

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO
FACULTAD DE INGENIERIA



**METODOS PARA RELACIONAR LLUVIA Y ESCU-
RRIMIENTO EN LOS PROYECTOS DE SISTEMAS
DE ALCANTARILLADO.**

T B S I S

**QUE PARA OBTENER EL TITULO DE
INGENIERO CIVIL
P R E S E N T A**

MARIO EDUARDO SOLANO AZAR



Universidad Nacional
Autónoma de México



UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

Todo el material contenido en esta tesis esta protegido por la Ley Federal del Derecho de Autor (LFDA) de los Estados Unidos Mexicanos (México).

El uso de imágenes, fragmentos de videos, y demás material que sea objeto de protección de los derechos de autor, será exclusivamente para fines educativos e informativos y deberá citar la fuente donde la obtuvo mencionando el autor o autores. Cualquier uso distinto como el lucro, reproducción, edición o modificación, será perseguido y sancionado por el respectivo titular de los Derechos de Autor.



REPUBLICA DE CHILE
UNIVERSIDAD

Al Presente señor MARIO EDUARDO SOLANO AZAR,
P r e s e n t e .

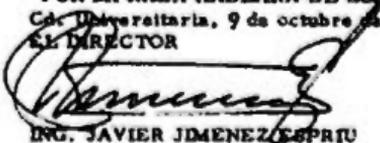
En atención a su solicitud relativa, me es grato transcribir a usted a continuación el tema que aprobado por esta Dirección propuso el Profesor Ing. Francisco Montejano Uranga, para que lo desarrolle como tesis en su Examen Profesional de Ingeniero CIVIL.

**"METODOS PARA RELACIONAR LLUVIA Y ESCURRIMIENTO EN
LOS PROYECTOS DE SISTEMAS DE ALCANTARILLADO"**

1. Introducción.
2. Modelo de lluvias que relaciona intensidad, duración y período de retorno.
3. Métodos para obtener gastos máximos.
4. Métodos para la obtención del hidrograma de escurrimiento.
5. Métodos para transitar gastos de escurrimiento.
6. Método que se propone.
7. Conclusión.

Ruego a usted se sirva tomar debida nota de que en cumplimiento de lo especificado por la Ley de Profesiones, deberá prestar Servicio Social durante un tiempo mínimo de seis meses como requisito indispensable para sustentar Examen Profesional; así como de la disposición de la Dirección General de Servicios Escolares en el sentido de que se imprima en lugar visible de los ejemplares de la tesis, el título del trabajo realizado.

Atentamente
"POR MI RAZA HABLARA EL ESPIRITU"
Cdr. Universitaria, 9 de octubre de 1979
EL DIRECTOR



ING. JAVIER JIMENEZ ESPRIU

JJE/OMLH/ser

INDICE .

1. INTRODUCCION.
 - 1.1 GEOMETRIA DE LA RED DE ALCANTARILLADO.
 - 1.2 CONSIDERACIONES DE ESCURRIMIENTO.
 - 1.3 ALCANCES DEL ESTUDIO.

2. MODELO DE LLUVIAS QUE RELACIONA INTENSIDAD, DURACION Y PERIODO DE RETORNO,
 - 2.1 PRECIPITACION.
 - 2.2 INTENSIDAD DE LLUVIA.
 - 2.3 FRECUENCIA.
 - 2.4 DETERMINACION DE LA RELACION INTENSIDAD-DURACION-PERIODO DE RETORNO.
 - 2.5 TORMENTA DE DISEÑO.

3. METODOS PARA OBTENER GASTOS MAXIMOS.
 - 3.1 METODO RACIONAL AMERICANO.
 - 3.2 METODOS EMPIRICOS.

4. METODOS PARA LA OBTENCION DEL HIDROGRAMA DE ESCURRIMIENTO.
 - 4.1 METODO RACIONAL GRAFICO ALEMAN.
 - 4.2 METODO DEL HIDROGRAMA PARCIAL.

5. METODOS PARA TRANSITAR GASTOS DE ESCURRIMIENTO.
 - 5.1 METODO DEL ROAD RESEARCH LABORATORY.
 - 5.2 METODO DE LA FEDERAL WATER QUALITY ADMINISTRATION.

6. METODO QUE SE PROPONE.

7. CONCLUSIONES.

1. INTRODUCCION.

La Hidrología Urbana, definida como la ciencia del agua, en la que se incluye todo lo que le es concerniente para la actividad humana, ha adquirido mucha importancia en los últimos años debido al rápido crecimiento urbano, a los efectos que éste implica sobre el ambiente y al valor creciente del elemento agua.

Se han hecho considerables esfuerzos para estudiar los diferentes procesos relacionados con la Hidrología Urbana, y los significativos logros obtenidos al respecto, han tenido gran utilidad.

Los métodos analíticos establecidos en Hidrología Urbana abarcan toda una gama de modelos matemáticos que van desde la simple fórmula racional hasta algunas muy complejas.

El uso indiscriminado de fórmulas empíricas y modelos conceptuales para el diseño de redes de colectores urbanos, puede llevar a una estimación poco confiable de los regímenes de escurrimientos, ya que esas fórmulas, basadas en la experimentación, se obtuvieron para regiones que en general presentan características fisiográficas diferentes a las del caso que particularmente se estudia; además suelen no tomar en cuenta situaciones particulares del fenómeno, como el almacenamiento en los conductos, transitoriedad del escurrimiento, etc.

Con el objeto de mostrar las diferencias que se encuentran al aplicar algunos de los métodos que con mayor frecuencia se utilizan para estimar escurrimientos en zonas urbanas, en esta tesis se presenta un ejemplo de zona urbana para proyectar el sistema de alcantarillado, resuelto por distintos métodos, mismos que se comparan finalmente para poder recomendar el uso de lo más adecuado en función del tamaño de las cuencas y de los datos disponibles.

1.1 GEOMETRIA DE LA RED DE ALCANTARILLADO

Se supusieron zonas elementales de área, $A = 12\ 500\ m^2$, que escurren superficialmente hacia atarjeas cuya longitud es de 125 metros. Las atarjeas y el terreno tienen una pendiente de $S = 0.001$; escurriendo las primeras hacia colectores perpendiculares a ellas.

A cada colector descargan 10 atarjeas, 5 por cada lado y drenan por lo tanto un área de $125\ 000\ m^2$. La longitud de cada colector es de 450 metros, con pendiente de $S = 0.001$.

La integración de la red se muestra en la fig. 1.1

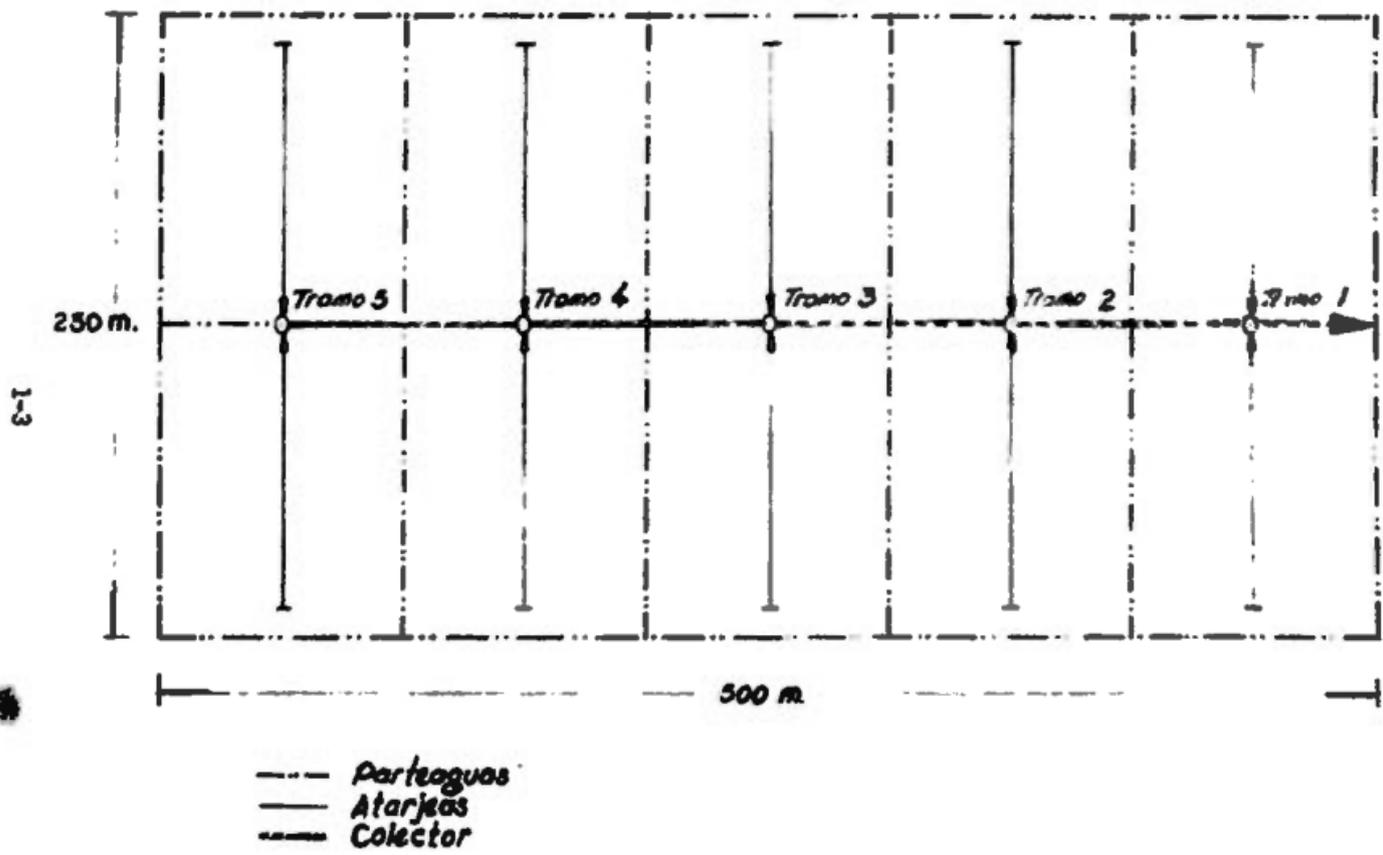


FIG. 1.1 RED DE DRENAJE

1.2 CONSIDERACIONES EN EL ECURRIMIENTO, COEFICIENTE DE ESCURRIMIENTO.

La relación que existe entre el escurrimiento y la lluvia esta dada por el coeficiente de escurrimiento C.

El escurrimiento se reduce por evaporación, almacenamiento del agua en depresiones, permeabilidad de la zona y humedad de la superficie; todos estos factores varían con el tiempo de duración de la lluvia.

En general se puede suponer C en dos formas:

- 1.- Que es constante. Para los métodos que así consideran el coeficiente de escurrimiento y debido a que toda la cuenca se supuso formada por el mismo tipo de urbanización, en nuestro caso el valor del coeficiente será $C = 0.5$, para toda el área.
- 2.- Que es variable con la duración de la lluvia. Para determinar el coeficiente, en este caso se utilizó el criterio de Hoad $C = X \frac{t}{t + 8} + (1 - X) \frac{0.5 t}{t + 15}$ en donde C es el coeficiente de escurrimiento, t es la duración de la precipitación en minutos, X es la fracción del área impermeable; en el caso que se calcula se consideró de $X = 0.5$

COEFICIENTE DE RUGOSIDAD.

En aquellos casos en donde fué necesario utilizar el coeficiente de rugosidad de Manning, este se tomó como $n = 0.030$ para el escurrimiento superficial y como $n = 0.015$ para el escurrimiento en el sistema de alcantarillado.

1.3 ALCANCES DEL ESTUDIO.

Con las bases anteriores se aplicaron los diferentes métodos para determinar escurrimientos provocados por precipitaciones en zonas urbanas, que se presentan en esta Tesis.

El capítulo 2 está enfocado a los conceptos utilizados para determinar la precipitación de proyecto,

En el capítulo 3 se exponen los métodos que solamente determinan gastos máximos, y que son el Método Racional Americano y el de Burkli - Ziegler, se comparan y se demuestra la racionalidad de la fórmula de Burkli - Ziegler.

En el cuarto capítulo se presentan dos métodos que se fundamentan en los mismos principios y que determinan el hidrograma de escurrimiento, estos son el Método Gráfico Alemán y el Método del Hidrograma Parcial.

En el capítulo 5 se presentan dos métodos que transitan el hidrograma de escurrimiento, y que son el del Road Research Laboratory y el de la Federal Water Quality Administration.

Finalmente, la comparación de los métodos, las recomendaciones y conclusiones del tema tratado se exponen en los capítulos sexto y séptimo.

2. MODELO DE LLUVIAS QUE RELACIONA INTENSIDAD, DURACION Y PERIODO DE RETORNO.

2.1 PRECIPITACION.

Durante una tormenta el agua cae a la superficie en cantidades variables durante los intervalos sucesivos de tiempo y sobre los diversos puntos de las áreas donde se precipita. Para una tormenta en particular, un aparato medidor de lluvia (pluviómetro o pluviógrafo) registra la cantidad de agua precipitada en intervalos de tiempo específicos, que corresponde al punto en donde está colocado el medidor. El registro se considera representativo de una área alrededor del sitio donde está el medidor ya que con cierta aproximación puede reflejar las condiciones de precipitación que prevalecen sobre todas las porciones del área, especialmente si esta no es grande y es homogénea con respecto a los factores que afectan el fenómeno meteorológico. Estos factores son principalmente los accidentes topográficos del área, los vientos dominantes en ella y los tipos de precipitación (convectiva o ciclónico). En caso que puedan considerarse uniformes tales factores, puede adoptarse una disminución de la precipitación con relación al valor del área. Para Boston, Massachusetts y Nueva Orleans, La., Frank Marston observó los valores, expresados en porcentajes, que se muestran en la tabla 2.1.1.

TABLA 2.1.1

DISMINUCION DE LA PRECIPITACION CON RELACION AL AREA

AREA (HECTAREAS)	DURACION DE TORMENTA EN MINUTOS		
	30	45	60
0	100	100	100
200	94	95	97
400	91	93	95
600		91	93
800		90	92
12 200		87	89
16 200			88
20 200			86

En un estudio más reciente, F. A. Huff y G.E. Stout encontraron para áreas de 1300 a 72 000 Ha. en Illinois una variación igual a la raíz cuadrada del área drenada.

Se debe procurar tener una estación pluviométrica para cada 1500 Ha. en condiciones semejantes de topografía y vientos dominantes.

Teniendo los registros de un pluviógrafo o de varios dentro de un área, están definidas las variaciones de la lluvia: uno, durante el transcurso de cada lluvia; dos, a lo largo del área cubierta por la tormenta; y tres, de una tormenta a otra. Estas variaciones establecen respectivamente: uno, la relación intensidad-duración de cada tormenta; dos, la distribución en el área de cada tormenta; y tres, la frecuencia de tormentas con una intensidad y duración determinadas.

2.2 INTENSIDAD DE LLUVIA,

Se define intensidad de lluvia a la altura de agua en min. precipitada en una hora; por ejemplo si en 8 min. llueve 10 mm. la intensidad es de $\frac{10 \times 60}{8} = 75$ mm/ hora.

La mayor intensidad de lluvia se presenta generalmente cerca del inicio de la tormenta. Por convención, la intensidad de la tormenta para distintas duraciones se expresa como la intensidad media

aritmética de la precipitación durante esos tiempos específicos.

Así tenemos que la intensidad media será mayor para intervalos de tiempo pequeños y viceversa.

Para ejemplificar lo anterior en la fig. 2.2.1 se presenta el registro de la tormenta del 27 - 28 de octubre de 1908 en Júpiter, Florida.

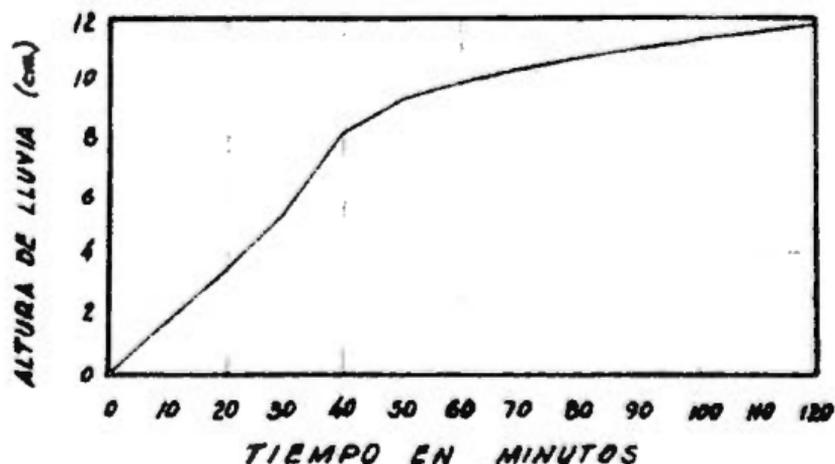


FIG. 2.2.1 REGISTRO DE LLUVIA

Como se observa lo que el pluviógrafo registra es el diagrama acumulativo de las alturas llovidas, en donde las pendientes de la gráfica son las intensidades.

Para determinar la relación tiempo - intensidad se hace el siguiente análisis:

Se determina la media aritmética, o intensidad, de la precipitación para varias duraciones, como se muestra en la tabla 2.2.1, en la que se tiene, en las columnas 1 y 2, el registro del pluviógrafo y en las columnas 3 a 7 los cálculos necesarios:

En la Columna 4 se determina la altura de lluvia para cada intervalo de tiempo, en la columna 6 se ponen los registros máximos de lluvia que se establecen a partir de los valores obtenidos en la columna 4, hallando el valor máximo o combinación máxima de valores consecutivos, que se producen a lo largo de la lluvia, para los intervalos indicados en la columna 5. Los resultados finales, o sean las intensidades para los distintos intervalos, están en la columna 7 y es el resultado de multiplicar la columna 6 por 60 y dividir entre la columna 5. El orden de las columnas 5 a 7 es independiente de las anteriores.

TABLA 2.2.1

DETERMINACION DE LA INTENSIDAD DE LLUVIA PARA VARIAS DURACIONES

REGISTRO DEL PLUVIOGRAFO				RELACION TIEMPO - INTENSIDAD		
TIEMPO DESDE INICIO DE — LA LLUVIA.	ALTURA DE LLUVIA — ACUMULADA	INTERVALO DE TIEMPO	ALTURA DE LLUVIA DU RANTE EL— INTERVALO	DURACION DE LA — LLUVIA	LLUVIA TOTAL— MAXIMA	INTENSIDAD (MEDIA — — ARITMETICA)
min.	cm.	min.	cm.	min.	cm.	cm/hora
(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)
5	0.79	5	0.79	5	1.38	16.56
10	1.58	5	0.79	10	2.72	16.32
15	2.24	5	0.66	15	3.91	15.64
20	3.43	5	1.19	20	4.62	13.86
25	4.14	5	0.71	25	5.81	13.94
30	5.33	5	1.19	30	6.47	12.94
35	6.71	5	1.38	35	7.26	12.46
40	8.05	5	1.34	40	8.05	12.08
45	8.64	5	0.59	45	8.64	11.52
50	9.30	5	0.66	50	9.30	11.16
60	9.73	10	0.43	60	9.73	9.73
80	10.54	20	0.81	80	10.54	7.91
100	11.20	20	0.66	100	11.20	6.72
120	11.66	20	0.46	120	11.66	5.83

En esta tormenta la máxima intensidad de lluvia para una duración o intervalo de 5 minutos se presentó durante el intervalo entre los tiempos 30 y 35 minutos. Para un intervalo de 10 minutos la intensidad media máxima se localiza entre los 30 y 40 minutos. Los valores de la columna (7) se anotan en una tabla donde cada renglón corresponde a la fecha de cada tormenta y será tan extensa conforme al período de registro (tabla 2.2.2) ya obtenida la relación, intensidad - duración de todas las tormentas ocurridas en el período de registro, se busca determinar la probabilidad de que éstas se presenten.

2.3 FRECUENCIA.

Una tormenta de gran intensidad, es raro que ocurra, es decir, es pequeña su frecuencia. Para indicar esta frecuencia de ocurrencia decimos, para la intensidad más grande con una duración específica que es medida en una estación con n años de registros, que tiene una frecuencia de uno en n años y es llamada tormenta de n - años. El siguiente valor más grande tiene una frecuencia de dos veces en n años o una en $n/2$ años y es llamada la tormenta de $n/2$ - años, o también se dice que es una tormenta cuyo período de retorno es de $n/2$ años.

El período de retorno en términos de análisis probabilístico se define como el intervalo de tiempo expresado en años durante el

TABLA 2.2.2

SECRETARIA DE RECURSOS HIDRAULICOS
COMISION INTERMUNICIPAL DE LA CUENCA DEL RIALE DE ARIQUO

INDICADORES FENOMOLOGICOS DE LA CUENCA DEL RIALE DE ARIQUO

INDICADORES DE LUBRIFICACION DEL TRABAJO										
SECTOR	5	10	15	20	25	30	35	40	45	50
1961										
Febr.	19	3.5	7.2	3.2	4.0	5.2	1.7	3.0	2.5	2.1
	20	14.4	10.8	7.5	4.0	4.5	4.0	3.7	4.0	3.4
	21	24.0	18.0	14.0	12.9	12.4	9.5	6.4	4.8	3.8
	22	12.0	18.0	9.2	9.8	4.4	4.7	3.4	4.5	3.4
	23	40.0	17.4	11.7	10.0	22.0	20.0	15.7	12.8	10.1
	24	12.0	10.5	2.0	4.4	5.8	1.7	8.9	2.1	1.4
Mar.	1 ^o	12.0	7.8	8.0	7.3	7.4	3.7	3.0	4.7	4.4
	2	3.4	4.0	4.3	1.9	2.4	2.0	1.6	1.2	1.1
	3	17.4	24.0	28.4	14.7	18.0	4.7	3.3	3.8	3.0
	4	12.0	7.8	8.0	4.0	4.8	4.0	3.0	3.8	3.0
	5	21.4	16.0	14.0	12.9	10.0	4.7	3.0	3.8	3.0
	10	3.4	2.4	1.4	1.5	1.2	0.8	0.4	2.5	2.4
	11	14.4	12.0	9.4	9.0	8.0	4.7	3.4	4.7	4.0
	12	12.0	4.0	4.0	3.0	2.0	1.3	1.0	2.4	2.4
	13	40.0	11.3	10.0	15.0	10.4	7.2	2.5	4.3	3.5
	14	24.0	14.8	12.0	3.0	1.2	1.3	4.0	1.0	1.0
	15	7.2	4.8	3.4	2.7	1.2	1.3	1.3	0.8	0.4
	16	4.0	4.8	4.0	3.4	2.8	2.0	1.8	1.3	1.2
	17	14.8	9.4	4.8	3.4	3.4	3.4	1.8	1.4	1.1
	18	3.4	3.4	3.1	3.0	2.0	1.3	1.3	1.1	1.0
	19	24.0	14.4	14.8	15.0	14.8	11.1	10.4	8.1	4.8
Abr.	1 ^o	11.4	11.0	11.8	11.0	14.4	11.0	7.8	4.0	4.4
	2	24.0	20.0	21.0	11.4	13.4	13.7	11.9	9.0	7.4
	3	30.4	31.4	11.4	11.4	11.4	21.4	18.0	11.5	10.1
	4	24.0	18.0	12.8	12.0	10.8	4.7	3.0	3.8	3.0
	5	30.4	11.0	11.0	21.0	14.0	10.4	8.0	6.0	4.0
	11	12.0	7.2	3.2	4.3	3.2	2.7	2.8	1.5	1.5
	12	3.4	4.0	3.4	3.4	3.4	1.1	2.9	2.4	2.4
	13	12.0	4.0	11.0	14.0	11.0	11.4	6.0	4.0	4.0
	14	12.4	15.4	16.0	11.2	14.0	4.7	3.2	4.1	2.7
	15	4.0	1.4	2.8	2.4	1.4	1.2	0.9	0.8	0.5
	16	14.4	4.4	7.2	4.0	4.0	2.7	2.0	1.3	1.2
	17	4.4	4.8	3.4	2.7	1.8	1.3	1.0	0.8	0.5
	18	14.4	10.0	10.4	13.0	16.0	11.4	11.0	11.5	11.0
May.	1 ^o	12.0	4.4	4.4	3.4	2.4	1.7	1.3	1.8	0.7
	2	11.0	10.0	11.0	12.4	14.0	12.4	14.0	12.0	10.0
	3	14.0	14.4	10.8	9.0	6.0	4.0	3.0	2.3	1.5
	4	12.0	12.0	9.2	7.8	7.4	6.8	3.8	2.1	1.8
	5	12.0	6.0	6.8	4.3	3.4	3.7	3.4	2.5	1.8
	11	3.4	7.2	6.8	4.3	4.4	4.0	3.0	2.3	1.5
	12	12.0	4.0	4.0	3.0	2.0	1.3	1.0	0.8	0.5
	13	7.2	4.8	4.0	3.0	3.8	2.7	2.8	1.5	1.4
	14	4.4	3.0	11.0	11.0	11.4	13.4	13.4	11.5	11.4
	15	12.0	4.4	4.0	3.0	4.4	4.9	4.2	3.2	2.3
	16	11.4	12.2	12.8	12.8	17.4	11.5	11.0	7.5	3.3
Jun.	1	12.0	11.0	11.8	9.9	8.4	4.7	4.0	4.5	3.4
	2	3.4	4.0	3.4	3.1	4.0	3.8	2.8	2.3	1.8
	3	12.0	6.0	4.0	4.2	3.2	2.4	1.8	1.4	1.1
	4	3.4	12.0	9.2	8.1	5.4	4.8	3.5	2.4	2.2
	5	7.2	4.2	3.8	2.4	3.0	1.3	1.0	0.8	0.6
	10	11.4	11.0	11.8	11.0	14.0	14.8	11.0	8.1	6.4
	11	4.0	3.0	2.4	1.1	1.4	1.1	0.8	0.4	0.3
	12	11.4	12.2	12.0	12.0	10.0	8.0	8.2	7.5	7.0
Jul.	1	10.8	4.0	3.4	3.4	4.4	4.9	4.4	3.8	2.0
	2	4.4	4.0	4.0	3.0	2.0	1.3	1.0	0.8	0.6

cual ocurrirá una vez en promedio un evento con intensidad de lluvia igual o mayor.

Ordenando todos los datos de tormentas registradas, se obtiene una relación general de la intensidad - duración - período de retorno. Existen muchas formas de hacer el análisis estadístico de lluvias; uno de ellos es el que se presenta a continuación. El desarrollo de la relación intensidad - duración - período de retorno se puede expresar en forma gráfica, tabular o con ecuaciones. Para ejemplificar lo anterior presento como se analizaron, ordenando los datos de los registros por rangos, los siguientes datos.

Haciendo el conteo del número de tormentas que ocurren para cada rango de intensidad y duración de todos los datos de lluvia en el período de registro o sea la serie de tablas como la que se presenta como tabla 2.2.2, se obtiene un cuadro de datos semejante al de la tabla 2.3.1, en la que se presenta el número de tormentas de distintas intensidades y duraciones registradas en la ciudad de Nueva York de 1869 a 1913, o sea en 45 años.

De los 45 años de registros si queremos determinar los valores de tiempo - intensidad para un período de retorno o tormenta de 10 años procedemos de la forma siguiente:

Como la lluvia es la de 10 años, en 45 años se va a presentar

TABLA 2.3.1

NUMERO DE TORMENTAS QUE OCURREN PARA CADA RANGO DE INTENSIDAD Y DURACION.
 DURACION (min) NUMERO DE TORMENTAS CON LA INTENSIDAD INDICADA O MAYOR.
 (INTENSIDAD EN PULGADAS POR HORA)

	1.0	1.25	1.5	1.75	2.0	2.5	3.0	4.0	5.0	6.0	7.0	8.0	9.0
5							123	47	22	14	4	2	1
10					122	78	48	15	7	4	2	1	
15				100	83	46	21	10	3	2	1	1	
20			98	64	44	18	13	5	2	2			
30	99	72	51	30	21	8	6	3	2				
40	69	50	27	14	11	5	3	1					
50	52	28	17	10	8	4	3						
60	41	19	14	6	4	4	2						
80	18	13	4	2	2	1							
100	13	4	1	1									
120	8	2											

45/10 = 4.5 veces; los valores de las intensidades - duraciones se obtienen interpolando linealmente encontrando para cada duración, la intensidad que es igualada o excedida por 4.5 tormentas en promedio, y para cada intensidad, la duración que es igualada o excedida por 4.5 tormentas. Los valores de la interpolación a lo largo de la línea diagonal quebrada de la tabla 2.3.1 se indican a continuación:

Duración (min)	5	10	15	20	30	40	50	60	80	100
Intensidad (pulgadas por hora).	6.95	5.83	4.79	4.17	3.50	2.63	2.44	1.94	1.49	1.24

Intensidad (pulgadas por hora)	1.0	1.25	1.5	1.75	2.0	2.5	3.0	4.0	5.0	6.0
Duración (min)	~	98.89	79	67.5	58.75	45	35	22.5	13.13	9.75

De esta misma forma podemos encontrar los valores para otros periodos de retorno:

Lluvia de 5 años:

Duración	5	10	15	20	30	40	50	60	80	100
Intensidad	6.5	4.75	4.4	3.5	2.46	2.17	1.88	1.66	1.36	1.11
Intensidad	1.0	1.25	1.5	1.75	2.0	2.5	3.0	4.0	5.0	6.0
Duración	116.0	89.9	70	52.5	46.7	29.0	25.7	16.0	9.3	7.5

Lluvia de 2 años:

Duración	5	10	15	20	30	40	50	60
Intensidad	4.98	3.77	2.97	2.41	1.96	1.59	1.38	1.21
Intensidad	1.00	1.25	1.5	1.75	2.0	2.5	3.0	4.0
Duración	76.09	56.11	44.5	34.69	29.33	19.20	14.72	8.83

Con todos los valores así obtenidos, si los graficamos, vamos a obtener una familia de curvas que indicaran la relación intensidad - duración - período de retorno. (fig. 2.3.1)

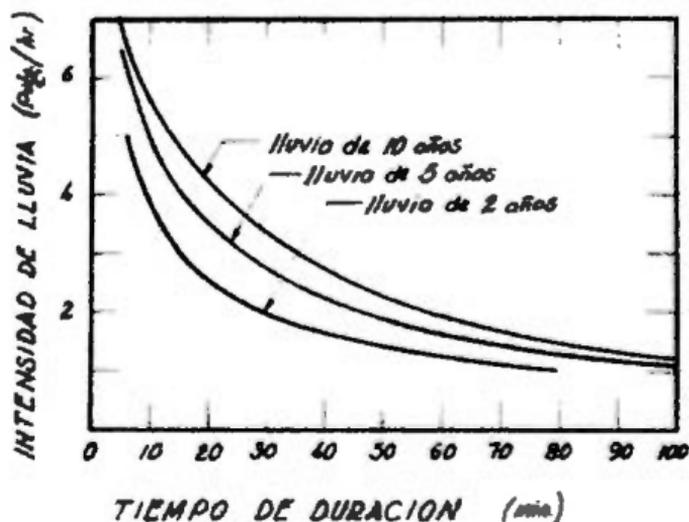


FIG. 2.3.1 RELACION INTENSIDAD - DURACION - PERIODO DE RETORNO

2.4 DETERMINACION DE LA RELACION INTENSIDAD - DURACION - PERIODO DE RETORNO.

Las curvas intensidad - duración para distintos periodos de retorno, como las de la gráfica (fig. 2.3.1), son las usadas como base, en el análisis de escurrimiento para el diseño de sistemas de alcantarillado pluvial. Generalmente en lugar de manejar estas curvas como registros gráficos, pueden ser formuladas como: una ecuación particular para cada curva que exprese la relación intensidad - duración para un periodo de retorno específica, o como una sola ecuación que generalice la relación intensidad - duración - periodo de retorno totalmente. Buenos ajustes de las curvas son obtenidos usualmente por una ecuación de la forma.

$$i = \frac{cI^m}{(t + d)^n}$$

donde:

i = intensidad en pulgadas, cm o mm por hora

t = duración en minutos

T = periodo de retorno en años.

y c , d , m y n son coeficientes que variarán para cada región de acuerdo a las condiciones hidrológicas.

Para una tormenta de frecuencia específica, la ecuación anterior se reduce a $i = A / (t + d)^n$, donde $A = cT^m$ y T es constante.

Hay varias maneras de ajustar a esta ecuación los datos con los que se formaron las curvas de intensidad - duración - período de retorno. En el presente estudio mencionaremos los siguientes:

AJUSTE POR EL METODO DE MINIMOS CUADRADOS.

Para el ajuste por mínimos cuadrados la ecuación $A = cT^m$ no presenta dificultad cuando se expresa como una línea recta. El ajuste de la ecuación $i = A (t + d)^{-n}$ es un poco más laborioso. La forma lineal de esta ecuación es:

$$[\log (-di/dt)] = \log n - (1/n) \log A + (1+1/n)[\log i]$$

Esta forma lineal de la ecuación se puede ver al graficar las curvas tiempo - intensidad en papel logarítmico, como se muestra en la figura 2.4.1

Si las intensidades de la tormenta se registraron para intervalos iguales de tiempo, la pendiente $(-di/dt)$ de la curva intensidad - duración para una intensidad i_{k+1} se puede calcular con la expresión:

$$-\frac{di}{dt} = \frac{(i_k - i_{k+2})}{(t_{k+2} - t_k)}$$

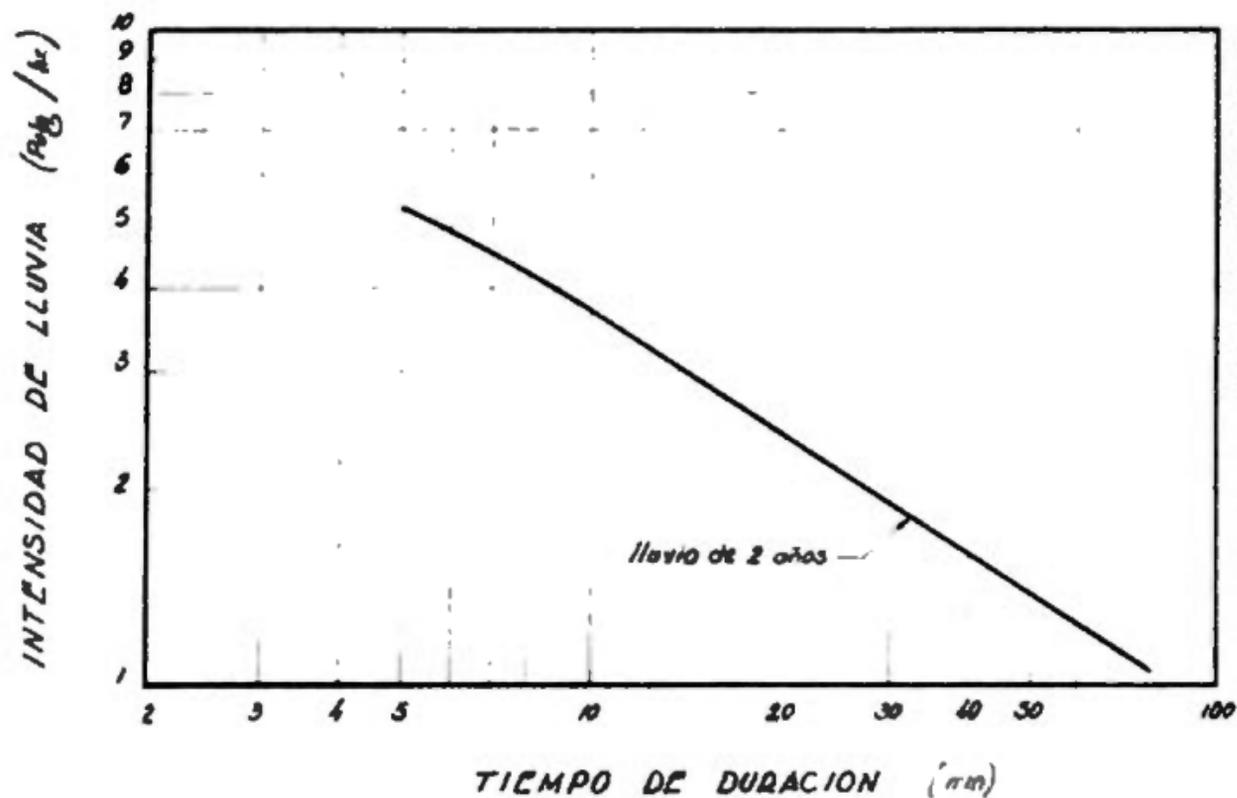


FIG. 2.41 RELACION INTENSIDAD-DURACION PERIODO DE RETORNO

en donde los subíndices K , $K+1$ y $K+2$ denotan la secuencia de las parejas de valores (i, t) observadas. Se tiene por experiencia, que un buen ajuste se obtiene si se separan los datos de intensidades para tiempos con incrementos de 10 mi en el análisis de largas series de datos.

Para ejemplificar el método ajustaremos la ecuación

$i = ci^{am}/(t + d)^n$ al registro de intensidades de lluvia para Nueva York mencionando anteriormente, para los primeros 60 minutos de duración. Se siguen los siguientes pasos:

- a) Determinar los valores de los puntos que definen la recta.

$$\left[\log \left(- \frac{di}{dt} \right) \right] = \log n - \left(\frac{1}{n} \right) \log A + \left(1 + \frac{1}{n} \right) \left[\log i \right]$$

como se muestra en la tabla 2.4.1

- b) Se trazan los valores en papel logarítmico. Los puntos se aproximan a líneas rectas de igual pendiente. (fig. 2.4.2)

Las líneas se pueden ajustar gráficamente o ser calculadas por mínimos cuadrados, además deben de pasar por las medias geométricas M_y y M_x de las ordenadas y abscisas respectivamente. Estas se calculan como sigue:

TABLA 2.4.1

AJUSTE A UNA LINEA RECTA DEL REGISTRO DE INTENSIDAD DE LLUVIA.

Duración. t (min)	Intensidad de lluvia. i				Pendiente.			
	Perfodo de retorno				Perfodo de retorno			
	1 año	2 años	5 años	10 años	1 año	2 años	5 años	10 años
10	3.09	3.77	4.75	5.83				
20	1.99	2.41	3.50	4.17	0.076	0.0905	0.1145	0.1167
30	1.57	1.96	2.46	3.50	0.0345	0.0410	0.0665	0.0770
40	1.30	1.59	2.17	2.63	0.0250	0.0290	0.0290	0.0503
50	1.07	1.38	1.88	2.44	0.0180	0.0190	0.0251	0.0345
60	0.94	1.21	1.66	1.94				

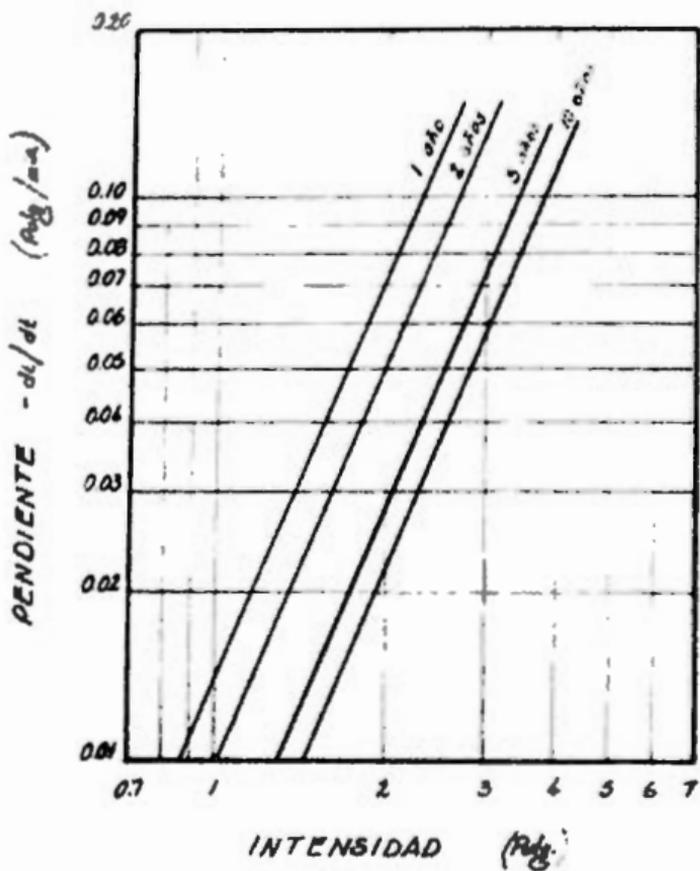


FIG 2.42 AJUSTE DEL REGISTRO DE LLUVIA

	$Y = \log (-di/dt)$				$X = \log i$			
	1 año	2 años	5 años	10 años	1 año	2 años	5 años	10 años
	-1.1192	-1.0434	-0.9412	-0.9329	0.2989	0.3820	0.5441	0.6201
	-1.4622	-1.3872	-1.1772	-1.1135	0.1959	0.2923	0.3909	0.5441
	-1.6021	-1.5376	-1.5376	-1.2984	0.1139	0.2014	0.3365	0.4200
	-1.7447	-1.7212	-1.6003	-1.4622	0.0294	0.1399	0.2742	0.3874
Suma	-5.9282	-5.6894	-5.2563	-4.8070	0.6381	1.0156	1.5457	1.9716
Media	-1.4821	-1.4224	-1.3141	-1.2018	0.1595	0.2539	0.3864	0.4929
Antilog	0.0330	0.0378	0.0485	0.0628	1.44	1.79	2.43	3.11

Los antilogaritmos son las medias geométricas de las pendientes (Mx) y de las intensidades (My).

c) Determinar las líneas rectas de mayor ajuste, por mínimos cuadrados, calculando ΣX^2 y ΣXY

	$X^2 = \log^2 i$				$XY = \log i \log (-di/dt)$			
	1 año	2 años	5 años	10 años	1 año	2 años	5 años	10 años
	0.08934	0.14392	0.29604	0.38452	-0.3345	-0.3986	-0.5121	-0.5785
	0.03838	0.08343	0.15280	0.29604	-0.2864	-0.4055	-0.4602	-0.6058
	0.01297	0.04056	0.11323	0.17640	-0.1825	-0.3097	-0.5174	-0.5453
	0.00086	0.01957	0.07519	0.15008	-0.0513	-0.2408	-0.4388	-0.5665
Suma	0.14155	0.29148	0.63726	1.00704	-0.8547	-1.3546	-1.9285	-2.2961
Media	0.03539	0.07287	0.15932	0.25176	-0.2137	-0.3387	-0.4821	-0.5740

La ecuación normal tiene la forma:

$$I. \quad n'a + b\Sigma x - \Sigma y = 0$$

$$II. \quad a \Sigma x + b\Sigma x^2 - \Sigma xy = 0$$

donde: $a = (\log n) - \left(\frac{1}{n}\right)(\log A)$ y $b = \left(1 + \frac{1}{n}\right)$

La solución de la ecuación normal a las 4 parejas de valores es la siguiente:

1 año	0.0624	b = 0.1423	n = 0.781
2 años	0.0331	b = 0.0884	n = 0.599
5 años	0.0259	b = 0.0664	n = 0.639
10 años	0.0179	b = 0.0373	n = 0.923

Como la n tiene que ser la misma para las 4 frecuencias, se calcula el promedio de los valores que es:

$$0.1393 \quad b = 0.3344 \quad b = 2.399 \quad y \quad n = 0.714$$

pudiendo escribir la ecuación de intensidad como $i = A/(t+d)^{0.714}$

restando por hallar los valores de A y d .

d) Las líneas rectas de pendiente b deben pasar por las intersecciones de las medias geométricas M_y y M_x de los valores de $\log(-di/dt)$ y $\log i$ respectivamente. Con n establecido, el valor de a esta dado por la pendiente.

$$b = (\log M_y - a) / (\log M_x - \log 1.)$$

$$a = \log M_y - b \log M_x$$

e) Cálculo de a para cada frecuencia:

1 año	$a = -1.4821 - 2.399 \times 0.1595 = -1.8647$
2 años	$a = -1.4224 - 2.399 \times 0.2539 = -2.0315$
5 años	$a = -1.3141 - 2.399 \times 0.3864 = -2.2411$
10 años	$a = -1.2018 - 2.399 \times 0.4929 = -2.3843$

f) Determinación de A_0 a partir de la relación $a = \log n - \left(\frac{1}{n}\right) \log A$
de donde $\log A = n (\log n - a)$.

1 año	$\log A_0 = 0.714 (-0.1463 + 1.8647) = 1.2269$; $A = 16.9$
2 años	$\log A = 0.714 (-0.1463 + 2.0315) = 1.3460$; $A = 22.2$
5 años	$\log A = 0.714 (-0.1463 + 2.2411) = 1.4957$; $A = 31.3$
10 años	$\log A = 0.714 (-0.1463 + 2.3843) = 1.5979$; $A = 39.6$

g) Hallar los valores de c y m de la ecuación $A = ct^m$ o

$A = \log c + m \log T$, por mínimos cuadrados. Si graficamos esta relación en papel logarítmico tenemos una recta (fig. 2.4.3).

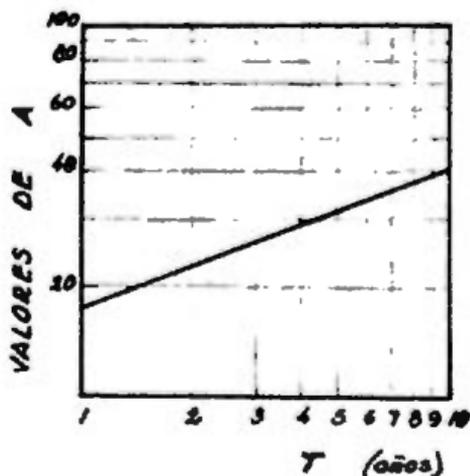


FIG. 2.4.3

Los cálculos son los siguientes:

T	log T	A	log A	log ² T	log T log A	A (calculada).
1	0.0000	16.9	1.2269	0.0000	0.0000	17.0
2	0.3010	22.2	1.3460	0.0906	0.4051	22.0
5	0.6990	31.3	1.4957	0.4886	1.0455	30.9
10	1.0000	39.6	1.5979	1.0000	1.5979	40.0
Sumas	2.0000	110.0	5.6665	1.5792	3.0485	
Medias	0.5000	27.5	1.4166	0.3948	0.7621	

Las ecuaciones de mejor ajuste para líneas rectas son:

$$I \quad a' + 0.5000 b' - 1.4166 = 0$$

$$II \quad 0.5000 a' + 0.3948 b' - 0.7621 = 0$$

de donde $b' = m = -0.3716$; $a' = \log c = 1.2308$ y $c = 17.0$

Ahora podemos escribir la relación tiempo - intensidad como

$i = 17 T^{-0.372} / (t + d)^{0.714}$, solo faltando de encontrar el valor d.

h) A partir de la relación $i = A (t + d)^{-n}$ se determina d.

En forma de recta esta relación es $(A/i)^{1/n} = d + t$.

La pendiente de la línea, o coeficiente de t es 1, y debe pasar por la intersección de las medias M_y y M_x de las coordenadas

$Y = (A/i)^{1/n}$ y $X = t$ respectivamente. Como la pendiente es $1 = (M_y - d)/(M_x - 0)$ tenemos que $d = M_y - M_x$. Haciendo los promedio obtenemos que $M_y = 36.0$ y $M_x = 35.0$ por lo que $d = 1$. Finalmente sustituyendo este valor, la ecuación que relaciona la intensidad - duración - periodo de retorno queda $i = 17.0 T^{0.372} / (t + 1)^{0.714}$.

ANALISIS ESTADISTICO

Existe otra manera de determinar, a partir de los registros de precipitaciones, la relación intensidad - duración - periodo de retorno. El método consiste en adaptar curvas teóricas de distribución de frecuencia, a las curvas de frecuencia que se forman en base a los registros.

Este método lo mencionaremos sin entrar en detalles pues consideramos que no tiene la exactitud del anterior, ya que desaprovecha el registro de datos al utilizar únicamente datos máximos para el análisis.

De los registros diarios de lluvia se seleccionan, para una misma duración, los de mayor altura de precipitación, para cada año, y se obtienen las intensidades máximas de lluvia para distintas duraciones, que serán las representativas del año. Enseguida se ordenan las intensidades en orden decreciente, para

cada duración, sin importarnos el año en que acontecieron; el rango entre los valores máximo y mínimo se divide en intervalos de clasificación para luego determinar el número de intensidades, o frecuencia, que existe dentro de cada intervalo.

Si expresamos las frecuencias en porcentaje con respecto al total de las observaciones, podemos trazar curvas de distribuciones de frecuencia, llamadas curvas de frecuencias relativa. Como con esta curva, para cada valor de frecuencia obtenemos dos valores de intensidades, y como para el diseño solo nos interesa el mayor, se elaboran las curvas de distribuciones de frecuencia acumulada, las cuales también se conocen como curvas de frecuencias relativas acumuladas. A estas curvas de distribuciones de frecuencia se pueden adaptar curvas teóricas de distribución de frecuencia, lo que nos permite la generalización de las relaciones frecuencia - intensidad para cada duración.

Entre los principales tipos de distribución de frecuencia podemos indicar los siguientes:

- a) Distribución normal.
- b) Distribución normal geométrica.
- c) Distribución de Gumbel.
- d) Distribución de Pearson Tipo III
- e) Distribución Binominal.
- f) Distribución de Poisson.

Las distribuciones c) y d) son la que mejor se adaptan a las lluvias máximas.

Hay conveniencia de graficar los datos en papel probabilístico aritmético o geométrico, ajustando a una recta. En base a este ajusta ya se puede elaborar la expresión que relaciona i contra t , en función del valor medio (aritmético o geométrico), la desviación standard y el coeficiente de esviamiento encontrando los valores de intensidad y frecuencia para cada duración ya sea gráficamente o con el método de mínimos cuadrados.

Los registros de valores extremos pueden ajustarse a las series normales geométricas en forma burda, en cambio si se ajustan con más precisión con las distribuciones teóricas del tipo Pearson III o la de Gumbel.

El tipo de distribución Pearson III tiene un límite inferior mayor que cero pero no tiene límite superior. La ecuación de la distribución referida al valor medio como origen es:

$$Y = Y_0 \left\{ 1 + \left[(X - \mu) + d \right] / a \right\}^{-a} \exp \left\{ -\gamma \left[(X - \mu) + d \right] \right\}$$

donde:

Y = ordenada o frecuencia de la magnitud específica.

Y_0 = modo

X = abcisa o magnitud de los valores.

- a = diferencia del valor mas bajo con el modo.
- d = diferencia entre el modo y la media
- μ = valor medio
- γ = medida del esviamamiento y variabilidad que puede ser deducido con métodos directos matemáticos aunque es preferible usar las tablas preparadas para obtener estos valores.
- σ = variación standard.

Distribución de Gumbel. En esta distribución se considera que los valores extremos se ajustan a la distribución teórica de valores extremos de la siguiente forma:

$$F(X) = 1 - \exp \left[\exp (-b) \right]$$

dónde:

$$b = \text{variable adimensional } (X - \mu + 0.450 \sigma) / 0.780 \sigma$$

2.5 TORMENTA DE DISEÑO

La tormenta de diseño, para el análisis de la red de alcantarillado se hizo usando las consideraciones del estudio elaborado por el Instituto de Ingeniería, trabajo en el cual, se hizo una comparación entre varios métodos para el cálculo de los caudales.

Las curvas intensidad - duración - período de retorno fueron hechas con el método de Gumbel, por la Comisión Hidrológica de la Cuenca del Valle de México, de la Secretaría de Recursos Hidráulicos, para la estación San Pedro Mexapa, Estado de México. De estas curvas se tomaron las intensidades para un período de retorno de 5 años y se ajustaron a una curva que resultó de la forma:

$$i = 634.36 t^{-0.587}$$

donde:

i = intensidad en mm/hr

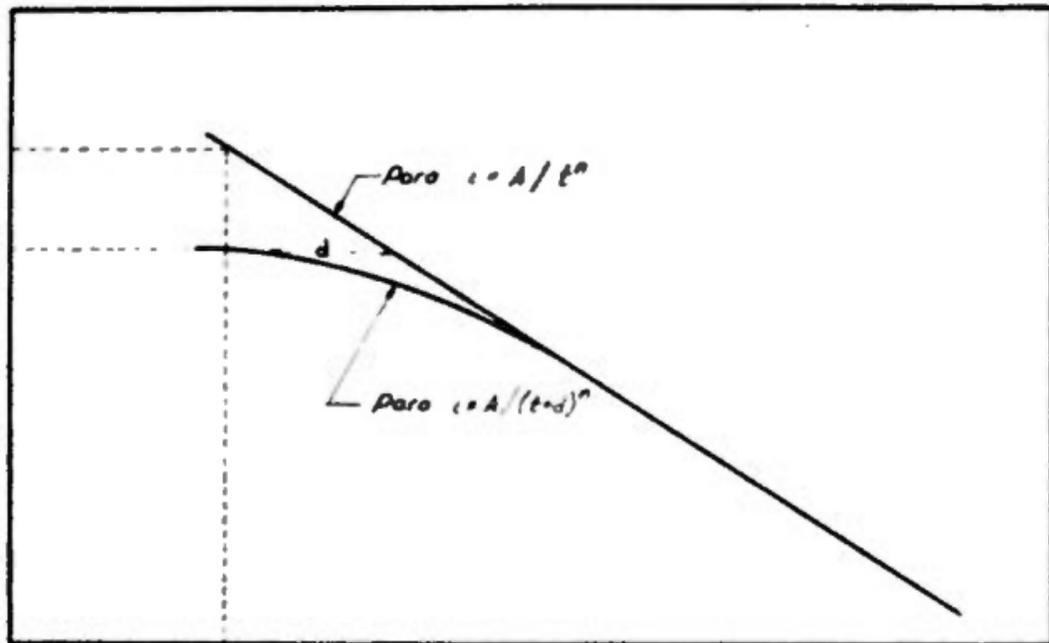
t = tiempo de duración de la lluvia en min.

Hago notar que al considerar la ecuación en esa forma, en vez de hacerla como la general $i = \frac{A}{(t + d)^n}$, o en otras palabras, considerar el valor de $d = 0$, se está cometiendo un error que se ve reflejado al calcular, para duraciones pequeñas, intensidades, las cuales resultan muy grandes.

Esto se puede ver más claro gráficamente en la fig. 2.5.1. Este error se verá reflejado en el yotograma de la tormenta de diseño, y por tanto en el resultado de los métodos que lo utilizan.

Por otro lado, como la distribución de la lluvia se consideró

INTENSIDAD DE LLUVIA



TIEMPO DE DURACION

FIG. 2.5.1

ERROR EN EL AJUSTE DE LA RELACION
 INTENSIDAD - DURACION - PERIODO DE RETORNO

uniforme en toda el área, no se tomó ninguna reducción en la precipitación puntual por aumento de área.

Para los procedimientos que cuantifican el tránsito de las tormentas mediante los análisis del escurrimiento, se requiere del conocimiento de la variación cronológica de la tormenta, o yetograma de proyecto, para su proceso que representa el fenómeno de retardo, pérdidas y regularización cuya secuela es calcular (1) infiltración, (2) almacenamiento en las depresiones y (3) detención superficial durante el flujo (fig. 2.5.2).

La transformación de la información de lluvia, curva intensidad-duración - período de retorno, para obtener un yetograma de proyecto, a falta de una tormenta máxima registrada de período de retorno determinado, se hace de la siguiente manera:

Primeramente se determina, en base a los registros, el tiempo de duración de la tormenta. Se elije el intervalo de tiempo en que se dividirá el yetograma, y se calcula la intensidad máxima de lluvia para cada duración con la expresión:

$$i = A / (d + t)^n \quad (\text{fig. 2.5.3})$$

Se calculan las diferentes alturas de precipitación para cada duración para poder luego, calcular el volumen de lluvia, o en cada

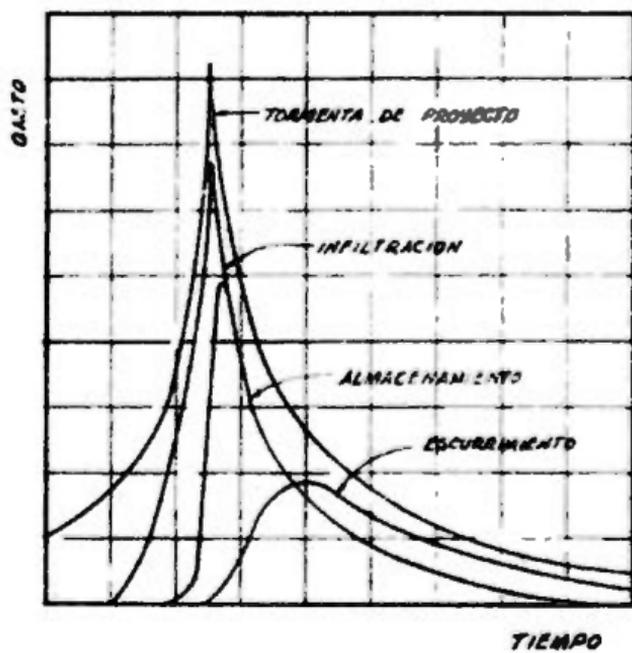


FIG. 252

intervalo y poder con esto determinar la intensidad en cada intervalo de tiempo (fig. 2.5.4).

Se determina después, en base a los registros de las tormentas máximas el tiempo en que se presenta la intensidad máxima o tiempo pico, y se distribuyen los valores calculados anteriormente desde ese tiempo hacia el inicio, y de ese tiempo pico hacia el final de la tormenta (fig. 2.5.5) tomando en cuenta la intensidad para cada duración, para luego promediar en cada intervalo de tiempo esos valores, quedando así definida la tormenta de diseño (fig. 2.5.6).

El cálculo de la tormenta de diseño partiendo de la ecuación $i = 634.36 / t^{0.587}$, determinada para un período de retorno de 5 años, y suponiendo una duración de 80 minutos, y que el tiempo de máxima intensidad es a los 20 minutos, se muestra en la tabla 2.5.1 cuyas columnas se explican por sí mismas.

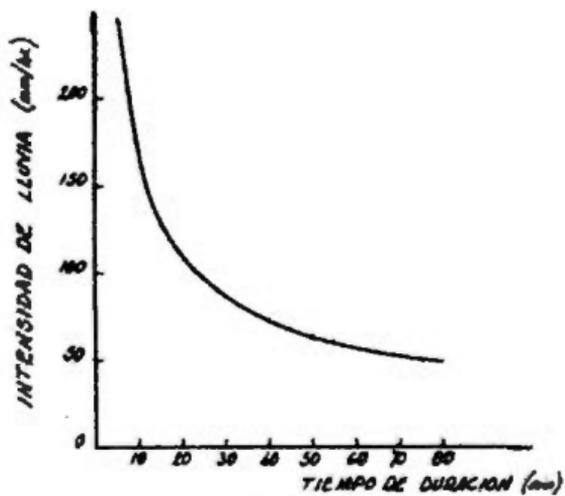


FIG. 2.5.3

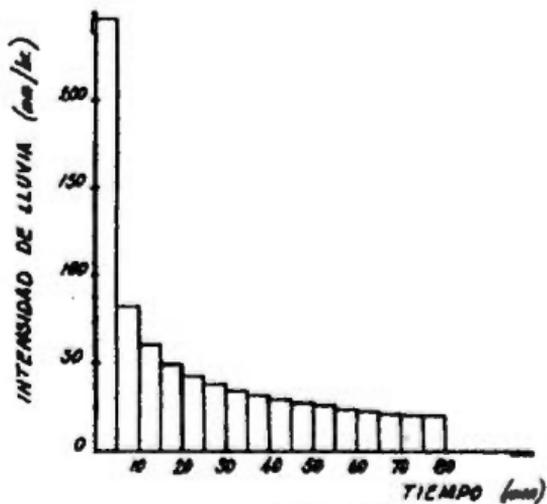


FIG. 2.5.4

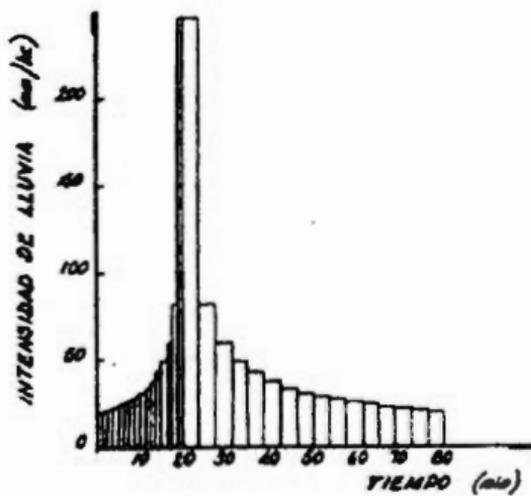


FIG. 2.5.5

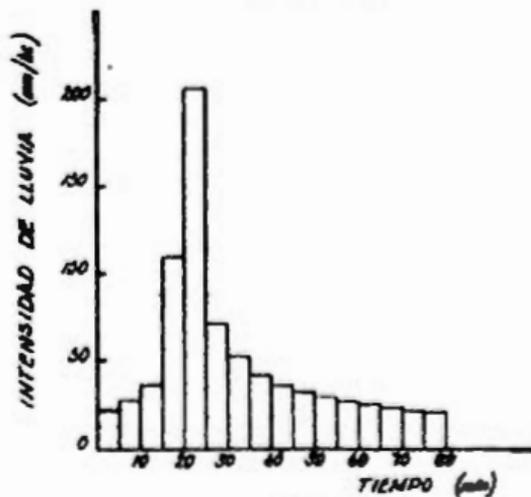


FIG. 2.5.6

TABLA 2.5.1

OBTENCION DEL YETOGRAMA DE DISEÑO

Duración de la lluvia.	Incremento de tiempo.	Intensidad máxima para cada duración.	Altura de lluvia máxima para cada duración.	Altura de lluvia en cada intervalo.	Intensidad de lluvia en cada intervalo.	Yetograma
T (min)	Tr (min)	i (mm/hr)	hp (mm) 4 = $1x3/60$	Δ hp (mm) 5	i (mm/hr) 6 = $5x60/2$	i (mm/hr) 7
1	2	3				
5	5	246.63	20.55	20.55	246.63	21.72
10	5	164.19	27.37	6.82	81.84	26.52
15	5	129.41	32.35	4.98	59.76	36.24
20	5	109.30	36.43	4.08	48.96	109.30
25	5	95.88	39.95	3.52	42.24	205.43
30	5	86.15	43.08	3.13	37.56	70.80
35	5	78.70	45.91	2.83	33.96	51.66
40	5	72.77	48.51	2.60	31.20	41.07
45	5	67.90	50.93	2.42	29.04	35.76
50	5	63.83	53.19	2.26	27.12	31.89
55	5	60.36	55.33	2.14	25.68	28.56
60	5	57.35	57.35	2.02	24.24	26.40
65	5	54.72	59.28	1.93	23.16	24.60
70	5	52.39	61.12	1.84	22.08	22.89
75	5	50.31	62.89	1.77	21.24	21.66
80	5	48.44	64.59	1.70	20.40	20.61

3. METODOS PARA OBTENER GASTOS MAXIMOS.

3.1 METODO RACIONAL AMERICANO.

Uno de los métodos más aceptados, y probablemente uno de los más utilizados, es el Método Racional Americano. Se basa en considerar, en toda el área estudiada, una lluvia uniforme, de intensidad constante, y durante un tiempo tal que el flujo en la cuenca llegue a establecerse para que pueda escurrir el máximo gasto en la descarga.

El método consiste en aplicar la fórmula axiomática, expresada como:

$$Q = C i A$$

donde:

Q = gasto (litros/segundo)

C = coeficiente de escurrimiento, dependiente de las características de drenaje de la cuenca; expresa la relación del caudal llovido entre el escurrido.

i = intensidad de lluvia (mm/hr).

A = área drenada (Ha.)

El gasto queda expresado en mm x Ha./ hora; para tenerlo en litros por segundo el factor de transformación es 2.778.

El valor de la intensidad de la lluvia, es el asociado a una duración tal que toda la cuenca este contribuyendo al flujo en la descarga, esto se logra cuando la duración es igual al tiempo de concentración de la cuenca, para que el producto iA sea máximo. Se calcula con la expresión $i = 634.36 t_d^{-0.587}$ obtenida en el capítulo 2, y en donde:

i = intensidad de lluvia (mm/hr)

t_d = tiempo de duración de la lluvia (min)

Entonces, la duración de la lluvia se hace igual al tiempo de concentración, el cual esta asociado a la distancia del punto más alejado que contribuye al escurrimiento.

El tiempo de concentración se calcula sumando el tiempo de entrada (o sea el que tarda la lluvia en llegar al tubo) y el tiempo de escurrimiento (o sea el que tarda el agua en recorrer la tubería).

Las estimaciones para el tiempo de entrada se hicieron aplicando la ecuación propuesta por V.T. Chow para áreas pequeñas:

$$t_c = 0.0303 \left(\frac{L}{S} \right)^{0.64}$$

donde:

t_c = tiempo de entrada (min).

L = longitud de recorrido superficial del fluido (m)

S = pendiente del cauce en por ciento.

DISEÑO DE LAS ATARJEAS.

Los parámetros que caracterizan a estos elementos del sistema son:

Longitud de entrada, L = 50 m

Pendiente, S = 0.001

Area drenada, A = 12,500 m²

Coefficiente de escurrimiento, C = 0.5

Primeramente se calcula el tiempo de entrada:

$$t_c = 0.303 \left(\frac{50}{\sqrt{0.1}} \right)^{0.64} = 7.74 \text{ min}$$

El tiempo de escurrimiento se calcula suponiendo una velocidad de escurrimiento de 0.8 a 2.0 m/seg. (sujeta a revisión según la pendiente del tubo).

$$t_s = \frac{125}{0.9} = 139 \text{ seg} = 2.32 \text{ min.}$$

El tiempo de concentración será $t_p = t_c + t_s = 10.06 \text{ min}$; será igual al tiempo de duración de la lluvia: $t_d = t_p = 10.06 \text{ min}$; y la intensidad de lluvia será:

$$i = 634.36 (10.06)^{-0.587} = 163.66 \text{ mm/hr.}$$

quedando finalmente el gasto como:

$$Q = 0.5 \times 163.66 \times 12500 = 284 \text{ litros por segundo.}$$

Se supone como es la práctica usual, que dicho gasto se establece en todo el tubo, con esto podemos calcular el diámetro necesario, utilizando la fórmula de Manning, para la cual consideramos el coeficiente de rugosidad del tubo de $n = 0.015$, con lo que obtuvimos un diámetro de $d = 0.73 \text{ m.}$ y lo ajustamos a uno comercial de $d_c = 0.762 \text{ m.}$ (30").

Verificando la velocidad en el tubo tenemos que para el gasto de 284 l.p.s, el diámetro de 0.762 m y la pendiente de 0.001, un tirante de 0.66 m. y una velocidad de 0.89 m/s. casi igual a la propuesta.

DISEÑO DEL COLECTOR.

Siguiendo el mismo procedimiento expuesto anteriormente, y para el último tramo del colector, tenemos los siguientes resultados:

El tiempo de escurrimiento se obtiene suponiendo la velocidad igual que en la atarjea:

$$t_s = \frac{400}{0.9} = 444 \text{ seg.} = 7.41 \text{ min.}$$

El tiempo de concentración será:

$$t_p = t_c + t_s = 7.74 + 2.32 + 7.41 = 17.47 \text{ min.}$$

por lo tanto la intensidad de lluvia será:

$$i = 634.36 (17.47)^{-0.587} = 118.34 \text{ mm/hr.}$$

quedando finalmente un gasto de:

$$Q = 0.5 \times 118.34 \times 125,000 = 2054 \text{ litros por segundo.}$$

para un diámetro comercial de $d_c = 1.67 \text{ m (66")}$.

3.2 METODOS EMPIRICOS.

Ya hemos visto que los caudales de aportación de aguas de lluvia en un sistema de alcantarillado dependen de múltiples factores, entre los cuales, los más importantes son:

Dimensiones del área por drenar.

Forma del área por drenar.

Pendiente del terreno.

Intensidad de la lluvia.

Coefficiente de impermeabilidad.

La determinación de la función compleja $Q = f (A_i)$, condujo a muchos investigadores sobre estas cuestiones a tratar de obtener expresiones sencillas que relacionaran todos los factores que

intervienen en ella.

Uno de los primeros y más notables de estos investigadores fué el ingeniero suizo Burkli - Ziegler, quien ha establecido la fórmula que lleva su nombre desde el año de 1878.

Para establecerla se basó en mediciones directas y experimentos por lo que ha dado en llamárseles empíricas, sin embargo como veremos más adelante, tienen la misma estructura que la fórmula racional y no difieren en el concepto fundamental, sino únicamente en la forma de involucrar los factores, diremos, que intervienen en la formación del coeficiente de escurrimiento en la expresión racional $Q = C I A$

Es indudable que tanto Burkli - Ziegler como los demás investigadores que han originado fórmulas semejantes para el cálculo de los caudales de lluvias en diversas poblaciones de Europa y de los Estados Unidos, partieron de datos experimentales para su desarrollo, pero como en los tiempos en que se efectuaron no se contaba con métodos suficientes de investigación, ni los medios de obtener los datos que hay en la actualidad, se obtenían las expresiones que eran consideradas como empíricas, pero que al estudiarlas empleando métodos estadísticos y con suficientes datos se puede ver que eran perfectamente racionales.

Vamos a ver la correlación que existe entre la expresión axiomática del Método Racional Americano y la fórmula de Burkli-Ziegler:

De la expresión axiomática $Q = C i A$ y como la intensidad:

$$i = \frac{K}{(t_1 + d)^n} = \frac{K}{t^n} ; t_1 + d = t$$

En donde el tiempo es función del área

$$t = f(A)$$

La cual a su vez se puede expresar en función de la longitud de recorrido del fluido como:

$$A = K_1 l^2 \text{ de donde } l = \sqrt{\frac{A}{K_1}}$$

Dado que el tiempo también se puede expresar como $t = \frac{l}{v}$

en donde $v = \frac{1}{n} K_h^{2/3} S^{1/2} = K_2 S^{1/2}$

tenemos que $t = \frac{l}{K_2 S^{1/2}}$

Si sustituimos el valor de l en la última ecuación, y esta a su vez en la expresión de la intensidad de lluvia, tenemos:

$$t = \frac{\sqrt{A/K_1}}{K_2 S^{1/2}} \text{ por tanto } i = \frac{K}{\left(\frac{\sqrt{A/K_1}}{K_2 S^{1/2}}\right)^n}$$

Ordenando convenientemente los términos de esta última expresión y sustituyendo a 1 en la expresión axiomática nos queda:

$$Q = C A^{1-n/2} K K_1^{n/2} K_2^n S^{n/2}$$

Como sabemos que K es igual a la lluvia en la unidad de tiempo,

$K = I$; si hacemos que $C_1 = CK_1^{n/2} K_2^n$, nos queda que:

$$Q = C_1 IA^{1-n/2} S^{n/2}$$

La fórmula de Burkli - Ziegler consideró $n = 1/2$, obteniendo:

$$Q = C_1 IA^{3/4} S^{1/4}$$

La fórmula fue establecida por el autor para el sistema métrico; consideró la unidad de superficie a la hectárea y un milésimo de pendiente como entero. Las unidades del gasto dependerán del producto AI , puesto que la pendiente y el coeficiente C de impermeabilidad son números abstractos. Por tanto si tomamos el área en hectáreas y la intensidad en cm/hora, para tener el gasto en litros por segundo, la expresión quedará:

$$Q = 27.78 C_1 IA^{3/4} S^{1/4}$$

Debido a la falta de datos para obtener el coeficiente C_1 , lo determinamos en base a los resultados obtenidos de aplicar la fórmula Racional, obteniendo los siguientes valores:

Diseño de atarjeas.

Q = gasto obtenido con la fórmula Racional = 284 l.p.s.

I = intensidad en la unidad de tiempo = 5.735 cm/hr.

A = área = 1.25 hectáreas.

S = pendiente del cauce = 1 milésima.

$$C = \frac{Q}{27.78 I A^{3/4} S^{1/4}} = 1.51$$

Diseño de colectores.

Q = gasto obtenido con la fórmula Racional = 2054 l.p.s.

I = intensidad en la unidad de tiempo = 5.735 cm/hr.

A = área = 12.5 hectáreas.

S = pendiente del cauce = 1 milésima.

$$C = \frac{Q}{27.78 I A^{3/4} S^{1/4}} = 1.94$$

Podemos observar que el coeficiente de escurrimiento para esta fórmula es alto y como no se tienen datos experimentales los proyectistas usan coeficientes que dan gastos muy bajos y el proyecto resulta subdiseñado.

4. METODOS PARA LA OBTENCION DEL HIDROGRAMA DE ESCURRIMIENTO.

4.1 METODO RACIONAL GRAFICO ALEMAN.

Este método se basa también en la expresión axiomática $Q = C i A$. La diferencia fundamental con el Método Racional Americano, estriba en que en lugar de un método analítico se emplea un artificio gráfico para determinar la influencia del retardo en el escurrimiento en los distintos tramos de una red de alcantarillado.

Consideramos un área cualquiera A , cuyo coeficiente de escurrimiento sea C , y sobre la que lloverá un tiempo T mayor que el tiempo de concentración t . Si observamos los gastos que pasan por el desfogue notaremos lo siguiente:

Al empezar la lluvia, empieza un cierto escurrimiento que va aumentando hasta convertirse en el gasto total $Q = C i A$, si la lluvia dura el mismo tiempo de concentración del área. Si como se ha supuesto la duración de la lluvia es mayor que el tiempo de concentración, el gasto máximo $Q = C i A$ se mantendrá durante un tiempo igual a la diferencia entre la duración T y el tiempo de concentración t . Cuando la lluvia termina, el caudal empieza a disminuir hasta llegar a cero cuando transcurre el tiempo de concentración después de que terminó la lluvia.

Cuando se estudia una red de alcantarillado se presentan dos situaciones: que los tramos sean consecutivos, y que los tramos

sean concurrentes. El procedimiento que se sigue es el siguiente:

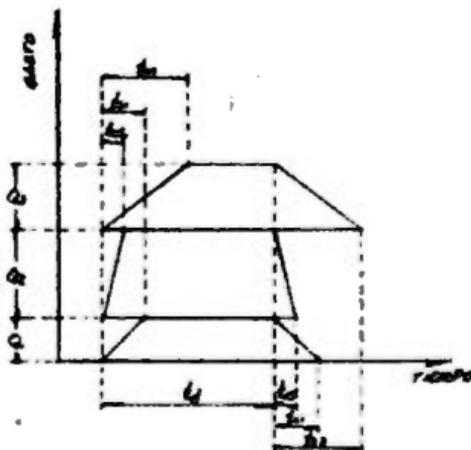
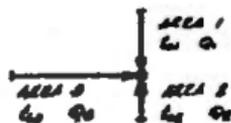
Se obtiene el gasto asociado al área de cada subcuenca y a la intensidad correspondiente a toda la zona analizada. Este gasto se mantiene hasta un tiempo igual al tiempo de concentración de toda la región considerada, ya que se supone que el tiempo de duración de la lluvia (t_d) es igual al tiempo de concentración de la cuenca (t_p).

La forma en la que se incrementa el gasto hasta llegar al máximo en las subcuencas depende del tiempo de concentración de cada subcuenca individualmente. El análisis se inicia a partir de la primera subcuenca que aporta gasto, hacia aguas arriba.

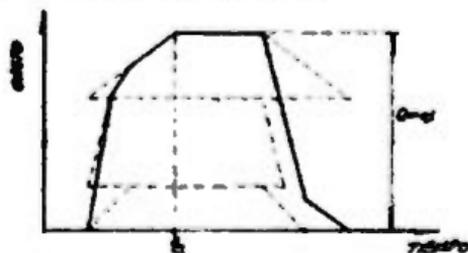
Si los colectores son concurrentes, se supone que empieza a contribuir con el gasto simultáneamente. Para simular esto gráficamente se suman los dos hidrogramas, principiando ambos al mismo tiempo. (fig. 4.1.1).

Si los colectores son consecutivos, se considera que la subcuenca de aguas arriba comienza a aportar gasto inmediatamente aguas abajo. Con objeto de conseguir este efecto, el hidrograma se sumará, pero a partir del tiempo de concentración de la cuenca próxima aguas abajo. (fig. 4.1.2).

Con estas bases, al integrar todos los hidrogramas de la cuenca se obtendrá el hidrograma en el punto considerado. De este hidrograma se obtiene el gasto pico.

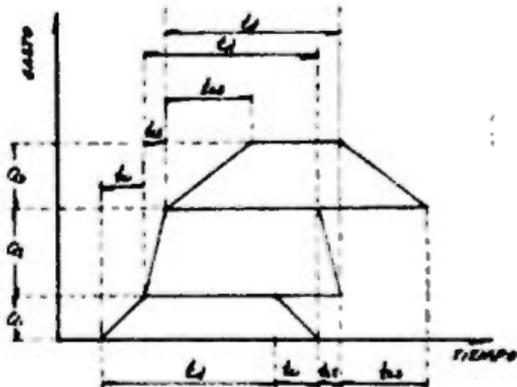
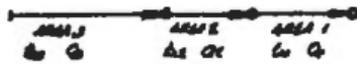


PROCEDIMIENTO PARA SUMAR HIDROGRAMAS EN COLECTORES CONCURRENTES

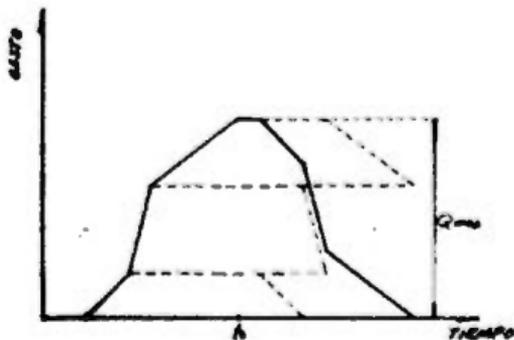


SUMA DE HIDROGRAMAS, COLECTORES CONCURRENTES.

FIG. 4.1



PROCEDIMIENTO PARA SUMAR HIDROGRAMAS EN COLECTORES CONSECUTIVOS.



SUMA DE HIDROGRAMAS. COLECTORES CONSECUTIVOS

FIG. 4.1.2

DISEÑO DE LAS ATARJEAS.

Con base en la expresión $t_c = 0.303 (L/\sqrt{S})^{0.64}$ y para las características de este elemento, calculando t_s en base a la pendiente y diámetro del tubo, obtenemos un $t_p = 10.06$ min, esto implica que, de la ecuación $i = 634.36 t_d^{-0.587}$, y como $t_p = t_d$, la intensidad es $i = 163.66$ mm/hr. Sustituyendo este último valor en $Q = C i A$ tenemos finalmente a $Q = 0.282$ m³/S. La aplicación de estos resultados en el método se muestra en la figura 4.1.3, en donde se obtuvo un gasto máximo de 0.282 m³/seg. a los 10.06 min.

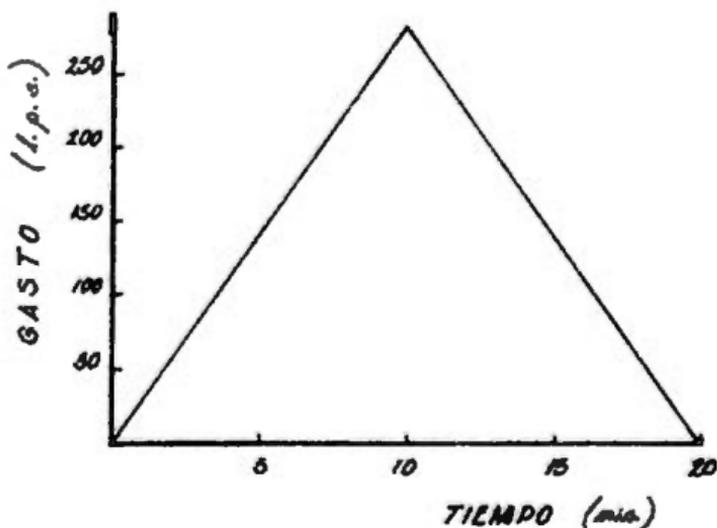


FIG. 4.1.3

DISEÑO DE COLECTORES.

Para el área de influencia de los colectores tenemos, de $t_c = 0.303 (L/\sqrt{S})^{0.64}$ y de las características geométricas de este elemento t_s , obtenemos un $t_p = 17.47$ min; de $t_p = t_d$ y de la expresión $i = 634.36 t_d^{-0.587}$, una $i = 118.34$ mm/hr.

Para las áreas elementales, los resultados se muestran en la tabla 4.1.1.

En la figura 4.1.4, se muestra la forma de los diferentes hidrogramas obtenidos y el hidrograma suma después de aplicar el método. El gasto máximo resultó ser de $0.640 \text{ m}^3/\text{seg}$ y se presentó a los 17.47 min. de haberse iniciado el flujo.

4.2 METODO DEL HIDROGRAMA PARCIAL.

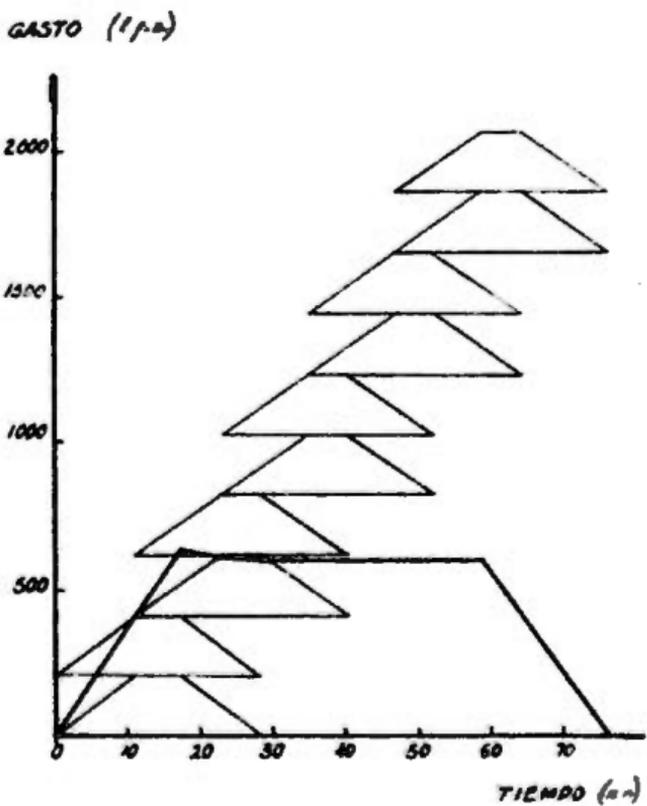
Un método semejante al anterior pero modificado para tomar en cuenta el yetograma de diseño es el que se presenta a continuación: básicamente, estos métodos se basan en el principio de la conservación de la masa, las variaciones lineales de los escurrimientos en las ramas ascendentes y descendentes del hidrograma y el principio de la superposición. El desarrollo del Método consiste en procesos de funcionamiento que incluyen los hidrogramas parciales, tiempos de concentración, coeficiente de escurrimiento y tránsito hidrológico.

TABLA 4.1.1

DISEÑO DE LOS COLECTORES

METODO GRAFICO ALEMAN

Tramo	L (m)	s (%)	t_c (min)	l (m)	v (m/seg)	t_s (min)	t_p (min)	A (m ²)	C	i (mm/hr)	Q (m ³ /seg)
1	50	0.1	7.74	175	0.9	3.24	10.98	12500	0.5	118.34	0.205
2 al 5	50	0.1	7.74	225	0.9	4.16	11.90	12500	0.5	118.34	0.205



METODO GRAFICO ALEMÁN DISEÑO DEL COLECTOS

FIG. 4.1.4

El concepto de hidrograma parcial es el del hidrograma resultante de un yetograma con valor uniforme y una duración específica, para una subcuenca.

Definiremos al tiempo base del hidrograma parcial, como la suma de la duración específica del yetograma, y el tiempo de concentración de la cuenca ($t_b = t_r + t_p$).

Se pueden establecer tres casos de hidrograma con respecto a las condiciones que relacionan la duración de la precipitación y el tiempo de concentración. En todos los casos se asume una variación constante en las ramas ascendente y descendente del hidrograma para una cuenca hidrológica pequeña.

En el primer caso la duración del yetograma es igual al tiempo de concentración de la subcuenca $t_r = t_p$. El pico de los escurrimientos ocurre cuando todo el flujo que proviene de cada parte de la subcuenca coincide en la salida. El gasto pico de escurrimiento se calcula utilizando la fórmula $Q = C i A$ y el volumen escurrido es $C i A t_p$.

El segundo caso considera una duración del yetograma mayor que el tiempo de concentración de la subcuenca ($t_r > t_p$), por lo tanto el escurrimiento máximo es alcanzado antes de finalizar la tormenta, y se calcula igual que en el caso uno.

Para el tercer caso, el tiempo de concentración de la subcuenca

es mayor que la duración del yetograma, por lo que al finalizar este, no todas las subcuencas han contribuido. El gasto pico de escurrimiento se calcula como:

$$Q = \left(\frac{2 t_r}{t_r + t_p} \right) C i A \text{ y el volumen escurrido es } C i A t_r$$

TIEMPO DE CONCENTRACION.

El tiempo de concentración se define como el tiempo requerido para que el escurrimiento superficial de la parte más alejada de la cuenca hidrológica alcance el punto bajo consideración.

Para este método el tiempo de concentración se divide en el tiempo de escurrimiento sobre la superficie o tiempo de entrada, y el tiempo de escurrimiento por el sistema como se explicó en el capítulo 3. Para la determinación del tiempo de entrada, la ecuación de la onda cinemática refleja las características geomorfológicas y yetográficas de la cuenca hidrológica, razón por la que se recomienda. La ecuación es:

$$t_c = 6.916 \frac{L^{0.6} n^{0.6}}{(Cf)^{0.4} S^{0.3}}$$

donde:

t_c = tiempo de concentración superficial (minutos)

- L = longitud superficial del escurrimiento (metros)
- Ci = exceso de intensidad de precipitación (mm/hr); es el resultado de multiplicar la intensidad de lluvia y su respectivo coeficiente de escurrimiento calculado con el método de Hoad (capítulo 1).
- n = coeficiente de rugosidad de Manning
- S = pendiente superficial.

TRANSITO HIDROLOGICO.

El propósito del tránsito hidrológico es incluir las consecuencias de la distribución yetográfica sobre la cuenca, la capacidad de los sistemas de conducción los efectos de los sistemas de almacenamiento para la atenuación de los hidrogramas en los sitios aguas arriba, y el efecto de las condiciones geomorfológicas de la subcuenca.

El tránsito hidrológico en el desarrollo del Método, se considera que consta del tránsito yetográfico y el tránsito hidráulico.

El tránsito yetográfico inferido para una subcuenca, es la superposición cronológica de subhidrogramas provenientes de las secuencias de los yetogramas unitarios, con el desfaseamiento de los subhidrogramas de acuerdo con la posición cronológica de cada yetograma unitario.

El tránsito hidráulico es inferido como la transposición lineal de los subhidrogramas transitados yetográficamente en la cuenca aguas arriba del punto bajo consideración con el desfaseamiento de los mismos de acuerdo al tiempo promedio del recorrido hasta el punto en consideración.

El tránsito hidrológico, como ha sido descrito; puede ser realizado gráficamente. Sin embargo, para un sistema grande compuesto de más de una subcuenca con características geomorfológicas diferentes y distintos patrones yetográficos, la programación del cálculo puede ser fácilmente codificado con simples operaciones algebraicas lineales.

Los tres casos de subhidrogramas previamente desarrollados pueden ser generalizados por una expresión algebraica simple como sigue:

Caso A: $t_r \leq t_p$

para $t \leq t_r$
$$Y = \frac{2t_r t}{(t_r + t_p) t_r}$$

para $t > t_r$
$$Y = \frac{2t_r (t_r + t_p - t)}{(t_r + t_p) t_p}$$

Caso B: $t_r > t_p$

para $t \leq t_p$
$$Y = \frac{t}{t_p}$$

para $t_p < t < t_r$
$$Y = 1$$

para $t \geq t_r$
$$Y = \frac{t_r + t_p - t}{t_p}$$

donde:

t = tiempo desde el principio de la intensidad i

Y = ordenada unitaria del hidrograma en cada instante

t_p = duración del yetograma unitario con intensidad uniforme.

i = intensidad uniforme del yetograma.

Para una subcuenca con patrones de coeficiente de escurrimiento variable y un yetograma de diseño constituido por yetogramas uniformes cronológicos, el subhidrograma puede ser expresado en la forma matricial $Q = Y C i A$.

0 en la forma desarrollada que se presenta en la tabla 4.2.1

Para obtener un yetograma superficial los subhidrogramas yetográficos son simplemente desfasados por el tiempo de recorrido hasta su ubicación en el sistema bajo consideración y se suman sus coordenadas.

DISEÑO DE LAS ATARJEAS.

Primeramente se calcula el tiempo de recorrido por el sistema (t_s) en la misma forma que se hizo en el Método Racional Americano; esto es, suponiendo una velocidad media de recorrido por el tubo, la cual estará sujeta a revisión.

En este ejemplo luego de varios tanteos, obtuvimos una velocidad

TABLA 4.2.1

$$\begin{bmatrix}
 Y_{01} & 0 & 0 & - & - & - & 0 \\
 Y_{11} & Y_{02} & 0 & - & - & - & 0 \\
 Y_{21} & Y_{12} & Y_{03} & - & - & - & 0 \\
 Y_{31} & Y_{22} & Y_{13} & - & - & - & 0 \\
 - & - & - & - & - & - & - \\
 - & - & - & - & - & - & Y_{0n} \\
 Y_{n1} & - & - & - & - & - & Y_{1n} \\
 - & - & - & - & - & - & - \\
 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & Y_{kn}
 \end{bmatrix}
 \times
 \begin{bmatrix}
 C_1 \quad f_1 \quad A \\
 C_2 \quad f_2 \quad A \\
 C_3 \quad f_3 \quad A \\
 - \\
 - \\
 - \\
 - \\
 C_n \quad f_n \quad A
 \end{bmatrix}
 =
 \begin{bmatrix}
 Q_1 \\
 Q_2 \\
 Q_3 \\
 - \\
 - \\
 - \\
 - \\
 Q_k
 \end{bmatrix}$$

Forma matricial de un subhidrograma yetográfico resultante de n yetogramas uniformes y un modelo de coeficientes de escurrimiento variables en un área drenada.

media de $v = 0.41$ m/seg., y como la distancia es $l = 125$ m, tenemos que $t_s = l/v = 5.1$ min.

El cálculo del tiempo de concentración y del tiempo base se presenta en la tabla 4.2.2. Para tal efecto se consideraron los siguientes valores: $n = 0.03$, $L = 50$ m y $S = 0.001$

En este elemento del sistema de alcantarillado el caso de subhidrograma para determinar las ordenadas unitarias del hidrograma (Y) es para $t_r \leq t_p$ y $t > t_r$ donde:

$$Y = \frac{2 t_r (t_r + t_p - t)}{(t_r + t_p) t_p} = \frac{2t_r}{t_b} \frac{t_b - t}{t_p}$$

Los resultados que se obtuvieron al resolver la matriz $|Q| = |Y| |C \text{ i } A|$ se presentan en la tabla 4.2.3. en donde los valores de $(C \text{ i } A)$ se dividieron entre 3600 para tener el resultado en litros por segundo. El hidrograma resultante se muestra en la ffg. 4.2.1.

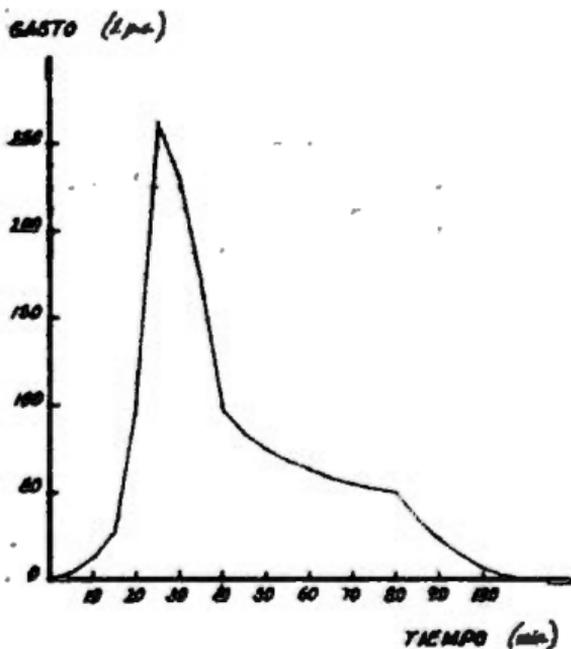
Con el gasto máximo para este elemento que es de 0.262 m³/seg. podemos rectificar el valor del tiempo de recorrido por el sistema (tubo de $d_c = 0.762$ m) de la misma manera descrita anteriormente, obteniendo un valor de $t_0 = 4.9$ min semejante al valor inicial.

TABLA 4.2.2.

Tiempo desde el inicio de la tormenta.	Intervalo de tiempo.	Coefficiente de escurrimiento.	Intensidad de lluvia.	Tiempo de escurrimiento superficial.	Tiempo de escurrimiento por el sistema.	Tiempo de concentración.	Tiempo base.
t	t _r	$C = X \frac{t}{t+8} + (1-X) \frac{0.5t}{t+15}$	i	t _c	t _s	t _p = t _c + t _s	t _b = t _p + t _r
(min)	(min)		(mm/hr)	(min)	(min)	(min)	(min)
5	5	0.25	21.66	35.65	5.1	40.75	45.75
10	5	0.38	26.68	27.78	5.1	32.88	37.88
15	5	0.45	36.24	22.94	5.1	28.04	33.04
20	5	0.50	109.29	14.14	5.1	19.24	24.24
25	5	0.54	205.41	10.65	5.1	15.75	20.75
30	5	0.56	70.80	16.08	5.1	21.18	26.18
35	5	0.58	51.66	17.98	5.1	23.08	28.08
40	5	0.60	41.07	19.45	5.1	24.55	29.55
45	5	0.61	35.77	20.42	5.1	25.52	30.52
50	5	0.62	31.89	21.24	5.1	26.34	31.34
55	5	0.63	28.56	22.05	5.1	27.15	32.15
60	5	0.64	26.40	22.61	5.1	27.71	32.71
65	5	0.65	24.74	23.07	5.1	28.17	33.17
70	5	0.65	22.71	23.87	5.1	28.97	33.97
75	5	0.66	21.66	24.18	5.1	29.28	34.28
80	5	0.67	20.61	24.52	5.1	29.62	34.62

TABLA 4.2.3

t (min)	5	10	15	20	25	30	35	40	45	50	55	60	65	70	75	80	Q	
t (min)	C i A	18.80	33.07	56.63	189.74	383.14	137.67	104.04	85.56	75.76	68.65	62.48	58.67	55.84	51.28	49.64	47.97	Hidrografa (l.p.u.)
	(1 p a)																	
5		4.11																4.11
10		3.61	9.26															12.87
15		3.10	7.85	17.14														28.09
20		2.60	6.44	14.08	78.28													101.40
25		2.09	5.03	11.03	57.93	185.61												261.69
30		1.59	3.63	7.97	37.59	126.69	52.59											230.06
35		1.08	2.22	4.91	17.25	67.76	40.17	37.05										170.44
40		0.58	0.81	1.86	0	8.84	27.76	29.02	28.95									97.82
45		0.08	0	0	0	15.34	21.00	23.06	24.76									84.24
50		0				2.93	12.97	17.16	19.91	21.90								74.87
55						0	4.94	11.26	15.06	17.75	19.43							68.44
60							0	5.37	10.21	13.59	15.85	17.94						62.96
65								0	5.36	9.43	12.28	14.70	16.83					58.60
70									0.50	5.27	8.70	11.46	13.85	15.09				54.87
75									0	1.11	5.12	8.23	10.86	12.49	14.48			52.29
80										0	1.54	4.99	7.87	9.88	12.01	13.85		50.14
85											0	1.75	4.88	7.28	9.54	11.51		34.96
90												0	1.89	4.67	7.06	9.17		22.79
95													0	2.07	4.59	6.84		13.50
100														0	2.12	4.50		6.62
105															0	2.16		2.16
110																0		0



**METODO DEL HIDROGRAMA PARCIAL
DIGERO DE LAS ATARJEAS**

FIG 4.21

DISEÑO DE LOS COLECTORES.

El hidrograma obtenido para las atarjeas se transita hidráulicamente sobre el colector. El cálculo se presenta en la tabla 4.2.4 en donde se observa un valor máximo de $Q = 1.959 \text{ m}^3/\text{s}$. El hidrograma resultante se presenta en la fig. 4.2.2.

TABLA 4.2.4

TRANSITO DE LOS HIDROGRAMAS DE LAS ATARJEAS POR EL COLECTOR

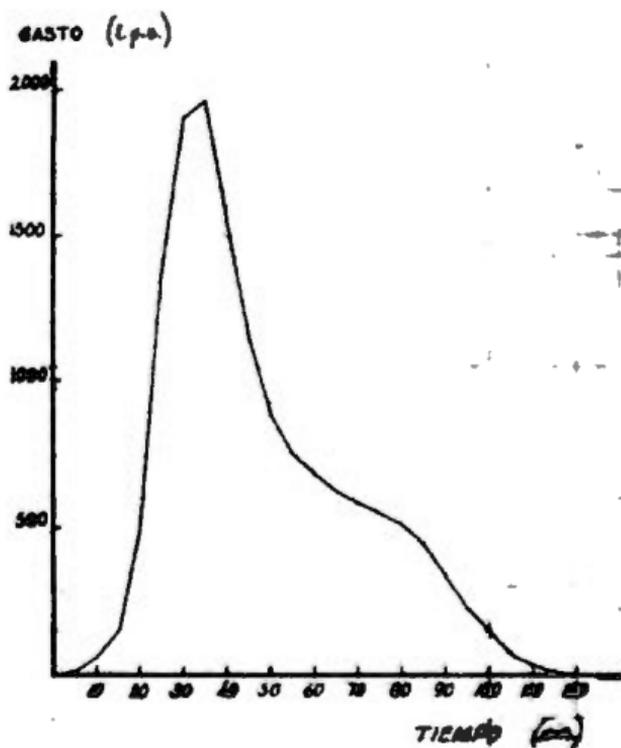
HIDROGRAMAS		RESULTANTES		Q (l.p.s.)	
t	tramo 5	tramo 4	tramo 3	tramo 2	tramo 1
0	0	0	0	0	0
5	8.2	10.8	12.9	14.4	15.5
10	25.7	39.5	48.9	56.0	61.1
15	56.2	91.7	118.3	138.6	153.8
20	202.8	205.9	387.0	450.6	498.6
25	523.4	828.8	1055.2	1232.5	1368.1
30	460.1	940.5	1337.2	1651.2	1903.6
35	340.9	719.9	1156.1	1584.3	1958.9
40	195.6	437.7	755.2	1144.0	1561.5
45	168.5	349.7	553.9	819.4	1151.5
50	149.7	305.4	472.5	661.4	890.7
55	136.9	277.9	426.7	585.7	760.8
60	125.9	255.3	391.0	534.1	686.0
65	117.2	237.2	362.2	493.3	631.1
70	109.7	221.8	338.2	459.5	586.2
75	104.6	210.8	320.2	433.5	551.2
80	100.3	202.0	306.1	413.2	523.7
85	69.9	149.5	242.1	342.8	448.2
90	45.6	99.0	166.4	248.5	341.6
95	27.0	60.0	103.8	161.0	232.1
100	13.2	30.8	56.6	92.6	140.3
105	4.3	11.4	24.1	44.1	72.8
110	0	1.4	5.7	14.6	29.5
115		0	0.6	3.1	8.9
120			0	0.3	1.7
125				0	0.2
130					0
dc	1.06	1.22	1.37	1.52	1.52
vm	0.49	0.59	0.64	0.67	
tr	3.40	2.84	2.59	2.48	

donde:

dc = diámetro comercial en m

vm = velocidad media en m/seg.

tr = tiempo de retraso entre tramos o desfaseamiento de los hidrogramas para sumarlos. (min)



METODO DEL HIDROGRAMA PARCIAL
 DISEÑO DEL COLECTOR

FIG. 4.2.2

5. METODOS PARA TRANSITAR GASTOS DE ESCURRIMIENTO

5.1 METODO DEL ROAD RESEARCH LABORATORY

Este método consiste en aplicar un modelo matemático simple para determinar los escurrimientos urbanos producidos por las lluvias, el cual fue desarrollado como resultado de un completo programa de investigación del Laboratorio Británico de investigaciones de Caminos.

El método usa tormentas para el proyecto en un área urbana, como datos, y determina el hidrograma de escurrimiento.

Este método puede usarse para analizar los sistemas de alcantarillado existentes o para proyectar nuevos. Es capaz de proporcionar el hidrograma de escurrimiento para un simple aguacero o para una tormenta compleja y los datos necesarios para aplicar el modelo son los necesarios para cualquier proyecto completo de alcantarillado.

Para su aplicación, el método requiere de la precipitación por analizar y un mapa topográfico de la zona, donde se indique también la red de alcantarillado.

Dependiendo de la precisión deseada, el modelo acepta la precipitación total media en la zona, el yetograma medio (el cual es conveniente que esté formado por una serie de intensidades de

lluvia en incrementos de tiempo constantes), o, en un caso extremo, la curva masa relacionada con las isoyetas de la tormenta.

El método considera que únicamente contribuyen al escurrimiento las áreas impermeables directamente conectadas a la red de alcantarillado, desechando todas aquellas áreas permeables y las impermeables que escurren hacia zonas permeables.

Para tomar en cuenta el efecto de almacenamiento en la cuenca se requiere una relación entre los gastos en la descarga y los almacenamientos correspondientes en la cuenca. Esta relación puede ser obtenida en caso de contar con mediciones de lluvias y de escurrimiento en la región, a partir de las curvas de descenso de los hidrogramas. Si no se dispone de dichas mediciones, los volúmenes almacenados se pueden obtener suponiendo que los tirantes en la cuenca y en el sistema de drenaje, son proporcionales a los tirantes en la descarga.

Para incluir el efecto de que no toda el área contribuye al escurrimiento desde el inicio de la tormenta, se estima para diferentes puntos los tiempos de traslado. Uniendo todos los puntos con igual tiempo de traslado hasta la salida, se forma un plano de isócronas. Calculando las áreas entre cada isócrona y el punto de salida, y dibujando en un eje coordenado los tiempos contra el área que contribuye después de transcurrido ese tiempo, se contará con una relación tiempo - área para la cuenca.

Con la lluvia y el diagrama tiempo - área, se estima un hidrograma "virtual" de entrada, considerando que el gasto en la descarga en el instante t (q_t) es función del tiempo transcurrido desde el inicio de la tormenta, conforme los siguientes pasos:

- Para el primer intervalo, la única área que contribuye es la más cercana a la salida (A), y aporta un volumen $A_1 i_1$ ($q_1 = A_1 i_1$) donde i_1 es la intensidad de lluvia del intervalo 1.
- Para el segundo intervalo, contribuyen el área A_2 , con la precipitación ocurrida en el primer intervalo (i_1), más el área A_1 , con la precipitación del segundo (i_2), ($q_2 = A_2 i_1 + A_1 i_2$).
- En el intervalo j , el hidrograma virtual de entrada tendrá un valor q_j que vale:

$$q_j = A_1 i_j + A_2 i_{j-1} + \dots + A_{j-1} i_2 + A_j i_1$$

Una vez calculado este hidrograma "virtual" de entrada, este se transita de la siguiente forma:

Considerando el principio de continuidad.

$$I = Q + S$$

donde el volumen ingresado en un intervalo Δt es

$$I = (q_{t-\Delta t} + q_t) \frac{\Delta t}{2}$$

siendo q el gasto del hidrograma virtual, el volumen que abandona la cuenca es

$$Q = (Q_{i-1} + Q_i) \frac{\Delta t}{2}$$

y el volumen almacenado:

$$S = S_{(Q_i)} - S_{(Q_{i-1})}$$

sustituyendo estos valores y ordenándolos de manera conveniente:

$$(q_{i-1} + q_i - Q_{i-1}) \frac{\Delta t}{2} + S_{(Q_{i-1})} = Q_i \frac{\Delta t}{2} + S_{(Q_i)}$$

Si a partir de la gráfica de gastos almacenamientos se dibuja otra gráfica que relacione a Q y S contra $(Q \frac{\Delta t}{2} + S_{(Q)})$ entrando en esta última con el valor de $(q_{i-1} + q_i - Q_{i-1}) \frac{\Delta t}{2} + S_{(Q_{i-1})}$, se obtienen directamente los valores de Q_i y S_i .

Procediendo de igual forma para todos los puntos del hidrograma "virtual" de entrada, se podrá calcular el hidrograma de descarga.

DISEÑO DE LAS ATARJEAS.

Primeramente se determina la relación tiempo-área en base al criterio para calcular el tiempo de concentración. Para este caso se hicieron las siguientes consideraciones: uno, que el tiempo de concentración (t_p) es igual al tiempo de entrada (t_c), ya que el tiempo de recorrido por el sistema es muy pequeño; y dos, que

el cálculo del área se hará proporcional a la longitud.

Entonces despejando a L de la fórmula de Chow:

$t_c = 0.303 (L/\sqrt{S})^{0.64} = t_p$, en donde L es la longitud de recorrido en metros y S la pendiente en por ciento, encontramos los siguientes valores:

t_p (min)	A (m ²)	A acumulada (m ²)
5	511	511
10	3942	4453
15	8047	12500

Estos valores determinan la relación tiempo - área los cuales se muestran graficados en la fig. 5.1.1.

A partir del yetograma de diseño y del diagrama tiempo - área podemos determinar el hidrograma virtual de entrada. El cálculo se presenta en la tabla 5.1.1. En las columnas (1) y (2) están el tiempo y la intensidad de lluvia respectivamente, en las columnas (3), (4) y (5) se calcularon los productos de las Areas por las intensidades, los cuales se suman en la columna (6). Ya que solo contribuyen al escurrimiento las áreas permeables, en la columna (7), se calcula el coeficiente de escurrimiento en base a la fórmula de Hoad ya descrita anteriormente. Finalmente el hidrograma virtual de entrada queda en la columna (8) y es el

TABLA 5.1.1

DETERMINACION DEL HIDROGRAMA VIRTUAL DE ENTRADA.

Tiempo desde el inicio de la lluvia.	Intensidad de lluvia.	IA			Σ IA	C	Hidrograma virtual de entrada (q)
		A ₁ 511m ²	A ₂ 3942 m ²	A ₃ 8047m ²			
(min)	(mm/hr)				(l.p.m.)	(l.p.m.)	
(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)	(8)
0	0	0			0	0	0
5	21.66	3	0		3	0.25	0.76
10	26.58	4	24	0	28	0.38	10.58
15	36.24	5	29	48	82	0.45	36.99
20	109.29	16	40	59	115	0.50	57.50
25	205.41	29	120	81	230	0.54	123.06
30	70.80	10	225	244	479	0.56	268.91
35	51.66	7	78	459	544	0.58	316.60
40	41.07	6	57	158	221	0.60	132.27
45	35.77	5	45	115	165	0.61	100.98
50	31.89	5	39	92	136	0.62	84.77
55	28.56	4	35	80	119	0.63	75.32
60	26.40	4	31	71	106	0.64	67.96
65	24.74	4	29	64	97	0.65	62.89
70	22.71	3	27	59	89	0.65	58.26
75	21.66	3	25	55	83	0.66	56.11
80	20.61	3	24	51	78	0.67	51.88
85			23	48	71	0.67	47.53
90				46	46	0.67	30.98

producto de las columnas (6) y (7).

El cálculo de la curva descarga - almacenamiento se hizo asumiendo que exista un tirante proporcional de agua dondequiera en el sistema de alcantarillado. Se obtuvieron los siguientes resultados:

t (min)	descarga Q (l.p.s.)	almacenamiento S(Q) (m ³)
5	0.76	22
10	10.58	41
15	36.99	54
20	57.50	134
25	123.06	278

Para facilitar el cálculo del tránsito del hidrograma virtual de entrada se formó la curva de descarga Q, contra $S(Q) + Q(\Delta t/2)$ presentándose los resultados a continuación y la curva graficada en la fig. 5.1.2.

t (min)	descarga Q (l.p.s.)	$S(Q) + Q(\frac{\Delta t}{2})$ (m ³)
5	0.76	22
10	10.58	43
15	36.99	60
20	57.50	143
25	123.06	296

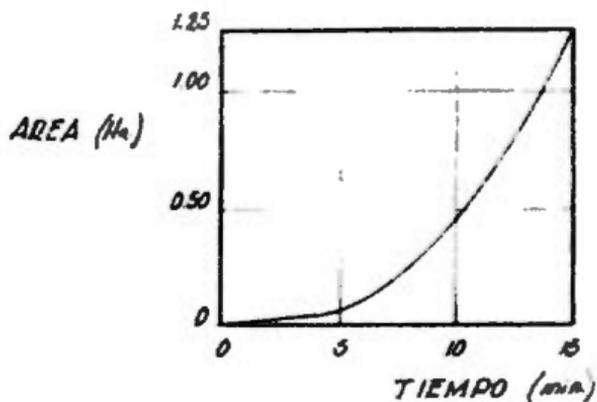


FIG. 5.1.1 RELACION TIEMPO - AREA

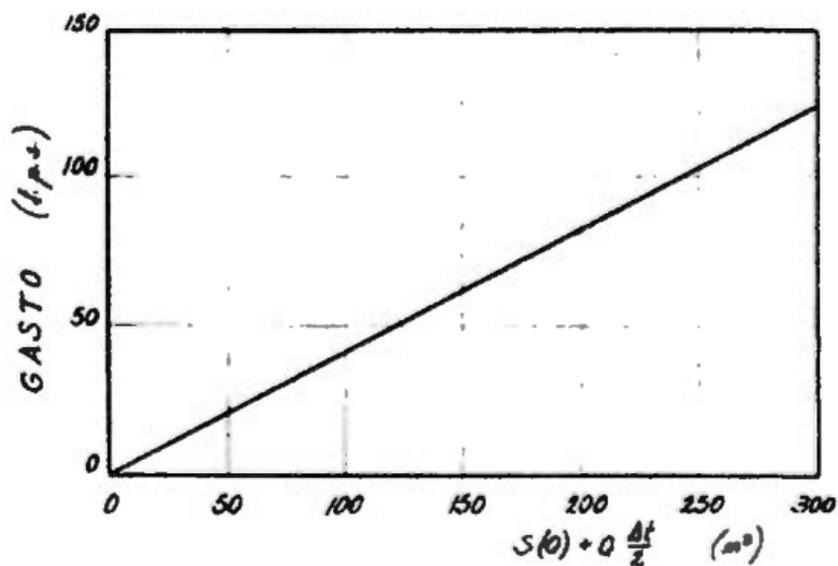


FIG. 5.1.2

Finalmente se hace el tránsito resolviendo la ecuación

$$\frac{t}{2} (q_1 + q_2 - Q_1) + S_1 = \frac{t}{2} Q_2 + S_2$$
 . Los resultados se muestran en la tabla 5.1.2 y el hidrograma resultante en la fig. 5.1.3. El gasto pico resultó de 95 l.p.s.

DISEÑO DEL COLECTOR.

Al igual que en el Método del Hidrograma Parcial, el hidrograma obtenido para las atarjeas se transita hidráulicamente sobre el colector.

El cálculo se presenta en la tabla 5.1.3 en donde se observa un gasto pico de 924 l.p.s. El hidrograma resultante se presenta en la fig. 5.1.4.

TABLA 5.1.2

TRANSITO DEL HIDROGRAMA VIRTUAL DE ENTRADA.

Tiempo (min)	Gasto virtual de entrada. q (l.p.s.)	$Q_n + Q_{n-1}$ (l.p.s.)	$Q_n(\frac{t}{2}) + S_n$ (lcs)	S_n (lcs)	Gasto del hidrograma de salida. (l.p.s.)
0	0	0	0	0	0
5	0.76	0.76	114	114	0
10	10.58	11.34	1815	1665	1
15	36.99	47.57	8651	8051	4
20	57.50	94.49	21625	20200	9.5
25	123.06	180.56	45859	43009	19
30	268.91	391.97	98955	92805	41
35	316.60	585.51	174482	163607	72.5
40	132.27	448.87	220063	206338	91.5
45	100.98	233.25	227601	213351	95
50	84.77	185.75	226964	212864	94
55	75.32	160.09	222778	208828	93
60	67.96	143.28	216370	202945	89.5
65	62.89	130.85	209148	196098	87
70	58.26	121.15	201221	188696	83.5
75	56.11	114.37	193327	181327	80
80	51.88	107.99	185526	173976	77
85	47.53	99.41	177338	166388	73
90	30.98	78.51	167215	156865	69
95	0	30.98	151162	141712	63
100	0	0	132262	124012	55

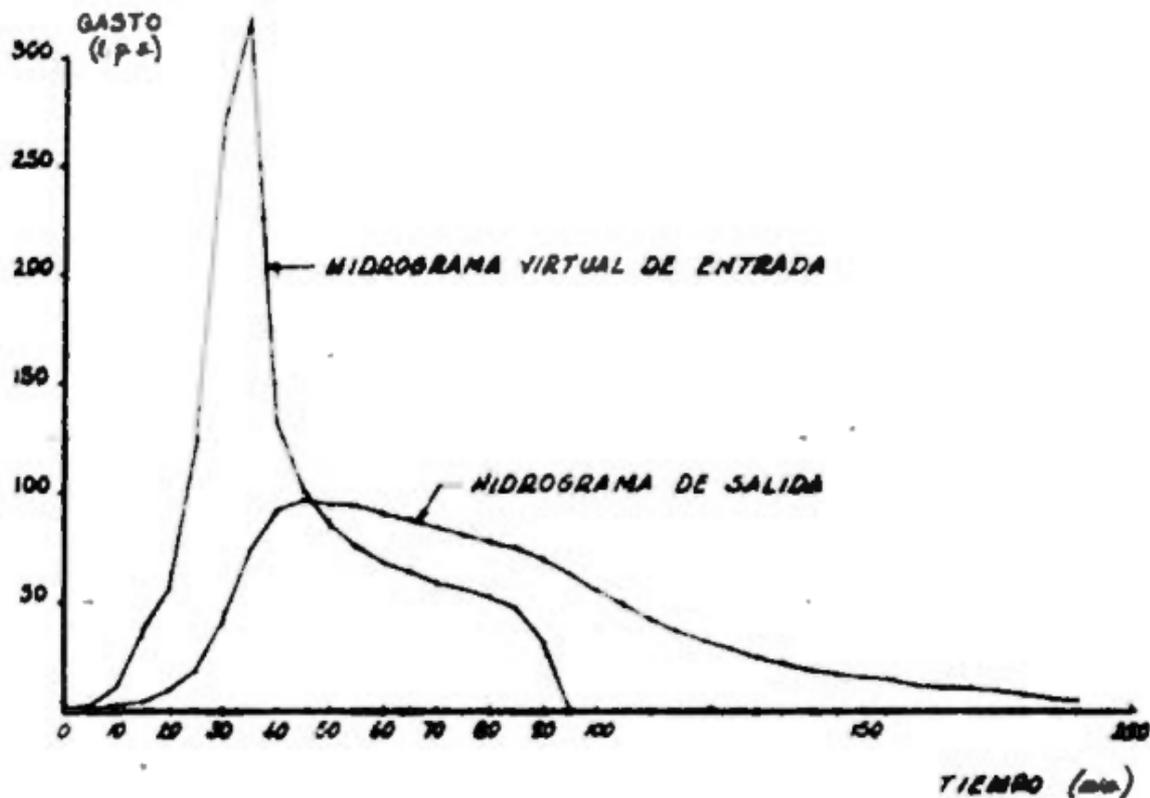


FIG. 5.1.3

**METODO DEL ROAD RESEARCH LABORATORY
DISEÑO DE LAS TABLICAS**

TABLA 5.1.3

TRANSITO HIDRAULICO DE LOS HIDROGRAMAS DE LAS ATARJEAS POR EL COLECTOR.

HIDROGRAMAS RESULTANTES Q (l.p.s.).

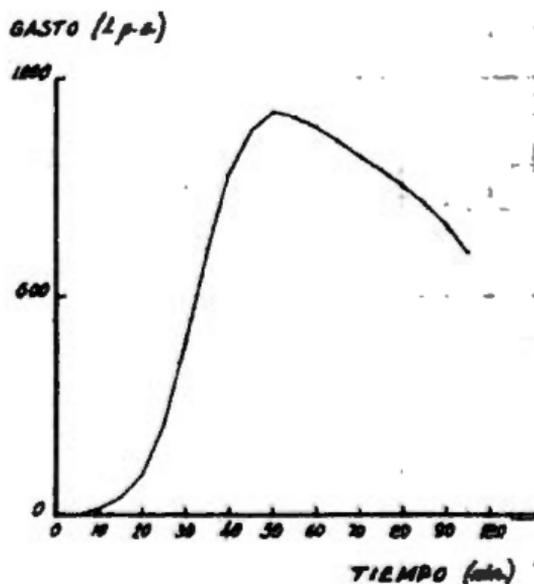
t	Tramo 5	Tramo 4	Tramo 3	Tramo 2	Tramo 1
5	0	0	0	0	0
10	2	2.2	2.6	2.9	3.2
15	8	10.7	12.5	14.0	15.5
20	19	28.2	34.5	39.0	43.3
25	38	59.1	74.6	86.1	96.3
30	82	124.9	159.0	185.3	208.8
35	145	234.1	299.6	351.8	398.6
40	183	332.3	443.8	531.6	608.5
45	190	373.8	533.6	664.3	776.0
50	188	376.2	562.5	731.4	879.8
55	186	372.2	559.3	746.4	923.6
60	179	358.8	541.4	726.5	913.7
65	174	348.6	525.4	704.8	887.7
70	167	334.8	505.6	679.3	856.8
75	160	320.8	484.6	651.3	822.8
80	154	308.7	466.0	626.1	790.4
85	146	292.9	443.2	597.0	754.9
90	138	276.9	419.3	565.4	716.4
95	126	253.3	385.7	523.1	666.4
100	110	221.8	340.4	465.8	599.3
dc	0.76	0.91	1.06	1.06	1.22
vm	0.38	0.46	0.51	0.57	
tr	4.44	3.64	3.30	2.95	

donde:

dc = diámetro comercial en m

vm = velocidad media en m/seg.

tr = tiempo de retraso entre tramos o desfaseamiento de los hidrogramas para sumarlos (min).



METODO DEL ROAD RESEARCH LABORATORY,
 'DISEÑO DEL COLECTOR

FIG. 5.1.4

5.2 METODO DE LA FEDERAL WATER QUALITY ADMINISTRATION

El modelo, compuesto de varios submodelos correspondientes a problemas separados es para determinar tanto la calidad como la cantidad de agua pluvial, el escurrimiento de estiaje de cada cuenca de las atarjeas, el de la planta de tratamiento o el de los cuerpos receptores de agua. El estudio considera el desarrollo de un programa de computadora para una evaluación rápida de costo - efectividad de varias alternativas para medidas de control.

Aquí se presenta una descripción del modelo de escurrimiento desarrollado para proyectar. El modelo, aquí designado como modelo F M Q A, simula el fenómeno del escurrimiento de una cuenca para cualquier patrón de lluvia. Se obtiene una historia completa en tiempo del hidrograma de escurrimiento para subsecuentes tránsitos de calidad del agua.

Para el cálculo del hidrograma de salida, la cuenca se considera representada por la red de elementos hidráulicos como subcuencas, cunetas y tubos.

Las subcuencas se consideran rectangulares con ancho medio, pendiente y superficie característica para adoptar condiciones hidráulicas: área, ancho, pendiente, coeficiente de rugosidad, retención, infiltración.

El coeficiente de rugosidad de Manning (n), para el flujo

superficial se considerará igual a uno de los siguientes valores según el tipo de suelo:

<u>TIPO DE SUELO.</u>	<u>n</u>
Asfalto liso	0.012
Pavimentos de asfalto de concreto	0.014
Arcilla compacta	0.030
Turba ligera	0.200
Turba densa	0.350
Hierva y hoja densa	0.400

La retención superficial puede ser considerada, en altura de lámina de agua, como 0.0016 m (1/16") para las áreas impermeables y 0.0063 m (1/4") para las áreas permeables.

La infiltración puede ser estimada con las curvas estandar de capacidad de infiltración las cuales se aproximan a la función exponencial de Horton:

$$I = f_0 + (f_1 - f_0) e^{-\alpha t}$$

en donde:

f_0 = gasto mínimo de infiltración cuando el tiempo

(t) tiende a infinito.

f_1 = gasto máximo de infiltración en el tiempo cero.

α = coeficiente de disminución el cual puede calcularse como:

$$\alpha = \frac{0.69}{t_{50}}$$

en donde:

t_{50} = tiempo cuando la infiltración es la mitad de la inicial.

Generalmente, en el caso de la curva para áreas residenciales los valores de f_0 , f_1 y α son, respectivamente, 0.0132 m/hr.

(0.52"/hr), 0.0762 m/hr. (3"/hr), y 0.00115 / segundo.

En zonas impermeables, se desprecia la infiltración.

Los datos necesarios de los elementos del sistema de alcantarilla do serán: longitud, pendiente, coeficiente de rugosidad de Manning, diámetro de los tubos y la plantilla y talud en caso de cunetas de sección trapezoidal.

La forma de cálculo de este método es la siguiente:

1. Se aumenta la lluvia en la subcuenca de acuerdo al yetograma de diseño:

$$D_1 = D_t + R_t \Delta t$$

en donde D_1 es el tirante después de la lluvia, D_t el tirante en la subcuenca en el tiempo t , y R_t la intensidad de lluvia en el intervalo Δt .

2. Se calcula la infiltración y se resta al tirante después de la lluvia:

$$D_2 = D_1 - I_c \Delta t$$

en donde D_2 es el tirante en la subcuenca después de la infiltración, e I_c el gasto de infiltración.

3. Si $D_2 > D_d$ es que hay escurrimiento y el gasto se calcula con la fórmula de Manning:

$$V = \frac{1}{n} (D_2 - D_d)^{2/3} S^{1/2}$$

$$Q_w = VW (D_2 - D_d)$$

en donde D_d es la retención en la superficie, n el coeficiente de rugosidad y S la pendiente superficial.

4. Se aplica la ecuación de continuidad para determinar el tirante en la subcuenca luego de la lluvia, la infiltración y el escurrimiento:

$$D_2 + \Delta z = D_1 - \frac{Q_w}{A} \Delta t$$

en donde A es el área de la subcuenca.

5. Se repiten los pasos 1 a 4 para todas las subcuencas.
6. El gasto que entra a la cuneta se calcula como la suma de los escurrimientos de las subcuencas ($Q_{w,i}$) más los de las cunetas aguas arriba:

$$Q_{12} = \sum Q_{w,i} + \sum Q_{B,i}$$

7. El gasto de entrada se aumenta al gasto de la cuneta según su geometría:

$$Y_1 = Y_c + \frac{Q_{in}}{A_n} \Delta t$$

en donde Y_1 y Y_c son los tirantes en la cuneta y A_n el área media entre Y_1 y Y_c .

8. El gasto resultante en la cuneta se calcula con la fórmula de Manning:

$$V = \frac{1}{n} R^{2/3} S_1^{1/2}$$

$$Q_g = VA_c$$

en donde R es el radio hidráulico, S_1 pendiente de la cuneta y A_c área de la sección en Y_c .

9. Se aplica la ecuación de continuidad para determinar el tirante resultante en la cuneta:

$$Y_c + \Delta t = Y_1 + (Q_{in} - Q_g) \frac{\Delta t}{A_n}$$

10. Se repiten los pasos 6 a 9 para todas las cunetas hasta el punto de reunión de todas ellas.
11. Se suman los gastos para obtener el gasto concentrado para formar el hidrograma en la abscisa tiempo que corresponda.
12. Se repiten los pasos 1 a 11 para los intervalos subsecuentes.

Para características variables se usan promedios pesados. Los mismos pasos se siguen para atarjeas y colectores.

Este método es recomendable hasta para tubos de 0.76 m. (30"), para diámetros mayores se requieren los métodos usuales para transitar flujos variados.

DISEÑO DE LAS ATARJEAS,

Las características de este elemento que se necesitan para su aplicación son:

Área que drena $A = 12\ 500\ m^2$; coeficiente de rugosidad superficial $n = 0.03$; valores para el cálculo de la infiltración $f_0 = 0.0132\ m/hr$, $f_1 = 0.0762\ m/hr$, $\alpha = 0.00115\ /segundo$; la pendiente $S = 0.001$ y el ancho de la cuenca $W = 125\ m$.

Para este caso toda el área corresponde a una sola subcuenca y como las cunetas forman parte de ella, el cálculo solo se reduce a los cuatro primeros pasos descritos.

Como consideramos que el porcentaje de área impermeable es del 50% el valor de la retención de altura de lámina de agua (D_d) será:

$$D_d = \frac{0.0016 + 0.0063}{2} = 0.00395\ m.$$

El desarrollo del método se presenta en la tabla 5.2.1 y el

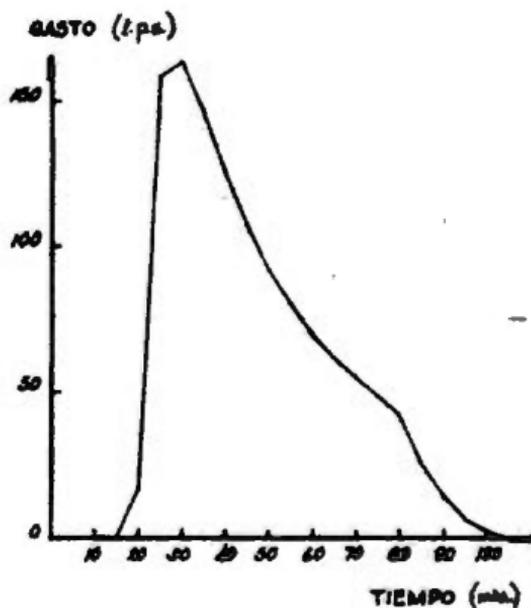
TABLE 5.2.1

t	f	$D_1 = D_c + R_c \Delta t$	$I_c = f_0 + (f_1 - f_0)e^{-\alpha t}$	$D_2 = D_1 - I_c \Delta t$	$D_2 - D_d$	$V = \frac{1}{R} (D_2 - D_d)^{2/3} S^{-1/2}$	$Q_w = VW(D_2 - D_d)$	$D_c + \Delta c = D_2 \frac{Q_w}{K} \Delta t$
		(1)		(2)			(3)	(4)
(min)	(mm/hr)	(mm)	(mm/hr)	(mm)	(mm)	(m/sec)	(m ³ /sec)	(mm)
0	0	0	76.2	-	-	0	0	0
5	21.66	1.805	57.82	-	-	0	0	0
10	26.58	2.22	44.80	-	-	0	0	0
15	36.24	3.02	35.58	0.06	-	0	0	0.06
20	109.29	9.16	29.05	6.74	2.79	0.021	0.017	6.567
25	205.41	23.68	24.43	21.65	17.70	0.072	0.158	17.848
30	70.80	23.75	21.15	21.99	18.04	0.072	0.163	18.063
35	51.66	22.37	18.83	20.80	16.85	0.069	0.146	17.28
40	41.07	20.72	17.19	19.29	15.34	0.065	0.125	16.29
45	35.76	19.27	16.02	17.94	13.99	0.061	0.107	15.37
50	31.89	18.03	15.20	16.76	12.81	0.058	0.092	14.54
55	28.56	16.92	14.61	15.71	11.76	0.054	0.080	13.78
60	26.40	15.98	14.20	14.80	10.85	0.052	0.070	13.12
65	24.60	15.17	13.91	14.01	10.06	0.049	0.062	12.53
70	22.89	14.43	13.70	13.29	9.34	0.047	0.055	11.98
75	21.66	13.79	13.56	12.66	8.71	0.045	0.049	11.49
80	20.61	13.21	13.45	12.09	8.14	0.043	0.043	11.05
85	-	11.05	13.38	9.93	5.98	0.035	0.026	9.31
90	-	9.31	13.33	8.20	4.25	0.028	0.015	7.85
95	-	7.85	13.29	6.74	2.79	0.021	0.007	6.56
100	-	6.56	13.26	5.46	1.51	0.014	0.003	5.40
110	-	5.40	13.25	4.29	0.34	0.005	0.000	4.29

hidrograma resultante se muestra en la fig. 5.2.1 en donde se obtuvo un gasto pico de 163 l.p.s.

DISEÑO DEL COLECTOR.

El hidrograma obtenido para las atarjeas se transita hidráulicamente sobre el colector. El cálculo se presenta en la tabla 5.2.2 en donde se observa un gasto pico de 1364 l.p.s. El hidrograma resultante se presenta en la fig. 5.2.2.



**METODO DE LA FWGA
DISEÑO DE LAS ATARJEAS**

FIG. 5.2.1

TABLA 5.2.2

TRANSITO DE LOS HIDROGRAMAS DE LAS ATARJEAS POR EL COLECTOR.

HIDROGRAMAS RESULTANTES Q (l.p.s.).

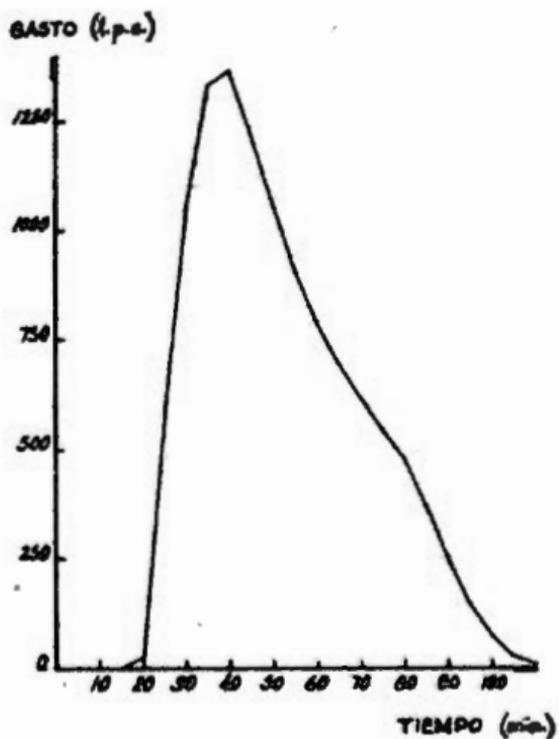
t	Tramo 5	Tramo 4	Tramo 3	Tramo 2	Tramo 1
0	0	0			
5	0	0			
10	0	0			
15	0	0	0	0	0
20	14	17	20	22	24
25	316	399	476	529	567
30	326	644	817	946	1043
35	292	592	903	1145	1328
40	250	510	791	1088	1364
45	214	436	678	940	1221
50	184	375	582	807	1051
55	160	326	504	697	907
60	140	285	440	607	788
65	124	252	388	534	691
70	110	223	344	473	611
75	98	199	306	420	542
80	86	176	270	371	479
85	52	112	188	275	370
90	30	65	113	175	250
95	14	32	58	95	145
100	6	14	27	46	74
105	0	1	6	15	29
		0	0	3	8
				0	1
					0
dc	0.91	1.06	1.22	1.37	1.37
vm	0.43	0.53	0.58	0.61	
tr	3.85	3.13	2.88	2.75	

donde:

dc = diámetro comercial en m.

vm = velocidad media en m/sq.

tr = tiempo de retraso entre tramos o desfaseamiento de los hidrogramas para sumarlos (min).



METODO DE LA FWQA
DISEÑO DEL COLECTOR

FIG. 5.2.2

6. METODO QUE SE PROPONE.

Se expone aquí un examen de los modelos descritos y aplicados señalando para cada uno sus ventajas y limitaciones.

Se presenta también en la tabla 6.1 la comparación de los resultados obtenidos al aplicar, a la red supuesta, los diferentes métodos.

TABLA 6.1

COMPARACION DE RESULTADOS.

METODO	GASTO MAXIMO. (l.p.s.)	
	Atarjeas Colectores.	
Racional Americano	284	2054
Burkli - Ziegler	284	2054
Gráfico Alemán	284	640
Hidrograma Parcial	261	1959
R R L	95	924
F W Q A	163	1364

El Método Racional Americano ha sido, a pesar de las críticas por los nuevos procedimientos disponibles el método más usual gracias a su simplicidad y a que considera en el cálculo del coeficiente de escurrimiento y del tiempo de concentración las condiciones de la superficie de aportación.

Definitivamente tiene ciertas limitaciones de entre las cuales las más importantes son: uno, el hecho de que el flujo máximo se establezca durante la lluvia con intensidad media correspondiente al tiempo de concentración y dos, la consideración de incluir todos los factores que definen el proceso precipitación - escurrimiento en un solo coeficiente. El primero de estos factores ocasiona generalmente que, sin datos observados, los gastos obtenidos sean diferentes a los reales, el segundo, diferencias grandes entre lo estimado y lo real, debido a que el coeficiente de escurrimiento es un parámetro muy sensible aún a las más ligeras modificaciones en la cuenca.

Por las razones anteriores es necesario contar con datos experimentales para la aplicación del método, y con mucho cuidado y conocimiento detallado de la zona para estimar o utilizar los trabajos que proporcionan coeficientes de escurrimiento para las diferentes condiciones de la superficie.

Se recomienda utilizar este Método solamente en áreas pequeñas (menores de 200 acres*), ya que para un área grande las posibles diferencias entre los gastos estimados y los reales aumenta debido a no considerar el almacenamiento que ocurre en la tubería al transitar la avenida y a la suposición ya mencionada, de que las avenidas que se presentan en diferentes puntos del área están contribuyendo simultáneamente a la generación del gasto máximo en

* Manual de Criterio para el Drenaje Urbano de Tormentas del Consejo de Gobierno Regional de Denver.

el trazo final.

Para el método empírico que considera la aplicación de la fórmula de Burkli - Ziegler, muy usado también antes del Método Racional Americano y por las mismas razones que éste, se pueden hacer las mismas observaciones con la aclaración de que el coeficiente de escurrimiento utilizado por la fórmula de Burkli - Ziegler es muy diferente al que utiliza el Método Racional ya que para este último el coeficiente de escurrimiento es sólo uno de los factores que integran el coeficiente del que corresponde al método empírico, como se demostró en el capítulo 3.

Debido a la gran dificultad para obtener este coeficiente no se recomienda el uso de éste método sin datos experimentales que confirmen la fórmula empírica.

La sencilla aplicación del Método Racional Gráfico Alemán y la ventaja de que no solo proporciona el gasto máximo, sino que también obtiene el hidrograma de descarga, lo hacen muy atractivo. Sus restricciones básicas son que los parámetros más importantes, el coeficiente de escurrimiento y el tiempo de concentración, requieren de conocimiento experimental. Por otro lado ya que los tiempos de concentración de las subcuencas se calculan en forma independiente de la duración de la lluvia que ocurre en el área total, para estimar el gasto de proyecto, puede resultar poco conservador.

Se recomienda utilizarlo considerando subcuencas lo más reducido posible y fisiográficamente homogéneas para evitar así tomar valores medios que repercutan con diferencias grandes en los resultados con respecto a la realidad; y aplicar el modelo únicamente para cálculos aproximados de proyectos preliminares teniendo en cuenta que proporciona resultados sujetos a comprobación.

El Método del Hidrograma Parcial resulta un método confiable y sin complicaciones para su aplicación. Tiene la ventaja considerable de analizar un aguacero o tormenta de proyecto en forma completa, y proporciona el hidrograma de escurrimiento.

Por otro lado para el cálculo del tiempo de concentración considera que la onda cinemática avanza con velocidades mayores a medida que se incrementa el tirante del flujo, reflejo real del fenómeno hidráulico.

Como ya se dijo este Método utiliza el principio de la conservación de la masa y de la superposición de causas y efectos; y en general, se aplican parámetros simples y relaciones funcionales que son fáciles de obtener, aunque al igual que el Método Gráfico Alemán tiene como condición la estimación del coeficiente de escurrimiento cuando no se dispone de observaciones en el lugar o en otro similar.

Es de creerse que el Método del Hidrograma Parcial sea un

instrumento útil para el cálculo de nuevos sistemas y revisión de los ya existentes.

Hay que tomar en cuenta que se debe aplicar dividiendo la superficie total en áreas pequeñas y homogéneas, para luego sumar todos los subhidrogramas resultantes considerando su desfaseamiento en tiempo para obtener el hidrograma total.

El Método del Road Research Laboratory es también de aplicación sencilla, dividiendo la superficie en áreas de pequeña magnitud en las cuales se puede suponer que las variaciones de lluvia ocurren en forma simultánea; el área debe ser homogénea y las características de infiltración uniformes. La posibilidad de analizar lluvias variables en el tiempo representa una ventaja considerable para proporcionar el hidrograma de escurrimiento.

Sus complicaciones son; que requiere de las curvas isócronas en el área y de la curva almacenamientos - gastos. La estimación de las isócronas depende de las técnicas que se utilice para ello, generalmente inciertas o muy elaboradas; el suponer que las isócronas no varía con el tiempo constituye una incertidumbre seria, porque en realidad la velocidad con la cual son calculadas las isócronas varía con la intensidad, dado que los almacenamientos en el drenaje, los efectos de la rugosidad en las superficies y los tirantes del flujo varían con ella. La construcción de la curva almacenamientos - gastos no es tan incierta cuando se

tienen registros del escurrimiento, pero si no es así, su construcción requiere de aproximaciones poco confiables.

El Método de la Federal Water Quality Administration es el resultado de la aplicación de modelos matemáticos que representan el proceso precipitación - escurrimiento. Comprende submodelos para la infiltración, la retención superficial, el escurrimiento sobre la superficie y el tránsito regularizado en cunetas y atarjeas.

Estos submodelos son calculados sin complicaciones por medio ya sea de una computadora o manualmente, para obtener el hidrograma de escurrimiento al final del sistema o en cualquier lugar elegido del mismo.

La desventaja de este método es la serie de las rigurosas operaciones matemáticas lo cual se obvia debido a la facilidad de programar el modelo. El grado de exactitud dependerá pues del refinamiento de los datos de partida y de la amplitud con que se definen las características físicas, hidráulicas e hidrológicas. En resumen, el Método Racional Americano y los métodos empíricos, pueden utilizarse en áreas pequeñas y para cálculos aproximados de antaproyectos, o poder analizar y determinar cuál, de varias alternativas que se tengan, es la más conveniente. Ya para el proyecto definitivo, cuando se tengan datos confiables de la lluvia y de las características de la cuenca, el método que se

propone es el de la F.W.Q.A. ya que es de fácil aplicación y considera independientes las reducciones por infiltración, retención superficial y el tránsito por el sistema. La precisión del modelo dependerá de los datos que se tengan para calibrarlo; en caso contrario quedará sujeto a revisión durante su funcionamiento.

7. CONCLUSIONES.

El grado actual de adelanto de la hidrología urbana y las altas inversiones en las obras proyectadas impulsaron a la investigación de nuevas técnicas, las que requieren de una mayor cantidad de datos, del uso de las computadoras y con análisis más complejos en comparación a los métodos racionales y empíricos.

Para el proyecto de un sistema de alcantarillado, como para todas las obras hidráulicas, existan estos nuevos modelos avanzados, pero su aplicación es escasa, debido a que los problemas que abundan son de ampliación y mejoramiento de los sistemas en servicio, o a que los modelos necesitan datos especiales, o a que las ventajas de aplicación no han sido difundidas y se requiere de técnicos expertos con acceso a las computadoras para su utilización.

Muchas técnicas en uso actual, tales como las que aplican los métodos empíricos o el Método Racional, en el futuro serán como una reliquia de técnica antigua y fuera de moda. Se justificaron en épocas con datos hidrológicos escasos y en las que las computadoras electrónicas no estaban disponibles.

Con base en estas condiciones los métodos de análisis simples para proyectos sencillos eran los únicos disponibles.

Debido a la complejidad del proceso precipitación - escurrimiento, para su análisis, los modelos muy elaborados que requieren la

utilización de las computadoras no son recomendables por poco prácticos y antieconómicos, por estas razones se hizo indispensable de suposiciones simplificadas.

Esta simplificaciones se justifican por conservar la precisión debido a la naturaleza estocástica de la ocurrencia de las lluvias, por las aproximaciones en el análisis yetográfico, por la naturaleza empírica de la hidráulica de los conductos, las irregularidades de las superficies del terreno, y por los dinámicos cambios en el uso del área urbana circundante, no obstante que están basadas en mediciones directas de las lluvias, del escurrimiento, y en general, de las respuestas de la cuenca a la precipitación en los distintos puntos de investigación que se elijaa.

Por lo tanto es importante disponer de cuencas piloto con instrumentación adecuada para verificar las hipótesis y calibrar modelos para justificar las simplificaciones y verificar la confiabilidad.

Como ya se dijo anteriormente, los cambios provocados por el aumento de la urbanización, con sus niveles más altos de financiamiento, junto con el aumento de datos más confiables del ciclo hidrológico y la ventaja de disponer del cálculo electrónico, permiten el uso de métodos analíticos más complejos.

Sin embargo se advierte, y, esto es importante recalcarlo, que la factibilidad de uso de técnicas muy complejas no justifican por sí mismas su uso en la práctica.

Como una explicación para visualizar la selección de una técnica apropiada de proyecto, uno puede considerar representado en una gráfica las técnicas: en el eje horizontal se representa el aumento de la complejidad en el modelo, y en el vertical los costos de los métodos y de la obra proyectada (fig. 7.1).

Los métodos empíricos y el Racional, ocupan el inicio de la gráfica; el aumento de la complejidad del cálculo y de la simulación de los datos hidrológicos y las respuestas del modelo, equivalen al desplazamiento en dirección del aumento de complejidad.

Considerando que los parámetros que reflejan el nivel de la inversión, la precisión de los datos, y la disponibilidad de la ayuda de la computación, permanecen fijos, habrá en principio algún punto o tramo en la escala de complejidad que represente la técnica óptima en cuanto al mínimo de la suma de los costos de proyecto y de construcción.

Luego de hacer este análisis resulta de particular importancia que los modelos escogidos para el proyecto esten acordes con los propósitos del estudio y con las características de la región.

Deberán hacerse pruebas posteriores para la verificación en caso de cuencas grandes con diferentes características geomorfológicas, diversos usos de la tierra y distribución desigual de las precipitaciones, para que el modelo que se utilice, cualquiera que sea éste, haya sido calibrado en base a los datos experimentales. Los

parámetros del modelo pueden ser obtenidos en cuencas piloto, las cuales por el alto costo de la instrumentación, deben elegirse pequeñas.

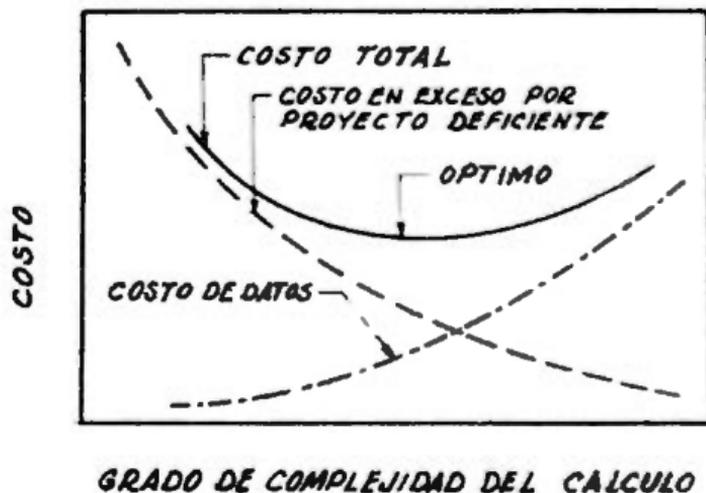


FIG. 7.1 MODELO CONCEPTUAL DE OPTIMIZACION ECONOMICA

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

1. Apuntes del curso "Sistemas de Alcantarillado", Centro de Educación Continua, División de Estudios Superiores, Facultad de Ingeniería, U.N.A.M. (julio, 1977).
2. Chen, C. W., Shubinski, R. P., "Computer Simulation of Urban Storm Water Runoff", Journal of the Hydraulics Division, Proceedings of the ASCE, Vol. 97, No HY2, february 1971.
3. Chien, J.S., Saigal, K.K., "Escorrimiento Urbano por el Método del Hidrograma Parcial", Journal of the Hidraulic Division, Proceedings of the ASCE, Vol. 100, No. HY8 august, 1974.
4. "Design and Construction of Sanitary and Storm Sewers" American Society of Civil Engineers and the Water Pollution Control Federation. (1960).
5. Fair, G.M., Geyer, J.C., Okun, D.A., "Water and Wastewater Engineering", Vol. 1 Water Supply and Wastewater Removal. John Wiley & Sons, Inc. (1966).

6. Fair, G.M., Geyer, J.C., "Water Supply and Waste - Water Disposal", John Wiley & Sons, Inc. (1963).
7. Gómez, D.L., "Guía de cálculo para un sistema de alcantarillado pluvial basado en el Método Racional para la estimación del escurrimiento", Tesis Profesional, Facultad de Ingeniería, U.N.A.M. (1974).
8. Métodos de Hidrología Urbana, Instituto de Ingeniería.
9. Ochoa, E. R., "Alcantarillado", apuntes.
10. Terstriep, M.L., Stall, J. B., "Urban Runoff by Road Research Laboratory Method", Journal of the Hydraulics Division, Proceedings of the ASCE, Vol. 95, No. HY6, november, 1969.
11. Zurutuza, V.E., "Escurrecimiento Superficial en Cuencas Urbanas; un nuevo Método", Tesis Profesional, Facultad de Ingeniería, U.N.A.M. (1978).