beta &= 0.18 && \text{" " terceras " " (11')} && \text{" (12')} \end{aligned}$$

se obtiene:

$$\left. \begin{aligned} \text{para } n &= \frac{1}{2} && ; && Q = 0.457 V^{-1} (K.a.A)^2 \\ n &= \frac{1}{3} && ; && Q = 0.303 V^{-2} (K.a.A)^3 \\ n &= \frac{1}{4} && ; && Q = 0.226 V^{-3} (K.a.A)^4 \end{aligned} \right\} (11'')$$

$$\left. \begin{aligned} n &= \frac{1}{2} && ; && T = 2,565 \frac{V^2}{K^2 a^2} \\ n &= \frac{1}{3} && ; && T = 2,855 \frac{V^3}{K^3 a^3} \\ n &= \frac{1}{4} && ; && T = 3,021 \frac{V^4}{K^4 a^4} \end{aligned} \right\} (12'')$$

Con "M" en lt/sg/hect. ; v en metros ; a en el sistema metros-hora

$$\left. \begin{aligned} \text{para } n &= \frac{1}{2} && ; && M = 1265 \frac{K^2 a^2}{V} \\ n &= \frac{1}{3} && ; && M = 842 \frac{K^3 a^3}{V^2} \\ n &= \frac{1}{4} && ; && M = 628 \frac{K^4 a^4}{V^3} \end{aligned} \right\} (13)$$

Con "M" en lt/sg/hect. ; "v" en metros ; "a" en el sistema metros-días

$$\left. \begin{aligned} \text{para } n &= \frac{1}{2} && ; && M = 52,87 \frac{K^2 a^2}{V} \\ n &= \frac{1}{3} && ; && M = 35,06 \frac{K^3 a^3}{V^2} \\ n &= \frac{1}{4} && ; && M = 26,14 \frac{K^4 a^4}{V^3} \end{aligned} \right\} (14)$$

Como se vé, la diferencia entre los valores de "M" asumiendo  $\alpha = 3/2$  y  $\alpha = 4/3$  es para  $n = 1/2$  y  $n = 1/3$  aproximadamente del 4% y para  $n = 1/4$  de un 6%.

Así, resulta verificado todo lo asumido en el número 5) de esta exposición, siendo por tanto pequeña la diferencia de valores del coeficiente udométrico al asumir en la escala de flujos  $\alpha = 3/2$  y  $\alpha = 4/3$

12) Continuaremos refiriéndonos a los valores de las fórmulas (10) del coeficiente udométrico. Relacionando la fórmula (10) con la usual del coeficiente udométrico basada en el concepto del período de escorrentía puede escribirse:

$$M = \frac{115,7 \cdot K_1 \cdot h}{T_c} \quad (15)$$

donde:  $M$ : coeficiente udométrico, en lt/sg/hect.

$T_c$ : tiempo de concentración, en días

$h$ : altura máxima de lluvia de duración  $T_c$ , en metros

$K_1$ : es el coeficiente de flujo que expresa la relación entre la cantidad de agua evacuada por los canales en el tiempo  $2 T_c$  y la que cayó por lluvia

Asumiendo según Pasini:

$$T_c = \frac{0,0045 \sqrt{L/A}}{\sqrt{i}} \quad (16)$$

donde:  $L$ : es la máxima distancia del curso de agua, en Km.

$A$ : es el área de la zona servida, en hectáreas

$i$ : es la pendiente media del curso de agua

SSustituimos en la (15) el valor (16) y puesto que  $h = a T_c^n$  se obtiene:

$$\mu = 115,7 \cdot K_1 \cdot a (0,00097 L^{1/3} A^{1/3} i^{-1/2})^{n-1} \quad (15')$$

puesto como ejemplo,  $n = 1/2$  se ha obtenido:

$$\mu = 3726 \frac{K_1 \cdot a \cdot i^{1/4}}{L^{1/6} \cdot A^{1/6}} \quad (15'')$$

Si se compara esta (15) con la (10) (para  $n = 1/2$ ) se notará que en la primera no aparece el valor  $v$  (volumen de almacenaje). En realidad esto no supone una omisión peligrosa, ya que los factores  $A$ ,  $L$ , y  $i$  lo reemplazan (Recuérdese que  $v$  es función de  $A$  y  $L$ ).

13) Para el uso de la fórmula (10) es evidente la gran importancia de la elección racional de  $K$  a  $v$ . En cuanto a  $K_T$  se puede suponer  $K = 0,56$  (Pasini), salvo que sea posible realizar determinaciones directas. Referente al parámetro  $a$  repetiremos que está relacionado con  $n$  y que la elección de esta  $n$  es factor decisivo para el uso de una u otra fórmula. Massoni indica que para hoyas menores de 1000 Ha se debe tomar  $n = 1/2$ ; y para hoyas mayores,  $n = 1/3$ .

Una vez determinadas las distintas posibles expresiones del coeficiente udométrico, solo queda por añadir que el cálculo de los volúmenes de almacenaje debe ser hecho con orden, comenzando por las corrientes iniciales, pasando luego a las confluencias y siguiendo el camino natural de las aguas.

Ya con el valor del coeficiente  $\mu$ , la determinación del gasto dependerá directamente del área de la hoyo:

$$Q = \mu \cdot A$$

A base de los razonamientos teóricos expuestos, pero con algunas ligeras modificaciones en cuanto a la aplicación de las fórmulas, se ha completado modernamente el método propuesto por

el Ing<sup>o</sup> Puppini, obteniéndose un sistema ordenado, cuya aplicación nos ha permitido calcular los valores del gasto del río en crecientes, en algunos puntos de su cauce.

Partiendo de la Ecuación de Continuidad, enunciada al comienzo del desarrollo, ( $\varphi dt = q \cdot dt + dv$ ), y al cabo del tiempo T (Tiempo de concentración) se tendrá

$$Q_0 \cdot T = \alpha \cdot Q \cdot T + V$$

donde:  $Q_0$  = gasto medio

$Q$  = " máximo

$\alpha$  = relación entre  $Q_0$  y  $Q$  en tiempo T

$V$  = volumen de almacenaje

Este término "Vol. de Almacenaje" tiene como expresión

$$V = 15 \cdot A \left( \frac{A}{100} + 10 \right)^{0.10} \cdot (9+f) \left( 1 - \frac{1 - \frac{0.6}{V}}{9-f} \right)$$

siendo "f" un coeficiente de forma, que relaciona el ancho y el largo de la hoya.

Introduciendo una nueva relación  $\epsilon$ , de tipo empírico, entre  $Q_0$  y  $Q$  y recordando que tanto  $Q_0$  como  $Q$  son funciones de  $n$ , los valores  $\epsilon$  y  $\alpha$  serán también funciones de dicha  $n$ .

$$\epsilon = f_1(Q_0, Q) \quad \alpha = f_2(Q_0, Q)$$

$$\epsilon = f_1(n) \quad \alpha = f_2(n)$$

A cada valor de  $n$  corresponde una sola pareja de valores críticos de  $\epsilon$  y  $\alpha$ , que indicaremos con  $\epsilon_1$  y  $\alpha_1$ .

Recordando que los valores más usuales para  $n$  son  $1/2$ ,  $1/3$ ,  $1/4$ , hemos tomado  $n = 0.35$ . (ver coeficiente udométrico Massari)

Modernamente se ha llegado a expresiones empíricas para estas relaciones  $\epsilon_1$  y  $\alpha_1$

$$\epsilon_1 = \frac{1}{(0,5263 + 1.2687(n) - 0,9944(n^2))^3}$$

$$\alpha_1 = 0.4039 + 0.1929(n) + 0.1069(n^2)$$

Teniendo presentes las ecuaciones

$$Q_0 = 10. l.K.A$$

$$h = aT^n$$

$$T = \frac{V}{Q}$$

$$\epsilon = f_1(Q_0, Q)$$

$$\alpha = f_2(Q_0, Q)$$

se puede escribir:

$$T_c = \left( \frac{V}{10 a K A} \cdot \frac{\epsilon}{\epsilon - \alpha} \right)^{\frac{1}{n}}$$

$T_c$  = tiempo crítico en horas

y también:

$$Q = \frac{V}{T(\epsilon - \alpha)}$$

$Q$  = gasto máximo

usando aquí la  $T$  obtenida en la fórmula anterior

Estas fórmulas finales han sido las que hemos aplicado directamente al cálculo de la creciente posible en el río Guaire

Datos preliminares:

	Área (Km <sup>2</sup> )	Long. (Km)	Pendiente Km	Ancho medio (Km)
Río San Pedro	125.7	28.7	20.73	8
Río Macarao	104.6	20.3	20.25	7
Las Adjuntas-Pte. La Paz	59.7	11.0	6.82	6
Pte. La Paz-río Valle	176.0	9.0	4.77	16
Río Valle-Pte Chuao	47.2	3.0	3.89	11
Pte. Chuao-Petare	54.1	6.0	3.89	8

Cálculo del volumen de Almacenaje

$$V = 15.A \left( \frac{A}{100} + 10 \right)^{0.6} (9+f) \left( 1 - \frac{1 - \frac{0.6}{V}}{9-f} \right)$$

A = área de la cuenca en Ha

v = velocidad media. Para los ríos Macarao y San Pedro es de 7 m/sg; para la zona urbana 6 m/sg.

f = coeficiente de forma

$r = \frac{\text{Largo del cauce}}{\text{Ancho medio de hoya}}$

	L	ℓ	f	Δ	$\frac{\Delta}{100} + 10$	$\left(\frac{\Delta}{100} + 10\right)^{1.485}$	q+f	v	$1 - \frac{0.6}{q-f}$	V
San Pedro	28.700	8.000	3,587	12.570	135,7	1,634	12,587	7	0,8311	3.222.954
Macarao	20.300	7.000	2,90	10.460	114,6	1,608	11,90	7	0,8502	2.552.566
Las Ad- Juntas Puente La Paz	11.000	6.000	1.834	5.970	69,7	1,528	10,834	6	0,8744	1.296.247
Puente La Paz R. Valle	9.000	16.000	0,563	17.600	186,0	1,685	9,563	6	0,8933	3.800.103
R. Valle Puente Chuao	3.000	11.000	0,273	4.780	57,8	1,500	9,273	6	0,8969	894.488
Puente Chuao Petare	6.000	8.000	0,750	5.410	64,1	1,516	9,750	6	0,8909	1.068.615

12.834.973

Determinación del Tiempo de Concentración.-

$$T_c = \frac{0.0045 \sqrt[3]{L \frac{A}{100}}}{\sqrt{i}} \quad (\text{desechada})$$

$$T_c = 0,335 \left( \frac{A}{\sqrt{i}} \right)^{\frac{1}{1.686}}$$

A = área de la cuenca en Km<sup>2</sup>

i = pendiente media en m/Km

T<sub>c</sub> = tiempo en horas

	A	i	$\sqrt{i}$	$\frac{A}{\sqrt{i}}$	$\left(\frac{A}{\sqrt{i}}\right)^{\frac{1}{1.686}}$	T <sub>c</sub>
San Pedro	125,7	20,73	4,56	25,57	7,20	2,41
Macarao	104,6	20,25	4,50	23,24	6,48	2,17
Las Adjuntas-Pte.La Paz	59,7	6,82	2,61	22,87	6,40	2,14
Pte.La Paz-río Valle	176,0	4,77	2,18	80,73	13,58	4,55
R. Valle-Pte. Chuao	47,8	3,89	1,97	24,26	6,64	2,22
Pte. Chuao-Petare	54,1	3,89	1,97	27,46	7,13	2,39
Hasta Pte. La Paz	290,0	13,73	3,71	78,38	13,38	4,48
Pte. La Paz-Petare	342,2	4,48	2,12	161,7	20,5	6,86
Hasta Petare	567,9	8,75	2,96	191,86	22,5	7,54
Hasta C. Universitaria	466,0	10,7	3,16	147,47	19,3	6,47

Cálculo del coeficiente "a"

Supuesto: h = 61,2 mm (lluvia media calculada)

$$n = 0,35$$

$$h = a \cdot t^n \quad a = \frac{h}{t^n}$$

Por la práctica obtenida se ha llegado a la conclusión que el caso más crítico de "t" (duración de la lluvia) es cuando éste es igual al tiempo de concentración de la hoyo.

Zona	$T_c$	Fórmula	Valor de a
San Pedro	2,41	$a = \frac{61.2}{(2.41)^{0.35}}$	$\frac{61.2}{1.36} = 45,00$
Macarao	2,17	$a = \frac{61.2}{(2.17)^{0.35}}$	$\frac{61.2}{1.316} = 46,50$
Las Adjuntas-Pte.La Paz	2.14	$a = \frac{61.2}{(2.14)^{0.35}}$	$\frac{61.2}{1.305} = 46,90$
Pte. La Paz-río Valle	4.55	$a = \frac{61.2}{(4.55)^{0.35}}$	$\frac{61.2}{1.70} = 36,00$
Río Valle-Pte. Chuao	2.22	$a = \frac{61.2}{(2.22)^{0.35}}$	$\frac{61.2}{1.372} = 44.61$
Pte. Chuao-Petare	2.39	$a = \frac{61.2}{(2.39)^{0.35}}$	$\frac{61.2}{1.358} = 45.07$
Hasta Pte. La Paz	4.48	$a = \frac{61.2}{(4.48)^{0.35}}$	$\frac{61.2}{1.69} = 36.19$
Hasta Petare	7.54	$a = \frac{61.2}{(7.54)^{0.35}}$	$\frac{61.2}{2.028} = 29.71$
Pte. La Paz-Petare	6.03	$a = \frac{61.2}{(6.03)^{0.35}}$	$\frac{61.2}{1.878} = 32,59$
Hasta Cd.Universitaria	6.47	$a = \frac{61.2}{(6.47)^{0.35}}$	$\frac{61.2}{1.922} = 31.84$

Cálculo de los factores  $\epsilon_1$  y  $\alpha_1$

$$\epsilon_1 = \frac{1}{0,5263 + 1.2687(n) - 0.9944(n^2)}$$

$$\alpha_1 = 0,4039 + 0,1924(n) + 0,1069(n^2)$$

$$n = 0,35 \quad n^2 = 0,1225$$

$$\epsilon_1 = \frac{1}{0.6087} = 1,645 \quad \alpha_1 = 0,4843$$

Cálculo del gasto de crecida hasta Puente La Paz

Volumen almacenaje:

3.222.954
2.552.566
1.296.247
<hr/>
7.071.767 m <sup>3</sup>

Area: 12.570  
10.460  
5.970  

---

29.000 Ha

$$K = 0.65$$

$$a = 36.19$$

$$T = \left( \frac{7.071.767}{10 (36.19)^{0.65} (29.000)} \cdot \frac{1.645}{1.1607} \right)^{\frac{1}{0.35}} =$$
$$= (1.03 \times 1.42)^{\frac{1}{0.35}} = 2.968 \text{ horas}$$

$$Q = \frac{7.071.767}{2.968 (1.1607)} = 2.052.788 \text{ m}^3/\text{h}$$

$$Q \approx 550 \text{ m}^3/\text{sg}$$

Cálculo del gasto de crecida hasta la Ciudad Universitaria:

Volumen de almacenaje: 7.071.767  
3.800.103  

---

10.871.870

Area: 46.600 Ha

$$K = \frac{0.65 + 0.70}{2} = 0,675$$

$$a = 31,84$$

$$T = \left( \frac{10.871.870}{10 (31.84)^{0.675} (46.600)} \cdot \frac{1.645}{1.1607} \right)^{\frac{1}{0.35}} =$$
$$= (1,086 \times 1,42)^{\frac{1}{0.35}} = 3.45 \text{ horas}$$

$$Q = \frac{10.871.870}{3.45 (1.1607)} = 2.714.970 \text{ m}^3/\text{h}$$

$$Q \approx 750 \text{ m}^3/\text{sg}$$

Cálculo del gasto de crecida hasta Petare

Volumen de almacenaje: 12.834.973 m<sup>3</sup>

### CANALES

En los capítulos precedentes hemos determinado el valor de la lluvia máxima posible (frecuencia 100 años) sobre la cuenca de nuestro estudio. A base de esos datos se obtuvieron los valores de los gastos de creciente en las secciones Puente La Paz, Ciudad Universitaria y Petare. El presente capítulo sigue esa secuencia y pasa a estudiar el Guaire como canal para los gastos citados y en las secciones fijadas.

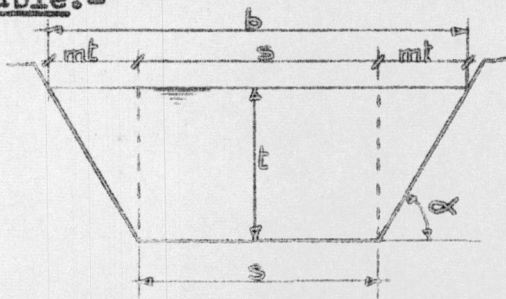
Nuestros estudios comenzarán por investigar las condiciones de la sección transversal ideal, y adaptar luego esa sección a la realidad. Caso de no ser ésto posible, estudiar la influencia de la variación de los elementos de la sección para tratar de ajustarse a las exigencias, modificando alguno de ellos.

Finalmente, proponer la sección definitiva, definir su comportamiento y enumerar las condiciones o modificaciones que su funcionamiento exija.

Centralizamos las investigaciones en la sección de la Ciudad Universitaria por ser de la zona que más datos se disponía.

Para terminar incluimos algunas observaciones hechas al actual comportamiento del río como canal.

#### Elección de las condiciones para que la sección sea la más favorable.-



$$\text{cotag } \alpha = 3/2 = 1,5 = m$$

A = área de la sección

P = perímetro mojado

s, b y t son desconocidos y tendremos infinitas posibilidades de elección de una de estas magnitudes sin que varíe el valor de A.

De estas infinitas posibilidades investigaremos aquélla que nos dé un perfil en el que la influencia de la rugosidad de las paredes sea la menor posible; ésto se conseguirá cuando el perímetro mojado P, causante del rozamiento, sea mínimo, permaneciendo constante la inclinación de los taludes. Investigaremos pues, este mínimo de P. A tal objeto, deberemos establecer una relación que nos ligue P con una de las variables s o t.

De la figura obtenemos:

$$(1) \quad A = s \cdot t + 2 \frac{t \cdot m t}{2} = s \cdot t + m t^2$$

$$(2) \quad P = s + 2 \sqrt{t^2 + m^2 t^2} = s + 2t \sqrt{1 + m^2}$$

de la (1) sacamos que:  $s = A/t - mt$

y llevando este valor a (2) nos queda:

$$(3) \quad P = A/t - mt + 2t \sqrt{1 + m^2}$$

Puesto que P debe ser mínimo, derivamos la igualdad (3) con respecto a t, que consideramos la variable independiente, e igualamos a cero la derivada. Así obtenemos:

$$\frac{dP}{dt} = 0 = \frac{-A}{t^2} - m + 2 \sqrt{1 + m^2}$$

de donde: 
$$A = t^2 \left[ -m + 2 \sqrt{1 + m^2} \right] = t^2 \left[ 2 \sqrt{1 + m^2} - m \right]$$

Hacemos  $(2 \sqrt{1 + m^2} - m) = M$ , ya que con la inclinación de los taludes fijos ésto debe ser un número fijo.

entonces tendremos:  $A = t^2 \cdot M$

1º Caso:  $Q = 500 \text{ m}^3/\text{sg}$

$\gamma = 0,30$

$I = 0,004$

Para facilidad en los cálculos usamos la tabla que a continuación damos y que solo es aplicable para el perfil trapecial más favorable

cot m	3,00	2,50	2,00	1,75	1,50	1,25	1,00	0,75	0,50	0,25	0,00
$\sqrt{1+m^2}$	6,32	5,38	4,47	4,03	3,60	3,20	2,82	2,50	2,24	2,06	2,00
$M+2\sqrt{1+m^2}-m$	3,32	2,88	2,47	2,28	2,10	1,95	1,82	1,75	1,74	1,81	2,00
M	1,82	1,70	1,57	1,51	1,45	1,40	1,35	1,32	1,32	1,35	1,42
$1/\sqrt{M}$	0,55	0,56	0,64	0,66	0,69	0,72	0,74	0,76	0,76	0,74	0,71

Además podemos usar las fórmulas siguientes:

$A = t^2M$       área de la sección

$P = 2tM$       perímetro mojado

$s = t(M-m)$     ancho del fondo

$b = t(M+m)$     ancho en el nivel del agua

$R = t/2$       radio hidráulico medio

para nuestro caso en que  $m = 3/2 = 1,5$  ,  $M = 2,10$

Aplicando ahora la fórmula (5) tenemos

$$500 = \frac{87}{1 + \frac{0,3}{\sqrt{1,5}}} \cdot \sqrt{\frac{t}{2}} \cdot t^2 \cdot \sqrt{0,004} \cdot 2,10$$

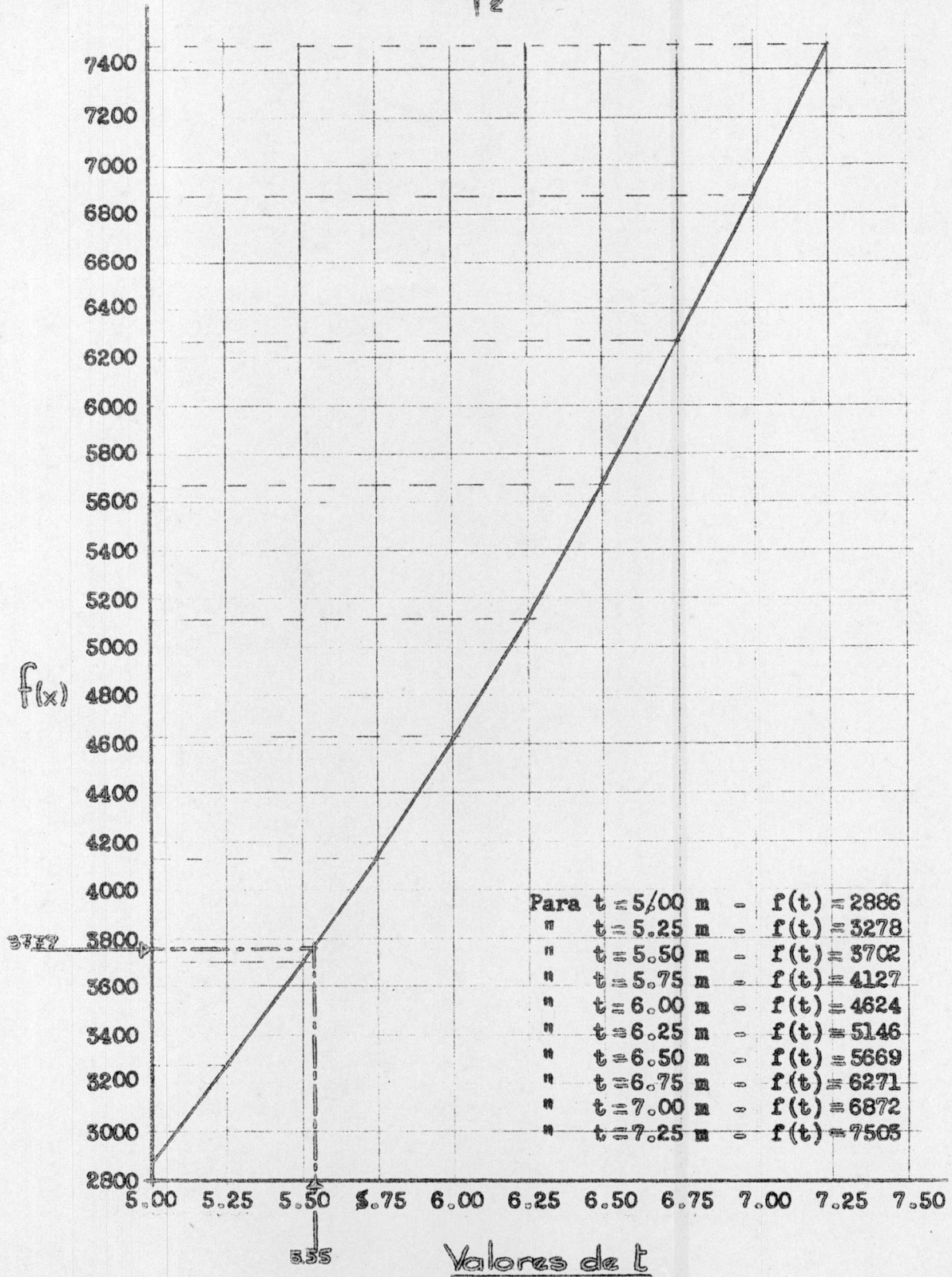
$$7936,5 = \frac{87}{1 + \frac{0,3}{\sqrt{1,5}}} \cdot \sqrt{\frac{t}{2}} \cdot t^2 \cdot 2,10$$

$$3779 = \frac{07}{1 + \frac{0,3}{\sqrt{1,5}}} \cdot \sqrt{\frac{t}{2}} \cdot t^2 = f(t)$$

Esta ecuación la resolvemos gráficamente, para lo cual, he-

GRAFICO N° 1

$$f(x) = \frac{87}{1 + \frac{0.3}{\sqrt{\frac{t}{2}}}} \sqrt{\frac{t}{2}} \cdot t^2$$



mos ido dando valores a  $t$  y así hemos obtenido ciertos valores de  $f(t)$ , que llevados a unas coordenadas cartesianas, donde tenemos por ordenadas  $t$  y por abscisas  $f(t)$ , obtenemos una curva, (gráfico N° 1) que es con la que vamos a trabajar en todos los cálculos de las secciones trapezoidales más favorables.

Para un valor de  $f(t)$  de 3779, el gráfico dá un valor de  $t$  igual a 5,55 m.

Como comprobación llevamos este valor a la fórmula (5)

$$\frac{87}{1 + \frac{0,3}{\sqrt{\frac{5,55}{2}}}} \times \sqrt{\frac{5,55}{2}} \times 5,55 = \frac{87}{1,18} \times 1,666 \times 30,8025 = 3784 \approx 3779$$

por lo tanto, el canal debe tener las siguientes dimensiones:

$$t = 5,55 \text{ m}$$

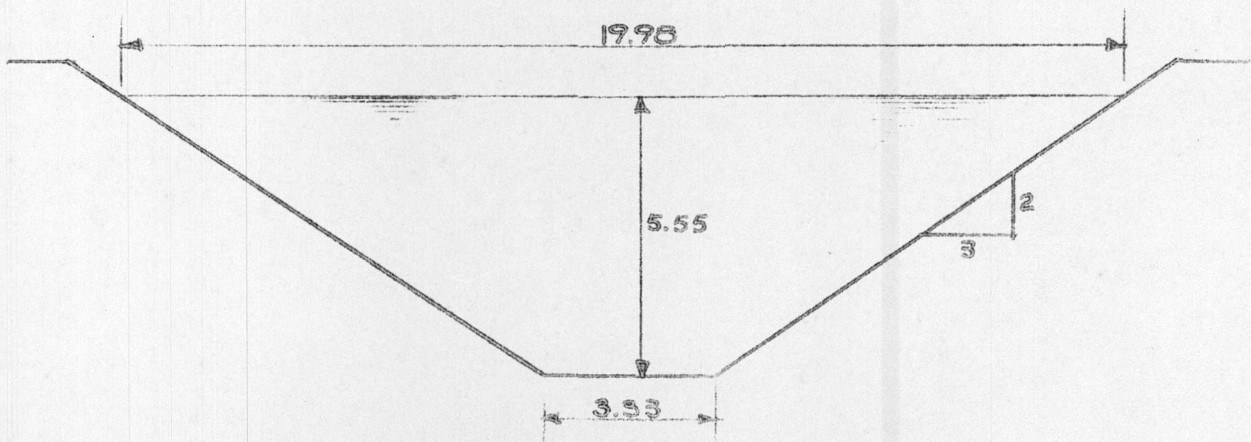
$$s = t(M-m) = 5,55(2,10-1,50) = 5,55 \times 0,60 = 3,33 \text{ m}$$

$$b = t(M+m) = 5,55(2,10+1,50) = 5,55 \times 3,60 = 19,98 \text{ m}$$

$$A = t^2 M = 5,55 \times 2,10 = 64,69 \text{ m}$$

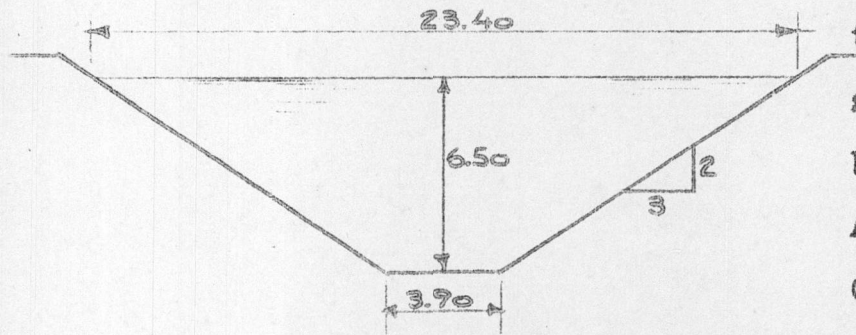
$$Q = 500 \text{ m}^3/\text{sg}$$

$$v = 7,73 \text{ m/sg}$$



Las demás secciones las calcularemos por el mismo procedimiento.

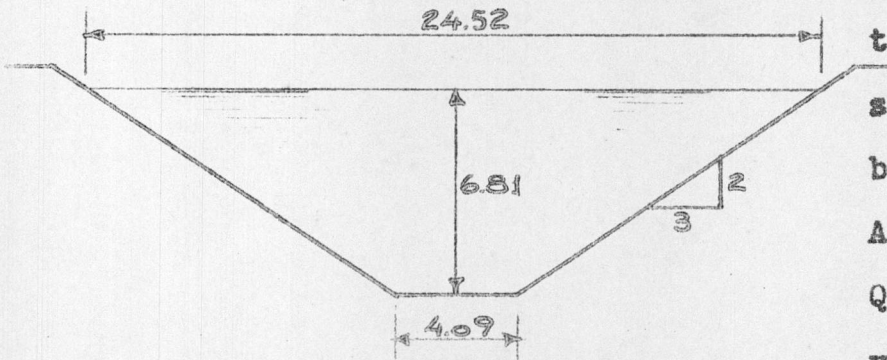
Caso 2º       $Q = 750 \text{ m}^3/\text{sg}$   
 $\gamma = 0,30$   
 $I = 0,004$   
 $m = 1,50$   
 $M = 2,10$



Resultados:

$t = 6,50 \text{ m}$   
 $s = 3,90 \text{ m}$   
 $b = 23,40 \text{ m}$   
 $A = 88,73 \text{ m}^2$   
 $Q = 750 \text{ m}^3/\text{sg}$   
 $v = 8,45 \text{ m}/\text{sg}$

Caso 3º       $Q = 850 \text{ m}^3/\text{sg}$   
 $\gamma = 0,30$   
 $I = 0,004$   
 $m = 1,50$   
 $M = 2,10$



Resultados:

$t = 6,81 \text{ m}$   
 $s = 4,09 \text{ m}$   
 $b = 24,52 \text{ m}$   
 $A = 97,39 \text{ m}^2$   
 $Q = 850 \text{ m}^3/\text{sg}$   
 $v = 8,73 \text{ m}/\text{sg}$

Estas secciones fallan por velocidad. Haremos nuevos tanteos, variando la pendiente de los taludes.

Caso 4º: Hacemos la pendiente de los taludes de 5/4

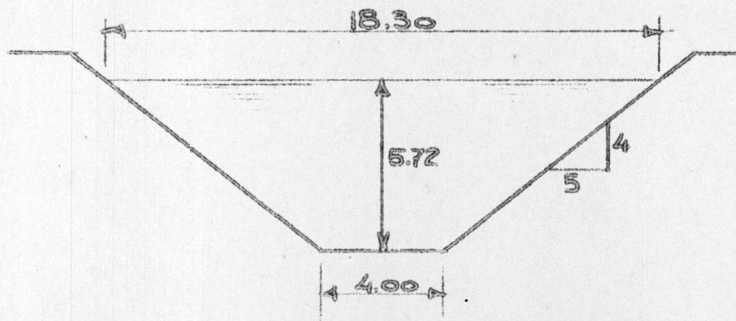
$$Q = 500 \text{ m}^3/\text{sg}$$

$$\gamma = 0,30$$

$$I = 0,004$$

$$m = 1,25$$

$$M = 1,95$$



Resultados:

$$t = 5,72 \text{ m}$$

$$s = 4,00 \text{ m}$$

$$b = 18,30 \text{ m}$$

$$A = 63,80 \text{ m}^2$$

$$Q = 500 \text{ m}^3/\text{sg}$$

$$v = 7,84 \text{ m}/\text{sg}$$

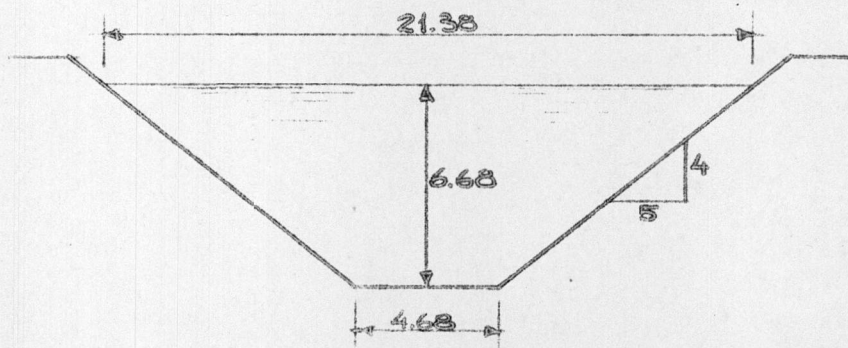
Caso 5º:  $Q = 750 \text{ m}^3/\text{sg}$

$$\gamma = 0,30$$

$$I = 0,004$$

$$m = 1,25$$

$$M = 1,95$$



Resultados:

$$t = 6,68 \text{ m}$$

$$s = 4,68 \text{ m}$$

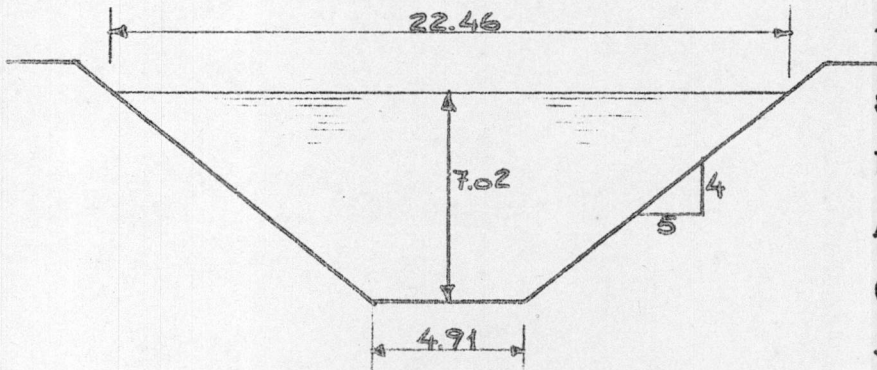
$$b = 21,38 \text{ m}$$

$$A = 87,01 \text{ m}^2$$

$$Q = 750 \text{ m}^3/\text{sg}$$

$$v = 8,62 \text{ m}/\text{sg}$$

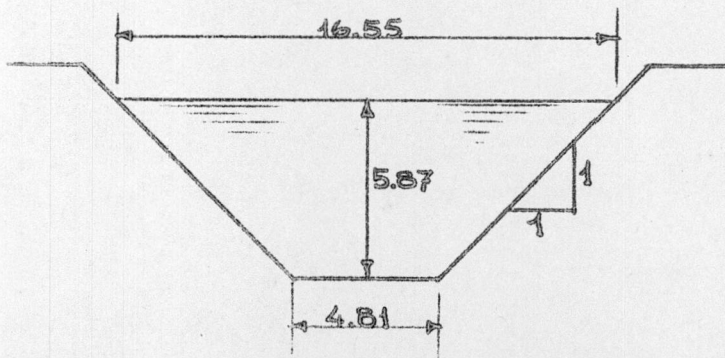
Caso 6º:       $Q = 850 \text{ m}^3/\text{sg}$   
                   $\gamma = 0,30$   
                   $I = 0,004$   
                   $m = 1,25$   
                   $M = 1,95$



**Resultados:**  
 $t = 7,02 \text{ m}$   
 $s = 4,91 \text{ m}$   
 $b = 22,46 \text{ m}$   
 $A = 96,10 \text{ m}^2$   
 $Q = 850 \text{ m}^3/\text{sg}$   
 $v = 8,84 \text{ m}/\text{sg}$

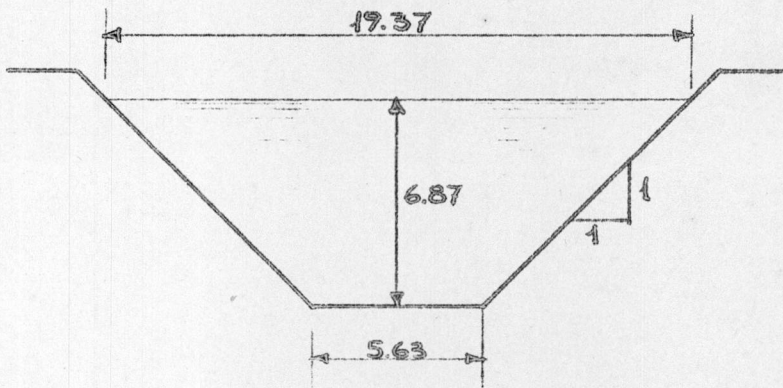
De nuevo las secciones dan velocidades grandes. Probaremos a hacer un último tanteo variando los taludes.

Caso 7º:      Hacemos la pendiente de los taludes de 1/1  
                   $Q = 500 \text{ m}^3/\text{sg}$   
                   $\gamma = 0,30$   
                   $I = 0,004$   
                   $m = 1,00$   
                   $M = 1,82$



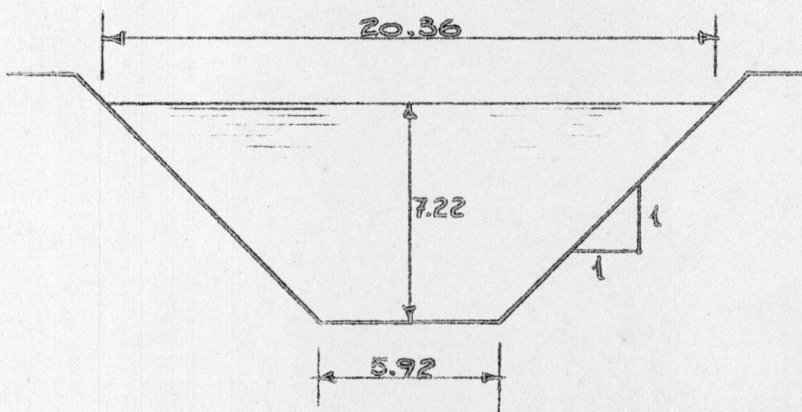
**Resultados:**  
 $t = 5,87 \text{ m}$   
 $s = 4,81 \text{ m}$   
 $b = 16,55 \text{ m}$   
 $A = 62,71 \text{ m}^2$   
 $Q = 500 \text{ m}^3/\text{sg}$   
 $v = 7,97 \text{ m}/\text{sg}$

Caso 8:  $Q = 750 \text{ m}^3/\text{sg}$   
 $\gamma = 0,30$   
 $I = 0,004$   
 $m = 1,00$   
 $M = 1,82$



**Resultados:**  
 $t = 6,87 \text{ m}$   
 $s = 5,63 \text{ m}$   
 $b = 19,37 \text{ m}$   
 $A = 85,90 \text{ m}^2$   
 $Q = 750 \text{ m}^3/\text{sg}$   
 $v = 8,73 \text{ m}/\text{sg}$

Caso 9:  $Q = 850 \text{ m}^3/\text{sg}$   
 $\gamma = 0,30$   
 $I = 0,004$   
 $m = 1,00$   
 $M = 1,82$



**Resultados:**  
 $t = 7,22 \text{ m}$   
 $s = 5,92 \text{ m}$   
 $b = 20,36 \text{ m}$   
 $A = 94,87 \text{ m}^2$   
 $Q = 850 \text{ m}^3/\text{sg}$   
 $v = 8,96 \text{ m}/\text{sg}$

Con los cálculos precedentes podemos asegurar que la influencia de la inclinación de los taludes es casi nula para resolver el problema que representan las velocidades altas.

Debemos, fijado un determinado talud, estudiar la influencia

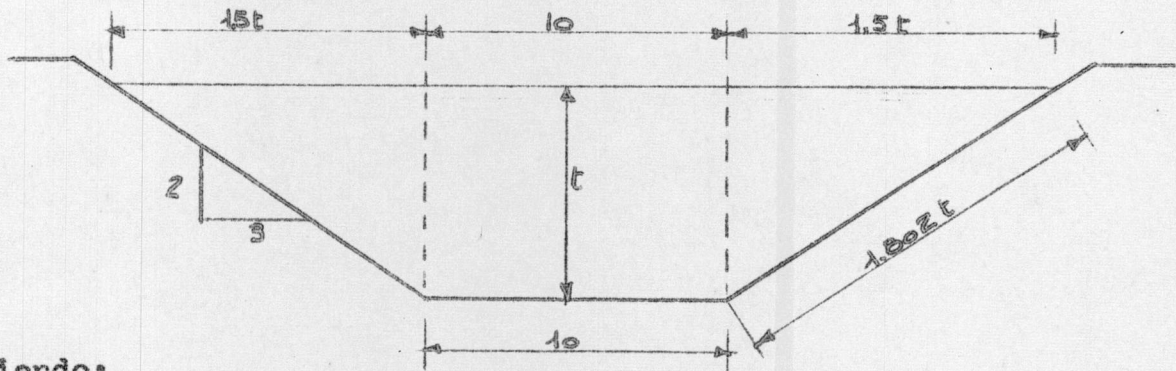
de otros factores.

Escogemos el talud 3/2 porque es el recomendado para este tipo de canales.

Vamos, entonces, a modificar alguno de los datos de cálculo para tratar de obtener resultados convenientes a nuestro problema.

Probaremos primero a aumentar la base del canal, manteniendo la misma  $I$  (la natural).

Esto nos conduce a una sección:



Siendo:

$$Q = 750 \text{ m}^3/\text{sg}$$

$$I = 0.004$$

Para una "t" de 5 metros obtenemos

$$A = 87.5 \text{ m}^2$$

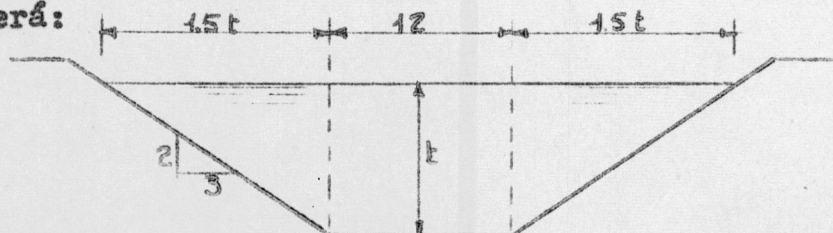
$$Q = 725 \text{ m}^3/\text{sg}$$

$$V = 8.27 \text{ m}/\text{sg}$$

La sección vuelve a fallar en lo relativo a velocidades.

Hacemos, entonces, un nuevo intento. Probaremos a aumentar más el ancho del canal.

La sección será:



Siendo:

$$Q = 750 \text{ m}^3/\text{sg}$$

$$I = 0.004$$

Para una "t" de 5 metros obtenemos

$$A = 97.5 \text{ m}^2$$

$$Q = 824 \text{ m}^3/\text{sg}$$

$$V = 8.4 \text{ m}^3/\text{sg}$$

Para "t" de 4.75 metros se obtiene

$$A = 90.8 \text{ m}^2$$

$$Q = 750 \text{ m}^3/\text{sg}$$

$$V = 8.3 \text{ m}/\text{sg}$$

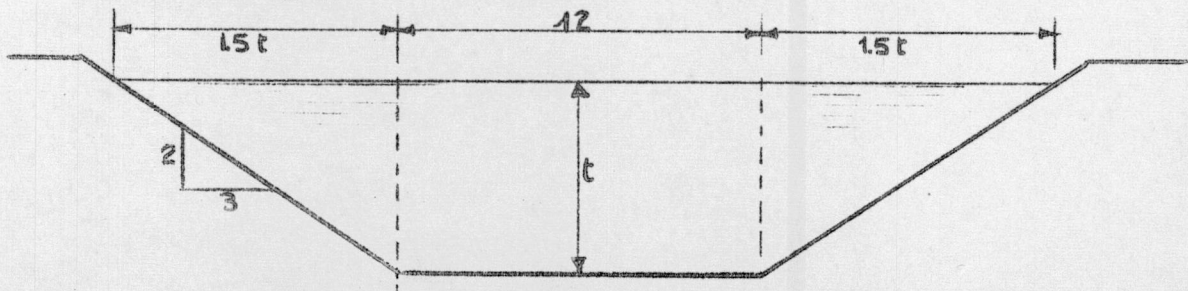
Las secciones siguen fallando por velocidad.

Esta sucesión de estudios, y sus resultados, nos llevan a la conclusión de que, con la pendiente natural de 4 o/oo, y sin poder usar secciones de gran área por los inconvenientes topográficos, no hay secciones apropiadas. Habremos, por tanto de variar otras condiciones.

Fijada ahora la sección transversal, estudiemos la influencia de la variación de la pendiente.

Es indudable que una disminución de la pendiente nos rebajará el valor de la velocidad. Para el valor máximo de ésta (7 m/sg) estudiemos la pendiente necesaria.

En la sección



donde:  $t = 5.35 \text{ m}$   
 $A = 107 \text{ m}^2$   
 $V = 7 \text{ m/sg}$   
 $Q = 750 \text{ m}^3/\text{sg}$

$$I = \frac{V(\sqrt{R} + Y)}{87.R} \quad I = 0.0504$$

$$I = 2,55 \text{ o/oo}$$

Esta sería la pendiente máxima permisible para mantener velocidades por debajo de 7 m/sg

Hemos tratado de lograr definir un perfil transversal que nos permita dejar pasar el gasto, sin que el área de la sección, o la velocidad del agua, o la pendiente de la solera, pasen de los límites racionales.

Los tanteos hechos nos han demostrado que para lograr un perfil adecuado, hay que modificar alguno de los factores esenciales (gasto, pendiente, área). El área no puede pasar más allá de los límites que la topografía de la ciudad nos permite. La pendiente actual del río es 4 o/oo y, dada la longitud del tramo, urbano, no puede ser excesivamente modificada.

Como resultado final a los tanteos de las posibilidades y los inconvenientes, hemos llegado a lo siguiente:

Fijar para la Ciudad Universitaria una sección transversal de base 12 m, con taludes  $1 \frac{1}{2} = 1$  y enunciar las condiciones para que funcione bien.

Para una más cabal idea del problema, incluimos gráficas de las relaciones  $Q = t$   $V = t$  para esa sección.

Las condiciones que el funcionamiento de esta sección nos impone, son:

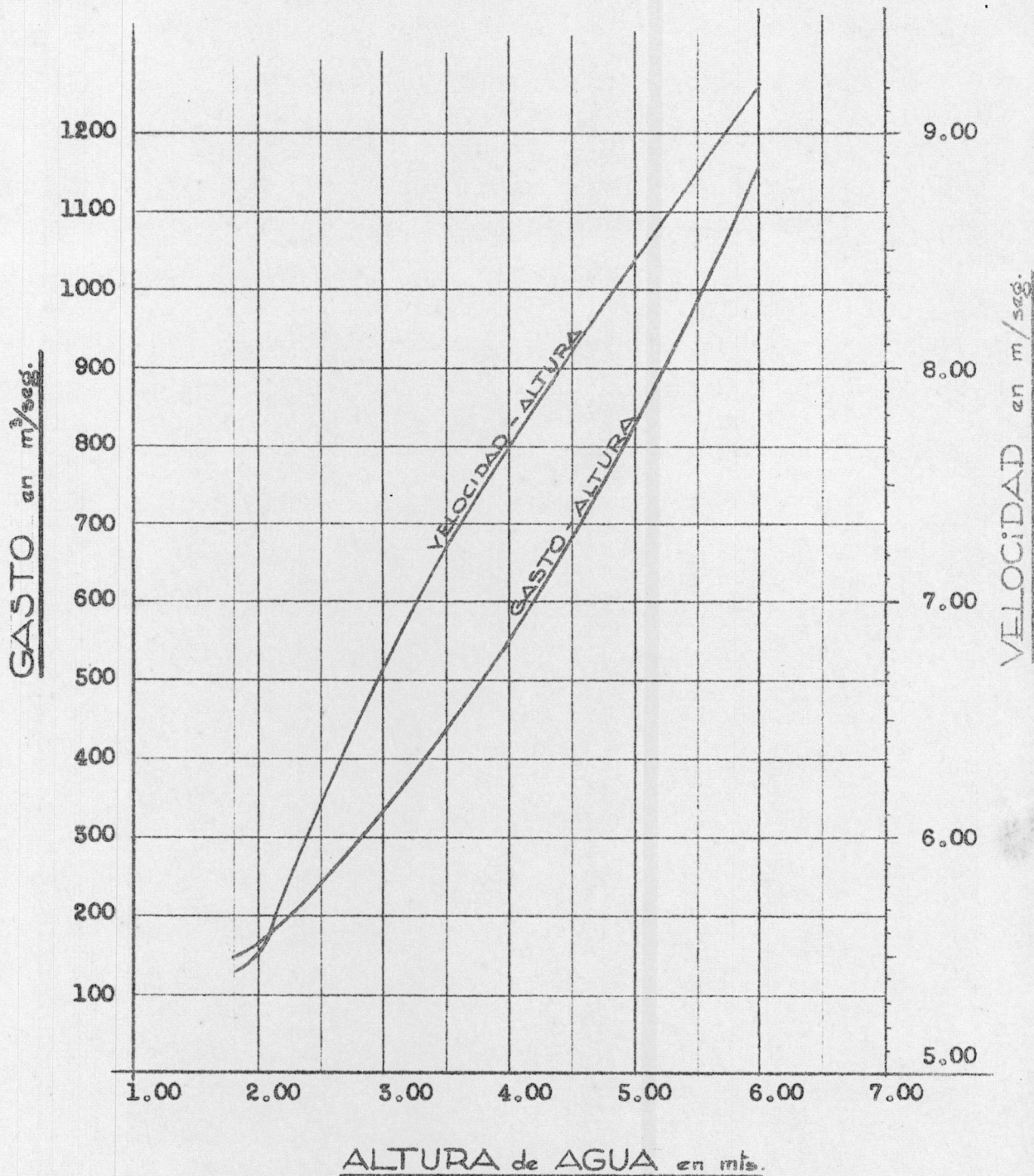
1º Para que circulen  $750 \text{ m}^3/\text{sg}$  con velocidades inferiores a  $7 \text{ m}/\text{sg}$ , es necesario variar la pendiente hasta valores por debajo de  $2.55 \text{ o}/\text{oo}$ . Ello se podría lograr colocando a lo largo del cauce una serie de saltos y rápidos, que al mismo tiempo cumplirían labor sanitaria de aereación. Estos desniveles, se comportarían como caídas o como vertederos sumergidos para los distintos gastos.

El estudio de la colocación y detalles de estos saltos sería motivo de investigaciones cuidadosas, y de ensayos sobre modelos, asuntos que se salen del carácter general de nuestro trabajo.

2º Para que, sin sobrepasar la velocidad de  $7 \text{ m}/\text{sg}$ , y manteniendo la pendiente actual del  $4 \text{ o}/\text{oo}$ , la sección propuesta funcione, es necesario rebajar el valor del gasto. Ello se puede lograr regulando el caudal por medio de una o varias represas o compuertas. Estas, dadas las características del río, no serían grandes ni complicadas. La investigación del diseño, ubicación, funcionamiento, etc., escapan también del programa de generalidades del presente estudio.

La sección propuesta para la Ciudad Universitaria se completará con la construcción de un pequeño canal central, capaz de conducir los gastos de verano. Haremos notar que este canal (su área) no se toma en cuenta en los cálculos de la creciente máxima, lo que significa un cierto margen de seguridad.

CARACTERISTICAS DE LA SECCION



OBSERVACIONES AL FUNCIONAMIENTO DEL RIO GUAIRE COMO CANAL

Los tramos del Guaire que actualmente están funcionando como canales son los comprendidos entre Puente Mohedano y Puente Sears (con sección de concreto), y entre éste y Puente Veracruz (sección de tierra). Aguas arriba de Puente Mohedano y aguas abajo de Puente Veracruz, no podemos hablar todavía de una canalización propiamente. Lo que se ha hecho hasta ahora son limpiezas esporádicas del cauce, sin entrar en detalles de rectificación del curso o de la rasante del fondo. Hay estudios hechos por el Dr. J. A. Ayala y por el Dr. D. Ferrer para la canalización de estas zonas.

En el tramo entre los puentes Mohedano y Sears la sección transversal es de tipo trapezoidal, con fondo y pies de berma de concreto y con un pequeño canal central cuya finalidad es conducir los gastos de verano. Este tramo fué diseñado para crecidas de 450 á 500 m<sup>3</sup>/sg y tiene pendiente de fondo de 4 o/oo. Para esos gastos su funcionamiento es correcto. Habría que considerar, sin embargo, el efecto que los tramos de tierra aguas arriba pudieran tener sobre estas secciones (socavaciones en las transiciones, arrastre, etc.).

En los tramos de tierra se presenta mayor número de problemas. En primer lugar las secciones son más grandes. Su solera es plana, sin canal central, lo cual ocasiona una notable disminución en la velocidad del agua.

Este régimen de corriente es el causante de los depósitos de material acarreado, en las márgenes y playas que se forman en el cauce.

En el momento de una creciente es seguro que estas secciones habrían de sufrir los mayores daños. En primer lugar las altas velocidades atacarían los taludes y las zonas cóncavas de las curvas de pequeño radio. También socavarían el fondo. Es sabido que el Guaire, después de las crecientes, modifica los perfiles de sus secciones.

El proyecto original para canalización en tierra contemplaba la existencia de tres saltos, que irían situados en los puentes Veracruz, Las Mercedes y Sears. Por razones que se desconocen se han hecho una serie de pequeños saltos intermedios, que han disminuído las velocidades. La canalización en tierra exige, entre salto y salto, obras especiales, lo mismo que en las desembocaduras de las quebradas. Esto aumentaría notablemente el costo del trabajo y son por otra parte, de cuidadosa elaboración y de no muy garantizado funcionamiento.

La idea de realizar una canalización mixta (zonas de concreto y zonas de tierra) nos parece una solución inadecuada sin llevar a cabo antes estudios detallados de las zonas de transición. A esta razón se deben las socavaciones del lecho de tierra que se producen al término de la zona canalizada con concreto. Las zonas de transición deben ser estudiadas con esmero. Inclusive se debieran hacer pruebas sobre modelos de escala apropiada. Solo de este modo pudiera aceptarse la canalización mixta.

Un punto de discusión se presenta al tratar del problema de las desembocaduras de las quebradas y sub-afluentes. Nos decidimos porque se rebaje la cota del río aguas abajo de esos

lugares. Tan solo así creemos se puedan evitar los represamientos de las quebradas, que caerían al cauce del Guaire en forma de salto.

Un problema que crearía la canalización en concreto a todo lo largo del tramo urbano sería su influencia en el nivel de aguas subterráneas o nivel freático. Este tema de por sí sería motivo de un extenso estudio. Sobre este asunto podemos decir que nuestras observaciones en la zona del Bosque de Los Caobos nos han servido para afirmar que esa influencia es notoria. También es posible que las irregularidades que registramos fueran debidas al mal funcionamiento de los drenajes. Lo cierto es que el suelo natural de esa zona daba muestras de saturarse de agua de lluvia en lapsos cortos, consecuencia de la variación del nivel subterráneo de aguas.

También acerca de los drenajes haremos hincapié en su esmerada construcción. Se debe analizar el tipo y contextura del suelo y si fuese necesario, rellenar con piedra suelta y grava la zona de salida de los drenajes.

Queremos todavía citar la solución que algunos profesionales han propuesto para el tratamiento del río y que consiste en un embaulamiento del cauce, usando luego la cubierta superior como vía de tránsito. Este proyecto, muy discutido, presenta entre los inconvenientes de mayor importancia, su excesivo costo. Se duda si un río de la categoría del Guaire necesite un tratamiento de índole tan elevada. El canal -tubería en realidad- sería calculado como conducto a presión, para los gastos de creciente, aunque su funcionamiento no fuese tal sino en ciertas ocasiones. Ventajas de este proyecto son el control de los aportes de aguas

negras de zonas ribereñas, que actualmente son de tipo clandestino y difíciles de evitar. Se podrían dar pendientes especiales que mantuvieran al río con una cantidad apropiada de oxígeno disuelto, y que evitaran velocidades lentas o depositantes. En realidad, la discusión de ventajas e inconvenientes de esta idea debe hacerse después de conocer a fondo los problemas de comportamiento del río. Cabe añadir que este sistema de tubería ha sido usado con éxito en Génova para un río de características similares al Guaire.

Para terminar diremos que en verdad no se pueden sacar conclusiones terminantes acerca del funcionamiento de un tramo o una sección de un canal del tipo del río Guaire a base simplemente de su observación. El río se ha tratado solamente en un trecho, que está sujeto por tanto a las influencias del cauce aguas arriba. Además es sabido que muchas de las obras realizadas lo han sido a título experimental.

F I N A L

Creemos cubierto, en la medida de nuestras posibilidades, el programa general que nos propusimos al iniciar el presente Trabajo Especial.

La falta de datos y registros fué obstáculo continuo, y a veces insalvable.

Confiamos en haber realizado una labor, que si bien es modesta, pueda servir para estudios posteriores que completen y continúen los guiones que aquí hemos esbozado.

## BIBLIOGRAFIA

### Estudios elaborados por los Ingenieros:

- 1- A. A. Koch
- 2- R. Bertucci
- 3- J. A. Ayala
- 4- G. Fiorini
- 5- L. Sánchez y A. Drosdoff
- 6- D. Ferrer y P. Pierucci

### Revistas Técnicas:

- 1- "L'ingegnere" Vol. V.

### Textos:

- 1- "Le Reti Idrauliche" G. Supino
- 2- "Hidráulica de los Canales" B. A. Bakhmeteff
- 3- "Problemas de Hidráulica Aplicada" O. Streck
- 4- "Saltos de Agua y Presas de Embalse" J. L. Gómez Navarro