

HUGO ROLANDO BOCALETTI CINTORA

Método Gráfico para el diseño de Alcantarillados de Tormenta



Guatemala, Enero de 1969.

BIBLIOTECA CENTRAL-USAC
DEPOSITO LEGAL
PROHIBIDO EL PRESTAMO EXTERNO

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA

FACULTAD DE INGENIERIA

Guatemala, Centro América.

METODO GRAFICO PARA EL DISEÑO DE
ALCANTARILLADOS DE TORMENTA

TESIS

Presentada a la Junta Directiva de la

Facultad de Ingeniería

de la

Universidad de San Carlos de Guatemala

por

HUGO ROLANDO BOCALETTI CINTORA

Al conferírsele el título de:

INGENIERO CIVIL

Guatemala, enero de 1969.

DL
08
T(100)C

JUNTA DIRECTIVA DE LA
FACULTAD DE INGENIERIA
DE LA

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA

Decano: Ing. Amando Vides Tobar
Vocal Segundo: Ing. Francisco Ubieta
Vocal Tercero: Ing. Adolfo Behrens M.
Vocal Cuarto: Br. Rolando Llovera L.
Vocal Quinto: Br. Víctor Hugo González W.
Secretario: Ing. Jorge Luis Lazo M.

TRIBUNAL QUE PRACTICO EL EXAMEN
GENERAL PRIVADO

Decano: Ing. Amando Vides Tobar
Vocal Segundo: Ing. Francisco Ubieta
Examinador: Ing. Carlos H. Méndez
Examinador: Ing. Fernando Méndez C.
Secretario: Ing. Jorge Luis Lazo M.

**TESIS DE REFERENCIA
NO**

SE PUEDE SACAR DE LA BIBLIOTECA
BIBLIOTECA CENTRAL - USAC.

RECONOCIMIENTO

Por medio de estas breves líneas quiero dejar patentizado mi agradecimiento a las personas que, con su espontánea colaboración, hicieron posible la elaboración de este trabajo. Me refiero a los distinguidos profesionales: Ings. Luis E. García y Víctor Luna A., quienes me brindaron toda la información necesaria para la ejecución del mismo, e Ing. Víctor M. Arias M. quien me brindó su valiosa cooperación en la asesoría de este trabajo.

DEDICO ESTE ACTO:

A mis padres

A mi esposa

A la Facultad de Ingeniería

HONORABLE TRIBUNAL EXAMINADOR:

Cumpliendo con lo establecido por la ley universitaria presento a vuestra consideración, previo a optar el Título de Ingeniero Civil mi trabajo de tesis titulado:

**METODO GRAFICO PARA EL DISEÑO DE
ALCANTARILLADOS DE TORMENTA**

Tema que me fuera asignado por la Honorable Junta Directiva de la Facultad de Ingeniería.

CONTENIDO

	<u>Página</u>
INTRODUCCION	1
CAPITULO 1: EL METODO RACIONAL COMO NORMA TRADICIONAL DE DISEÑO.	3
Introducción.	3
Fundamentos teóricos del Método Racional.	7
Aplicación del Método Racional en Guatemala.	13
Aplicación práctica del Método Racional en el diseño de un alcantarillado de tormenta.	24
CAPITULO 2: EL METODO GRAFICO COMO UNA ALTERNATIVA PARA EL DISEÑO.	27
Introducción.	27
Fundamentos teóricos del Método Gráfico.	28
Factibilidad de la aplicación del Método Gráfico.	44
Aplicación práctica del Método Gráfico en el diseño de un alcantarillado de tormenta.	45
CAPITULO 3: DISCUSION DEL METODO PRESENTADO.	59

En relación a sus fundamentos teó-
ricos.

En relación a la información nece-
saria para su aplicación.

En relación a las ventajas y des-
ventajas que presenta su aplica-
ción.

En relación a los resultados obte-
nidos en los ejemplos prácticos.

Consideraciones finales y conclu-
siones.

INTRODUCCION

En la actualidad, los sistemas de alcantarillado de tormenta se vienen haciendo cada día más necesarios, pues el crecimiento de las poblaciones, con un aumento de urbanización y construcción, viene a provocar un enorme problema en localidades donde la evacuación de los caudales de escorrentía superficial, producidos por las lluvias, no se ve facilitada por medios naturales.

Es entonces notorio que en un futuro no lejano, se planificará la construcción de este tipo de servicios en una forma más extensa que hasta el momento.

La construcción de los mismos, como es sabido, tiene un costo bastante elevado debido a la gran capacidad para la cual se diseñan. Estableciéndose ésta en relación a un análisis económico que debe considerar dos aspectos muy importantes: los daños probables que pueda ocasionar una sobrecarga del sistema y el costo del mismo. Con el fin de determinar la frecuencia de ocurrencia de la lluvia crítica para la cual debe diseñarse este servicio.

Es en este último aspecto, en el que el Método Gráfico diverge completamente del Método Racional, por lo que se ha creído necesario su estudio con el propósito de determinar si puede sustituir al método tradicional o puede constituir una alternativa para el diseño.

Es de hacer notar que la completa aceptación de este nuevo método no podrá determinarse definitivamente en este trabajo, pues para ello se requerirían muchas experiencias y comprobaciones de resultados.

Entonces este pequeño estudio consistirá en un análisis comparativo de los métodos antes mencionados con el fin de establecer las ventajas y desventajas que presentan, en relación a sus fundamentos teóricos y a su aplicabilidad, por medio de ejemplos prácticos.

CAPITULO I

CAPITULO 1

EL METODO RACIONAL COMO NORMA TRADICIONAL DE DISEÑO

1.1.- INTRODUCCION

En el diseño de un sistema de alcantarillado de tormenta, el principal objetivo que se persigue es la de terminación, lo más exacta posible, de los caudales máximos que provocarán las lluvias y que el sistema deberá desalojar con eficiencia del área drenada. Estos caudales dependen de muchos factores, tanto físicos, geográficos, meteorológicos, etc., que en la práctica presentan gran dificultad para su evaluación debido a su variabilidad.

El fenómeno de la escorrentía puede visualizarse como un ciclo que puede considerarse compuesto por las cuatro fases siguientes:

- a.- La primera se refiere al período seco, justo antes de iniciarse la lluvia. En este período la superficie que recibirá más tarde la lluvia se encuentra seca y por lo tanto pronta a permitir, por cierto tiempo, la infiltración del agua precipitada.
- b.- Esta se refiere al período inicial de la lluvia, en el cual la escorrentía es mínima debido a las pérdidas por la infiltración en el terreno seco y a la limitada capacidad de las entradas al sistema.
- c.- Esta fase se refiere a la continuación de la llu-

via, en la cual se inicia una escorrentía considerable, debido a que la cantidad de lluvia precipitada ha excedido la capacidad de infiltración del suelo. Es en esta fase cuando se presentan los caudales máximos.

- d.- La última fase se refiere al período comprendido entre la finalización de la lluvia y el momento en que se llega a la primera fase.

Puede notarse que el fenómeno de la escorrentía, producido por las lluvias, no es tan simple como se ha visualizado, pero si se tomaran en cuenta todos los factores que intervienen en su formación, sería prácticamente imposible llegar a una estimación adecuada para este tipo de diseños.

Por la dificultad que se presenta en hacer la estimación de los caudales máximos que se espera que ocurran con cierta frecuencia, se han tratado de encontrar relaciones entre la precipitación y la escorrentía, habiéndose llegado a determinar una variedad de fórmulas, en función de diferentes parámetros, como son:

1.- Myers: $a = c \sqrt{A}$

a= sección transversal de la alcantarilla

c= coeficiente potencial del área

A= área drenada

Esta fórmula se ha usado principalmente para áreas grandes y para el diseño de alcantarillas de carreteras.

2.- Burki-Ziegler:

$$Q = ci \sqrt[4]{sA^3}$$

Q = caudal máximo

c = coeficiente de esco-
rrentíai = intensidad máxima de
lluvia

s = pendiente media

A = área drenada

Esta fórmula fue desarrollada para el diseño de los colectores municipales de la ciudad de Zurich en 1880.

3.- McMath:

$$Q = ci \sqrt[5]{sA^4}$$

Q = caudal máximo

c = coeficiente de esco-
rrentíai = intensidad máxima de
lluvia

s = pendiente media

A = área drenada

Esta fórmula fue desarrollada para las condiciones de la ciudad de San Luis.

Estas fórmulas, como otras existentes, pueden dar muy buenos resultados, pero si son aplicadas para la de terminación del caudal máximo en los lugares para los cuales fueron desarrolladas, siendo muy aventurado aplicarlas en otros lugares, sin aun conocer la forma ni con diciones bajo las cuales se dedujeron.

4.- Fórmula Racional: $Q = ciA$

Q = caudal máximo

c = coeficiente de escorrentía

i = intensidad máxima de lluvia

A = área drenada

Su nombre se origina de que está basada en las características del área a drenar y no en características empíricas como algunas otras.

Esta fórmula se puede tomar como representativa entre todas las que existen, a pesar de que su aplicación está basada en varias suposiciones que no pueden satisfacerse completamente bajo condiciones reales, pero su obtención en forma matemática y su simpleza, han ganado su popularidad en muchos países, en los cuales se ha venido empleando desde hace muchos años.

El origen de esta fórmula es incierto puese mencionada por primera vez en la literatura norteamericana por Kuichling en 1889 para la determinación de los caudales máximos de tormenta en el diseño de los drenajes de Rochester, N.Y.; y en Inglaterra, el método de diseño con auxilio de la fórmula racional se conoce con el nombre de Lloyd-Davis en 1906.

En nuestro medio la fórmula racional se ha venido empleando desde hace ya mucho tiempo, principalmente por la Municipalidad de Guatemala para el diseño de los drenajes de la ciudad capital y por la Dirección General de Obras Públicas para el diseño de los drenajes de localidades del interior de la república. Ha biéndose obtenido en ambos casos resultados que se han considerado satisfactorios, pues este método se ha usado como norma tradicional de diseño, sin que se haya he-

cho algún estudio sobre otro método o una evaluación de los resultados obtenidos, a pesar de que en la literatura muchos autores hacen mención de lo inadecuado del método, pero sin llegar a determinar sus fallas.

1.2.- FUNDAMENTOS TEORICOS DEL METODO RACIONAL

A continuación se expone la deducción matemática de la fórmula racional: $Q = ciA$

Siendo i la intensidad máxima de lluvia considerada en mm/hr y A el área a drenar en hectáreas, su producto nos da el volúmen de agua que se presenta en la unidad de tiempo sobre el área considerada debido a la precipitación. Al afectar este volúmen por el factor c que es el coeficiente de escorrentía del área, o sea la relación estimada entre el caudal escurrido y el precipitado, obtenemos la fracción de este último que se presentará sobre el área considerada como escorrentía neta, en unidades de volúmen por unidad de tiempo (lts/seg).

1.2.1. SUPOSICIONES INVOLUCRADAS EN LA APLICACION DEL METODO RACIONAL

Las suposiciones involucradas en la aplicación de la fórmula racional son las siguientes:

- a.) En el área a drenar no hay retención ni acumulación de agua.
- b.) El tiempo de concentración es el mayor tiempo que tarde, una partícula llovida, en llegar desde el punto donde cae hasta el punto considerado.

- c.) El caudal resultante de cualquier intensidad de lluvia llega a un máximo, cuando la intensidad permanece constante por un tiempo igual o mayor que el tiempo de concentración del área drenada.

Esta suposición se explica de la forma siguiente: si tenemos que drenar un área A (fig. 1) y el tiempo de concentración es el tiempo que tarda una partícula de lluvia en llegar desde M hasta el punto de descarga D , entonces si la duración de la lluvia fuera menor que el tiempo de concentración (t_c), en ningún momento el área completa estaría contribuyendo con su caudal en el punto de descarga, pues cuando el agua caída en M llegara a D , los caudales correspondientes a todos los otros puntos más cercanos a D ya habrían pasado. Por consiguiente el caudal máximo para una lluvia de una duración determinada ocurrirá cuando esta duración iguale o sobrepase al tiempo de concentración de la cuenca, pues en ese caso se ocurrirá la acumulación de los caudales provenientes de todos los puntos de la cuenca.

La variación del caudal en el punto de descarga en relación al tiempo se ilustra en la figura 2:

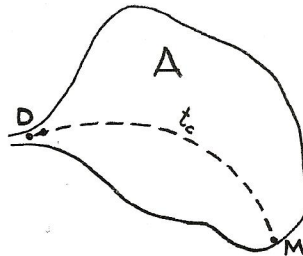


FIGURA-1

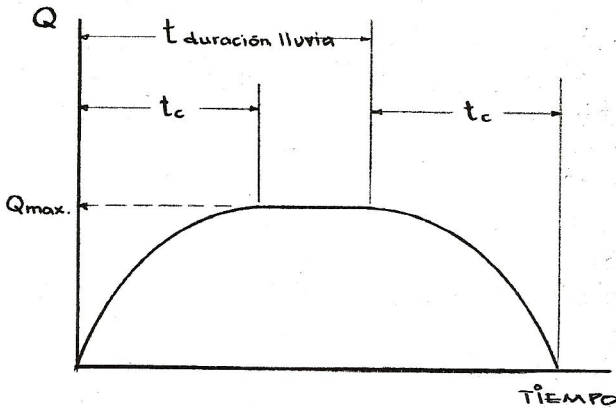


FIGURA - 2

- d.) La frecuencia de los caudales máximos es la misma que la de la intensidad de lluvia seleccionada. Esto quiere decir que si para el diseño se usa la intensidad que se espera que se presente en promedio una vez cada N años, los caudales máximos se presentarán con la misma frecuencia.
- e.) El coeficiente de escorrentía es constante para cualquier lluvia que caiga sobre la cuenca.

En esta suposición se elimina la variación del coeficiente de escorrentía, la cual si existe y puede ser un factor muy importante en la determinación de los caudales.

- f.) Se estima que la lluvia se presenta sobre toda la cuenca y con una intensidad constante. Esto en realidad sucede en muy raras ocasiones, pero haciendo esta estimación estamos en un plan conservador pues una lluvia de este tipo provocaría los caudales máximos.

- g.) La única limitación que tiene el método racional es referente al área a drenar, considerándose aplicable este método, por algunos autores, en áreas no mayores de 80Ha y preferentemente menores de 40Ha, y otros ponen límites de 400 y 200Ha. Por lo tanto este método es más exacto mientras más pequeña sea el área a drenar, debido a la suposición de que la lluvia se presenta sobre toda el área y con la misma intensidad, lo cual es más factible que suceda en un área pequeña que en una grande, donde la distribución de la lluvia es mucho más variable.

1.2.2. COEFICIENTE DE ESCORRENTIA

La estimación del coeficiente de escorrentía es de suma importancia, pues de las tres variables que concurren en la fórmula racional (C, i, A) , es este el que provoca mayores incertidumbres, pues es el más variable y más desconocido para el diseñador, quedando su determinación a criterio del mismo. Por lo que, si no se toma un valor ajustado a la realidad, se podría incurrir en un grave error, al obtener caudales de diseño errados, lo cual podría causar dos efectos negativos: el aumento del costo del proyecto y un desperdicio de recursos, o un diseño deficiente que podría fallar con mayor frecuencia que la estimada.

Uno de los factores que se deben tomar muy en cuenta en el momento de estimar el coeficiente de escorrentía, es la estimación de las condiciones del área a drenar en el futuro, para lo cual deberá considerarse el aumento de impermeabilidad que sufrirá el área considerada en el transcurso del tiempo.

1.2.3. INTENSIDAD DE LLUVIA:

La intensidad y duración de las lluvias durante fuertes tormentas son elementos esenciales para el diseño de alcantarillados de tormenta, debiendo estos determinarse en la forma más exacta posible con el fin de obtener los caudales de diseño con un grado de aproximación aceptable.

La intensidad media de una tormenta, calculada dividiendo la cantidad total de agua precipitada entre la duración de la lluvia, no nos da la información necesaria para el diseño. Es necesario hacer un estudio de los datos pluviográficos existentes para determinar la intensidad de diseño, en relación a la frecuencia de ocurrencia de la misma.

Los registros pluviográficos son comunmente deficientes en localidades pequeñas, pudiendo en este caso hacerse uso de información de localidades vecinas o de similares características.

Las tormentas demasiado intensas son muy raras, pero tormentas fuertes no usuales se presentan con una frecuencia de 5 a 10 años en promedio.

La intensidad para la cual se diseña el sistema de drenajes, debe escogerse con mucho cuidado, pues es en realidad la base en que se fundamenta todo el diseño. Para esto debe contarse con curvas Intensidad de Lluvia-Tiempo de duración, para diferentes frecuencias probables de ocurrencia, pues se deberá escoger una intensidad de una frecuencia tal, que el proyecto resultante de esta estimación tenga un costo que compense los daños que provocaría una lluvia de la intensidad adopta

da al fallar el sistema.

En nuestro medio se ha adoptado como norma general para alcantarillados de localidades del interior de la república, diseñar los sistemas para una intensidad que se vea igualada o excedida una vez cada 5 años en promedio.

1.2.3.1. CURVAS DE INTENSIDAD DE LLUVIA-TIEMPO DE DURACION

El diseño por medio del Método Racional, se basa en estas curvas, las cuales no son más que la representación matemática del comportamiento de las lluvias en una zona determinada. Se obtienen de la información pluviográfica existente, la cual debe ser obtenida en un período de tiempo que oscile entre 10 y 30 años para que sea representativa del comportamiento promedio de las lluvias.

La relación entre el tiempo de duración, intensidad y frecuencia de ocurrencia puede representarse por ecuaciones de la forma:

$$i = \frac{a}{(t + b)^n} \qquad i = \frac{c}{t^k}$$

En estas fórmulas: i es la intensidad en mm/hr

a, b, c, k son constantes que dependen de las condiciones locales y de la frecuencia de ocurrencio.

t es el tiempo de duración de la lluvia.

La primera es la más comunmente usada y los valores de las constantes se determinan por medio de un estudio estadístico para diferentes frecuencias de ocurrencia.

Para ampliar este punto puede verse la tesis del Ing. Luis García y el ejemplo elaborado en el Capítulo 2 de este trabajo.

1.2.4. AREA A DRENAR

Para el cálculo del área tributaria basta un plano topográfico a una escala conveniente, en el que sean fácilmente calculables las áreas parciales, ya sea por medios gráficos, trigonométricos, o con auxilio de un planímetro.

El mayor problema que se presenta no es la medición de las áreas, sino la determinación del área tributaria a cada tramo del sistema y la estimación de la posible expansión del área tributaria al final del período de diseño, pero si el ingeniero diseñador tiene suficientes conocimientos, experiencia y conoce las características de la zona o localidad a servir con el sistema de drenajes, puede enfocar esta fase del diseño con buen criterio y calcular las áreas tributarias en una forma relativamente fácil y con una buena aproximación.

1.3.- APLICACION DEL METODO RACIONAL EN GUATEMALA

En nuestro país como en muchos otros, ha sido este método el que constantemente se ha venido empleando para el diseño de alcantarillados de tormenta, pues además de que por su mismo uso es el que más se conoce,

también es el método que tradicionalmente aparece en todos los libros relacionados con este tema, aunque en algunos se hace notar que tiene ciertas fallas, pero sin entrar a definir las completamente.

Han sido la Municipalidad de Guatemala y la Dirección General de Obras Públicas, las instituciones que más experiencias han tenido en relación a la aplicación de este método, pues son las que se han dedicado en mayor escala a la construcción de drenajes. Ambas instituciones cuentan con normas que rigen sus diseños, estando orientadas en cada caso hacia las condiciones y posibilidades de cada una de ellas y del tipo de localidad a la que servirán. Por lo tanto, aunque ambas instituciones han adoptado el método racional como norma de diseño, no lo aplican en igual forma, sino con algunas variantes que veremos más adelante. A continuación se exponen las secciones de los reglamentos de ambas instituciones que se relacionan con la determinación de los caudales máximos de tormenta para el diseño de sistemas de drenaje pluvial.

1.3.1. FRACCION DEL CAPITULO II DEL REGLAMENTO PARA DISEÑO Y CONSTRUCCION DE DRENAJES DE LA MUNICIPALIDAD DE GUATEMALA

CAPITULO II: SISTEMA DE DRENAJES DE TORMENTA

201) Determinación del Caudal:

201-a) La determinación del caudal se efectuará por el método racional: $Q = ciA/360$

Donde: Q es el caudal en metros cúbicos

por segundo.

c es la relación entre la escorrentía y la cantidad de lluvia caída en el área.

i es la intensidad de lluvia en milímetros/hr.

A es el área a drenar en hectáreas

NOTA: Conociendo c , el tiempo de concentración y el coeficiente de escorrentía, se puede calcular el caudal por medio de las curvas escorrentía-gasto con que cuenta la Municipalidad de Guatemala, para frecuencias de 10 y 20 años.

201-b) Intensidad de lluvia:

Se determinará de acuerdo con las fórmulas siguientes:

	Diámetro de la tubería menor de 1.50m	mayor de 1.50m
Zona atlántica	$i = \frac{4604.5}{t + 24.2}$	$i = \frac{4203.7}{t + 23.2}$ mm/hr
Zona pacífica	$i = \frac{6889.1}{t + 39.5}$	$i = \frac{5915.7}{t + 35.8}$

NOTA: Estas intensidades corresponden a frecuencias de ocurrencia de 20 años.

En las fórmulas anteriores t es el tiempo de concentración en minutos y será determinado en la forma siguiente:

En tramos iniciales de acuerdo con la tabla siguiente:

PEND.	TIEMPOS DE ENTRADA EN MINUTOS									
	19	18	17	16	15	14	13	12	11	10
1%	20	19	18	17	16	15	14	13	12	11
1%	19	18	17	16	15	14	13	12	11	10
2%	18	17	16	15	14	13	12	11	10	9
3%	17	16	15	14	13	12	11	10	9	8
4%	16	15	14	13	12	11	10	9	8	7
5%	15	14	13	12	11	10	9	8	7	6.5
6%	14.5	13.5	12.5	11.5	10.5	9.5	8.5	7.5	6.5	6
7%	14	13	12	11	10	9	8	7	6	5.5
8%	13.5	12.5	11.5	10.5	9.5	8.5	7.5	6.5	5.5	5
9%	13	12	11	10	9	8	7	6	5.5	4.5
10%	12.5	11.5	10.5	9.5	8.5	7.5	6.5	5.5	4.5	4
10%	12	11	10	9	8	7	6	5	4	

I M P E R M E A B I L I D A D

10% 20% 30% 40% 50% 60% 70% 80% 90%

En tramos consecutivos de acuerdo con la fórmula:

$$t_2 = t_1 + L/60V_1$$

Donde: t_1 es el tiempo de concentración en el tramo anterior en minutos.

L es la longitud del tramo anterior en metros.

V_1 es la velocidad a sección llena en el tramo anterior en metros por segundo.

En tramos concurrentes, t_1 se tomará igual al del tramo de mayor tiempo de concentración.

201-c) Coeficiente de escorrentía:

El porcentaje de impermeabilidad se determinará de acuerdo con la siguiente fórmula:

$$C = \sum ca / \sum a$$

Donde: $\sum ca$ es la suma de los productos de las áreas parciales multiplicadas por sus correspondientes valores de impermeabilidad relativa, dados en la tabla siguiente.

$\sum a$ es la suma de las áreas parciales.

Para el propósito de determinar el porcentaje de impermeabilidad, se dividirán las zonas a drenar en diferentes distritos, en los que cada uno de ellos tenga aproximada

damente la misma densidad de área construida, calles pavimentadas, parques, jardines, etc.

TIPO DE SUPERFICIE	FACTOR C
Superficies impermeables de techos	.75 a .95
Pavimentos de asfalto en buen estado	.85 a .90
Pavimentos de concreto en buen estado	.70 a .90
Pavimentos de piedra o ladrillo con buenas juntas	.75 a .85
Pavimentos de piedra o ladrillo con juntas permeables	.40 a .70
Calles macadamizadas	.25 a .60
Parques, prados, jardines, canchas, etc.	.05 a .25
Suelos impermeables con pendientes del 1% al 2%	.40 a .65
Suelos impermeables con césped y pend. del 1% al 2%	.30 a .55
Suelos ligeramente permeables con pend. del 1% al 2%	.15 a .40
Suelos ligeramente permeables con césped y pend. del 1% al 2%	.10 a .30
Suelos moderadamente permeables con pend. del 1% al 2%	.05 a .20
Suelos moderadamente permeables con césped y pend. del 1% al 2%	.01 a .10
Bosques y tierras cultivadas	.01 a .20

201-d) Area a drenar:

Se determinará sumando el área de las calles, el área de los lotes que son contributivos al ramal en estudio.

1.3.2. FRACCION DEL CAPITULO 2 DE LAS NORMAS GENERALES PARA EL DISEÑO DE REDES DE AL CANTARILLADO DE LA D.G.O.P.

CAPITULO 2: DISEÑO

2.7 Determinación del caudal de aguas de tormenta:

2.7.1 El caudal de diseño de aguas de tormenta en sistemas combinados y de tormenta, se determinará para cada tramo aplicando la fórmula racional:

$$Q = ciA/360$$

Siendo: Q = caudal de diseño para el tramo dado (m^3/seg)

c = coeficiente de escorrentía promedio del área drenada.

i = intensidad de lluvia promedio sobre el área drenada (mm/hr).

A = área drenada (Ha).

2.7.2 Coeficiente de escorrentía:

Para cada uno de los tramos se tomará el coeficiente de escorrentía promedio correspondiente al área tributaria, así:

$$C = \sum ca / \sum a$$

siendo: c = coeficiente de escorrentía de cada una de las áreas parcia-

les según la tabla siguiente
 a = áreas parciales (Ha)
 C = coeficiente de escorrentía
 promedio del área drenada.

TIPO DE SUPERFICIE	FACTOR C
Techos	.70 a .95
Pavimentos de concreto y asfalto	.85 a .90
Pavimentos de piedra, ladrillo o madera en buenas condiciones	.75 a .85
Pavimentos de piedra, ladrillo o madera en malas condiciones	.40 a .70
Calles macadamizadas	.25 a .60
Calles y banquetas de arena	.15 a .30
Calles sin pavimentos, lotes desocupados, etc.	.10 a .30
Parques, canchas, jardines, prados, etc.	.05 a .25
Bosques y tierra cultivada	.01 a .20

2.7.3 Intensidad de lluvia:

Será calculada por la fórmula: $i = \frac{a}{t + b}$

En la cual: i = intensidad de lluvia promedio sobre el área drenada.

t = tiempo de concentración (minutos).

a y b = constantes que dependen de la localidad y de la frecuencia de tormenta para la cual se diseñe, de acuerdo con la tabla siguiente.

	2 años	5 años	10 años	20 años
Ciudad de Guatemala	$\frac{2838}{t+18}$	$\frac{3706}{t+22}$	$\frac{4204}{t+23}$	$\frac{4604}{t+24}$
Bananera, Izabal	$\frac{577.15}{t+48.98}$	$\frac{7103.95}{t+53.80}$	$\frac{7961.65}{t+56.63}$	$\frac{8667.77}{t+58.43}$
Labor Ovalle, Quezaltenango	$\frac{977.7}{t+3.80}$	$\frac{1128.5}{t+.3.24}$	$\frac{1323.5}{t+3.48}$	
El Pito Chocolá, Suchitupéquez	$\frac{11033.6}{t+101.10}$	$\frac{11618.7}{t+92.19}$	$\frac{13455.2}{t+104.14}$	
La Fragua, Zacapa	$\frac{3700.5}{t+50.69}$	$\frac{3990.5}{t+41.75}$	$\frac{4049.0}{t+37.14}$	

2.7.4 Tiempo de concentración:

El tiempo de concentración en minutos, se rá determinado así:

2.7.4.1 En tramos iniciales, el tiempo de concentración será igual al tiempo de entrada y se estimará en 12'.

2.7.4.2 En tramos consecutivos, el tiempo de concentración se estimará por la fórmula siguiente:

$$t_n = t_{n-1} + L/60V_{n-1}$$

En la cual:

t_n = tiempo de concentración hasta el tramo considerado (min)

t_{n-1} = tiempo de concentración hasta el tramo anterior (min)

L = longitud del tramo anterior
 V_{n-1} = velocidad a sección llena en el tramo anterior (m/seg).

2.7.4.3 Cuando en un punto sean concurrentes dos o más ramales, t_{n-1} se tomará igual al del tramo que tenga mayor tiempo de concentración.

2.7.5 Area Tributaria:

La determinación del área tributaria a un tramo se hará sumando el área del tramo considerado con las áreas tributarias de los tramos anteriores.

En ramales iniciales deberá tomarse en cuenta la posibilidad de que tengan que agregarse áreas sub-urbanas o no urbanizadas que contribuyan al sistema con aguas superficiales.

Como puede verse, las principales variantes en la aplicación del Método Racional, en nuestro medio, son las siguientes:

- a.- El tiempo de entrada, lo estima la Municipalidad de Guatemala en relación a las pendientes que se presentan y al porcentaje de impermeabilidad, variando entre 4 min. y 20 min., mientras que la DGOP lo estima constante e igual a 12 min. Esto es debido a que en la ciudad capital existe mayor facilidad para conocer las características locales, por presentarse una forma más homogénea, relativamente, de urbaniz

zación y construcción, mientras que en las localidades del interior estas son muy variables, por lo que su evaluación presenta mayores dificultades y por lo tanto se hacen estimaciones muy generalizadas.

- b.- Otra diferencia muy importante es la relativa a la frecuencia de ocurrimiento de la lluvia crítica que estiman estas instituciones para sus diseños. La Municipalidad capitalina diseña sus sistemas para una intensidad de lluvia, que en promedio sea igualada o excedida una vez cada 20 años y la DGOP para una vez cada 5 años usualmente. Esta diferencia se debe al grado de protección que desean dar los diseñadores a la localidad, y es por esta razón que los sistemas de la capital se diseñan, para que en promedio fallen con menor frecuencia que los de cualquier lugar de la república.
- c.- Por la poca información pluviográfica con que cuenta el país, la DGOP se ve obligada a emplear datos de otros lugares para el diseño de drenajes pluviales de localidades que no cuentan con este tipo de información. Se tienen únicamente curvas intensidad-tiempo, desarrolladas por algunos ingenieros en sus trabajos de tesis. En cambio la Municipalidad de Guatemala cuenta con registros pluviográficos extensos y con curvas elaboradas en base a ellos, con lo cual puede tener un grado de mayor confiabilidad en los resultados obtenidos en sus diseños.

Puede verse entonces, que las variantes que se presentan en la aplicación de este método, en nuestro medio, se deben principalmente a la abundancia de datos con que cuenta la capital de la república y a la escasez de los mismos que se presenta en el resto del país.

1.4.- APLICACION PRACTICA DEL METODO RACIONAL EN EL DISEÑO DE UN ALCANTARILLADO DE TORMENTA:

Con el objeto de tener un punto práctico de comparación entre las aplicaciones del método racional y del gráfico, para poder estudiarlos más objetivamente, se decidió diseñar el sistema de drenajes pluviales para una localidad del interior de la república, escogiéndose una sección del barrio La Democracia de la ciudad de Quezaltenango y basándose en las normas de diseño de la - DGOP. Se seleccionó este lugar por contar con un registro pluviográfico relativamente extenso, de 9 años, y con curvas ya elaboradas de intensidad-tiempo, para frecuencias de ocurrencia de 2,5 y 10 años (tesis del Ing. Luis E. García), correspondientes a la estación Labor Ovalle, que está a inmediaciones de la ciudad de Quezaltenango.

Estación: Labor Ovalle

Municipio: Olinstepeque

Departamento: Quezaltenango

Altura SNM: 2407 m

Lat. 14°51' N; Long. 91°30' W

Marca del pluviógrafo: Wilh Lambrecht Göttingen (Alemania)

Tipo del registro: mensual

Institución a cargo: O.N.M.

Período estudiado: 1956-1964 (9 años)

Nota: El registro se discontinuó desde 1965. Durante los años de registro, este pluviógrafo solamente cubrió de mayo a octubre de cada año, que es en la época que se considera que se presentan las mayores lluvias.

1.4.1. PASOS SEGUIDOS EN EL DISEÑO:

1.4.1.1.- Con auxilio del plano topográfico y del de densidad de población, se estimó la forma de lared de colectores.

1.4.1.2.- En base al plano topográfico se determinaron las áreas tributarias a cada tramo del sistema.

1.4.1.3.- En base a las condiciones locales, se estimó un coeficiente de escorrentía constante para toda el área drenada, igual a 0.30.

1.4.1.4.- Se determinó el caudal unitario, en relación a la ecuación de intensidad de lluvia mencionada en 1.3.2., para una frecuencia de ocurrimiento de 5 años.

$$i = \frac{1128.5}{t + 3.24} \text{ mm/hr} \quad (t, \text{ en minutos})$$

Convirtiendo esta intensidad a caudal:

$$q = \frac{1128.5 \times 2.78}{t + 3.24} = \frac{3137.23}{t + 3.24} \text{ lts/seg/Ha}$$

Siendo 2.78 el factor de conversión de mm/hr a lts/seg/Ha.

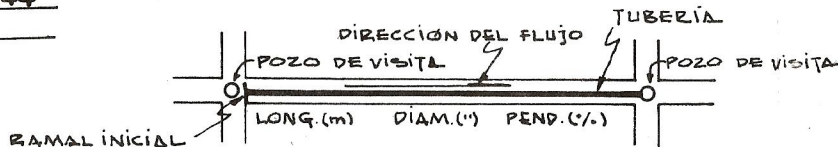
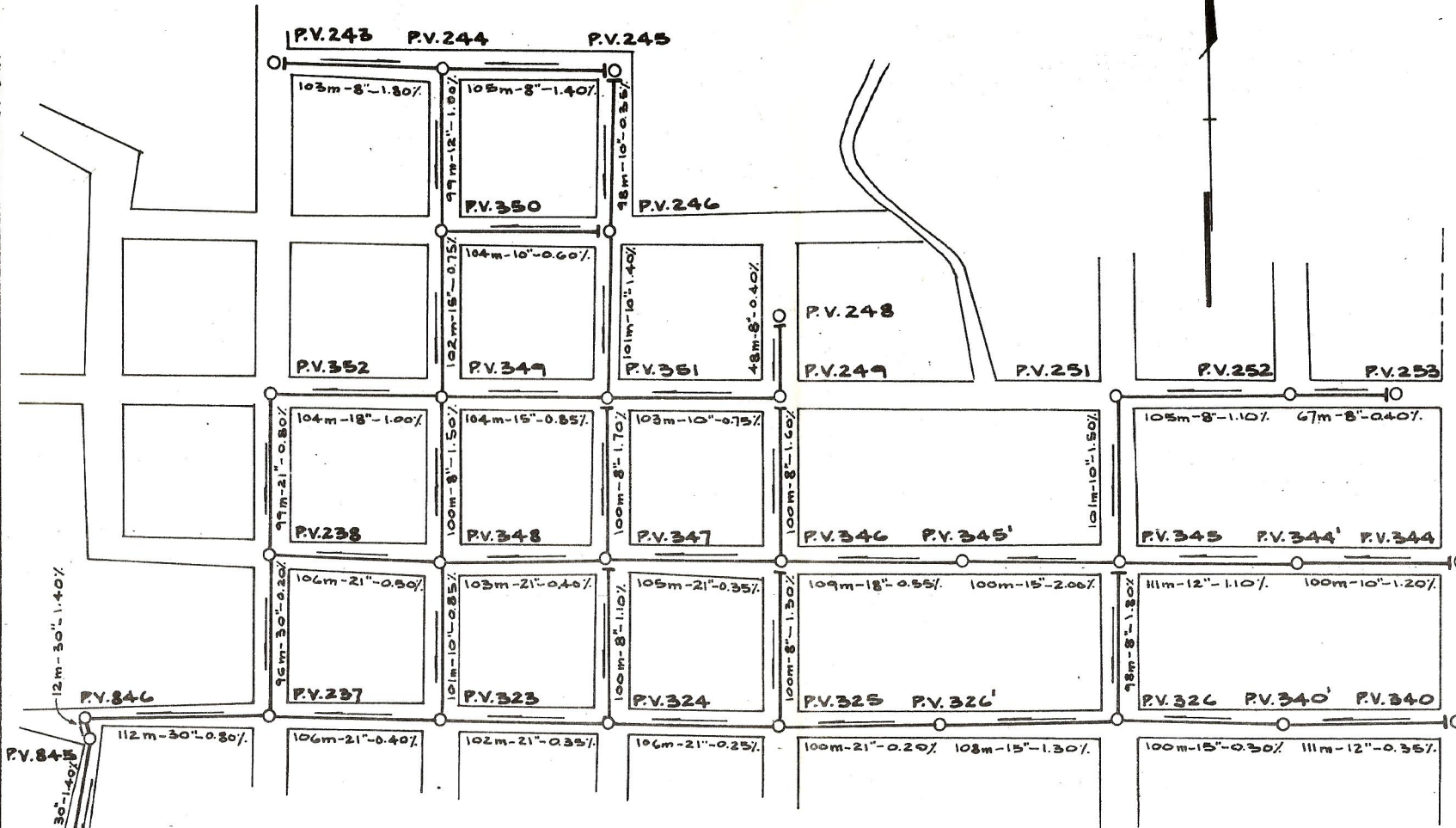
1.4.1.5.- Siguiendo las normas de diseño de la DGOP, se estimó un tiempo de entrada, para los tramos iniciales, de 12 min.

1.4.1.6.- Luego de efectuar los cálculos y estimaciones anteriores, se procedió a elaborar las hojas de cálculo ad juntas.

CÁLCULO DE LA CANTIDAD DE TUBERÍA (MÉTODO RACIONAL)

CALIDAD: "PROTECCIÓN" MUNICIPIO: QUEZALTENANGO DEPTO: QUEZALTENANGO CÁLCULO: H. Boccialetti
 FECHA: Oct. 1968

NOMBRE DE LA CALLE	TUBERÍA		CAUDAL PLUVIAL										TUBERÍA				ZANJEO			OBSERVACIONES					
	DE RV.	A RV.	COTA		LONGITUD (m)	PENDIENTE	ÁREA TRIP.		TIEMPO CONCENTRAC.	TIEMPO ESCURRIMTO.	COEF.	ESCORRIZAT.	INTENSIDAD (litros/m ² /seg)	Caudal (litros/seg)	PENDIENTE (%)	COTA INVERI.		DIÁMETRO (mm)	VELOCIDAD TUBO LLENO (m/seg)		VELOCIDAD REAL (m/seg)	CAPACIDAD (litros)	PROFUND.		EXCAVACION (m)
			AL PRINCIPIO	AL FINAL			AL PRINCIPIO	AL FINAL								AL PRINCIPIO	AL FINAL								
252	252	47.25	47.24	67	0.02	.26	0.26	12	1.93	0.30		20585	16	0.40	45.83	45.56	8	0.58	19	1.42	1.68	64	La topografía fue		
252	251	47.24	45.78	105	1.39	.26	0.52	13.93	1.82	"		182.72	29	1.10	45.53	44.37	8	0.96	31	1.71	1.41	102	tomada de los cálcu-		
251	345	45.78	44.33	101	1.43	.50	1.02	15.75	1.29	"		165.20	51	1.50	44.30	42.78	10	1.30	66	1.48	1.54	101	los de la D.G.O.P.		
344	344	45.93	44.73	100	1.20	.80	0.80	12	1.44	"		20585	50	1.20	44.43	43.25	10	1.16	59	1.48	1.48	98			
344	345	44.73	44.33	111	0.36	.80	1.60	13.44	1.47	"		188.08	91	1.10	43.20	41.98	12	1.21	92	1.53	2.35	155			
345	345	44.33	41.49	100	2.84	.77	3.39	17.04	0.85	"		154.70	158	2.00	41.91	39.91	15	1.97	224	2.42	1.53	156			
345	346	41.49	43.18	109	1.55	.80	4.19	17.89	1.57	"		148.47	187	0.55	39.79	39.19	18	1.16	190	1.70	3.99	267			
249	346	44.79	43.18	100	1.61	.50	0.50	12	1.44	"		20585	31	1.40	43.87	41.77	8	1.16	37	1.42	1.41	87			
346	347	43.18	42.33	105	0.81	.52	5.21	19.46	1.70	"		138.20	216	0.35	39.11	38.74	21	1.03	230	4.07	3.59	378			
351	347	44.05	42.33	100	1.72	.52	0.52	12	1.40	"		20585	32	1.70	42.63	40.93	8	1.19	39	1.42	1.40	86			
347	348	42.33	41.53	103	0.78	.51	6.24	21.16	1.56	"		128.58	241	0.40	38.71	38.30	21	1.10	246	3.62	3.23	332			
349	348	43.08	41.53	100	1.50	.52	0.52	12	1.49	"		20585	32	1.50	41.61	40.11	8	1.12	36	1.42	1.42	87			
348	238	41.53	40.75	106	0.75	.53	7.29	22.72	1.44	"		120.85	265	0.50	38.27	37.74	21	1.23	275	3.26	3.01	313			
245	244	45.78	44.24	105	1.42	.52	0.52	12	1.62	"		20585	32	1.40	44.36	42.89	8	1.08	35	1.42	1.40	90			
243	244	46.11	44.29	103	1.77	.52	0.52	12	1.40	"		20585	32	1.80	44.69	42.84	8	1.23	40	1.42	1.43	90			
244	350	44.29	45.42	99	1.14	.50	1.54	13.62	1.37	"		186.08	86	1.00	42.74	41.75	12	1.20	87	1.55	3.67	183			
246	350	46.08	45.42	104	0.63	.51	0.51	12	2.11	"		20585	31	0.60	44.60	43.98	10	0.82	42	1.48	1.44	100			
350	349	45.42	43.03	102	2.34	.54	2.59	14.99	1.42	"		172.09	134	0.75	41.68	40.92	15	1.20	137	3.74	2.11	232			
245	246	45.78	46.08	98	0.31	.50	0.50	12	2.59	"		20585	31	0.35	44.80	43.96	10	0.63	32	1.48	2.12	116			
246	351	46.08	44.05	101	2.00	.50	1.00	14.69	1.34	"		175.93	53	1.40	43.93	42.50	10	1.26	64	2.18	1.53	123			
248	249	44.89	44.79	48	0.21	.30	0.30	12	1.38	"		20585	19	0.40	43.47	43.28	8	0.58	19	1.42	1.51	43			
249	351	44.79	44.05	103	0.72	.51	0.81	13.38	1.87	"		188.76	46	0.75	43.12	42.35	10	0.92	47	1.67	1.70	114			
351	349	44.05	43.03	104	0.98	.57	2.33	15.93	1.35	"		163.65	115	0.85	42.25	41.37	15	1.28	146	1.80	1.66	140			
349	352	43.03	42.17	104	0.83	.51	5.43	17.23	1.10	"		152.89	249	1.00	40.84	39.80	18	1.57	258	2.19	2.37	204			
352	238	42.17	40.75	99	1.43	.52	5.95	18.38	1.06	"		145.11	259	0.80	39.72	38.93	21	1.56	348	2.45	1.82	203			
238	237	40.75	39.64	96	1.16	.52	13.76	24.16	1.40	"		114.50	473	0.20	37.51	37.32	30	1.14	519	3.24	2.32	312			
340	340	42.94	42.62	111	0.29	.80	0.80	12	2.61	"		20585	50	0.35	41.41	41.02	12	0.71	52	1.53	1.60	123			
340	326	42.62	42.56	100	0.06	.80	1.60	14.61	2.19	"		175.76	83	0.30	40.95	40.63	15	0.76	87	1.67	1.91	140			
348	326	44.33	42.56	98	1.81	.49	0.49	12	1.33	"		20585	31	1.80	42.91	41.18	8	1.23	40	1.42	1.41	85			
326	326	42.56	40.96	108	1.48	.83	2.92	16.80	1.13	"		156.55	137	1.30	40.62	39.22	15	1.59	181	1.94	1.14	153			
326	325	40.96	41.92	100	0.96	.80	3.72	17.93	2.14	"		148.19	166	0.20	39.06	38.86	21	0.78	173	1.90	3.06	233			
346	325	43.18	41.92	100	1.26	.51	0.51	12	1.60	"		20585	32	1.30	41.76	40.46	8	1.04	24	1.42	1.46	88			
325	324	41.92	41.46	106	0.43	.53	4.76	20.07	2.03	"		134.59	193	0.25	38.83	38.57	21	0.87	194	3.09	2.89	298			
347	324	42.33	41.46	100	0.87	.53	0.53	12	1.74	"		20585	33	1.10	40.91	39.81	8	0.96	31	1.42	1.65	93	Recubrimiento mi-		
324	323	41.46	40.67	102	0.77	.51	5.80	22.10	1.65	"		123.81	216	0.35	38.34	38.11	21	1.05	250	2.92	2.49	259	nimo = 1.20 m.		
348	323	41.53	40.67	101	0.85	.52	1.52	12	1.72	"		20585	32	0.85	40.05	39.11	10	0.98	50	1.48	1.48	98	TUBERÍA:		
323	237	40.67	39.04	106	0.97	.53	1.85	23.75	1.61	"		116.24	239	0.40	38.15	37.74	21	1.10	246	2.52	1.91	220	8" - 1026 m		
237	346	39.64	38.41	112	1.10	.60	21.21	25.54	0.82	"		108.93	694	0.80	37.29	36.39	30	2.23	1088	2.35	2.02	285	10" - 708 m		
346	345	38.41	38.20	12	1.75	.07	21.28	26.38	0.07	"		105.92	677	1.40	36.35	36.11	30	3.01	1373	2.06	2.02	28	12" - 321 m		
345	344	38.20	36.42	88	2.02	.60	21.88	26.45	0.49	"		105.67	694	1.40	35.63	34.40	30	3.01	1373	2.57	2.02	236	15" - 514 m		
																								18" - 213 m	
																									21" - 827 m
																									30" - 303 m
																									EXCAVACION:
																									6515 m ³



MÉTODO RACIONAL

ALCANTARILLADO DE TORMENTA

BARRIO "LA DEMOCRACIA"

QUEZALTENANGO

RED GENERAL

NOTA: LA TOPOGRAFÍA SE CALCO DEL PLANO ORIGINAL DE LA D.G.O.P.

ESCALA 1:4000 DISEÑO: H. BOCALETTI
 FECHA: OCT. 1968 DIBUJO: H. BOCALETTI

CAPITULO II

CAPITULO 2

EL METODO GRAFICO COMO UNA ALTERNATIVA PARA EL DISEÑO

2.1.- INTRODUCCION

Este método, como se presenta, fue desarrollado en Alemania por el Ing. Hauff, y ha sido en ese país donde más aceptación ha tenido pues se ha aplicado con éxito por más de 50 años.

Al tener estas referencias, pueden surgir especulaciones en relación a las ventajas que pueda presentar, por lo que, como se mencionó anteriormente, se analizará tomando en cuenta todos sus aspectos, teóricos y prácticos.

Es de hacer notar en una forma introductoria, las ventajas que la literatura le atribuye a este método sobre el racional, pudiéndose resumir en la forma siguiente:

- a.- Por su elaboración gráfica, permite al diseñador una visión más amplia del trabajo y por lo tanto una determinación más exacta de los caudales máximos que se presentarán en cada tramo del sistema, a la vez que facilita el conocimiento exacto del funcionamiento de cualquier tramo del mismo en relación al tiempo, fase del diseño imposible de efectuar por medio del Método Racional.
- b.- La segunda ventaja, la más importante, se refiere a la determinación de la frecuencia de sobrecarga del sistema, la cual puede llevarse a cabo en una for-

ma más exacta que en el Método Racional. Este aspecto es de suma importancia, pues si resultara ser cierto, se derrumbarían los criterios existentes, hasta el momento, en relación a las fallas de los sistemas.

Entonces, analizando detenidamente este nuevo método, trataremos de justificar si en realidad estas ventajas pueden inclinarnos hacia la adopción del mismo o a considerarlo como una alternativa para este tipo de diseños.

2.2.- FUNDAMENTOS TEORICOS DEL METODO GRAFICO

Este método, desarrollado por Houff, se basa también en la fórmula racional, por medio de la cual transforma la precipitación en escorrentía:

$$Q = ciA$$

Q = caudal máximo
 c = coeficiente de escorrentía
 i = intensidad máxima de lluvia para una frecuencia de ocurrencia dada.
 A = área a drenar.

Se basa este método en la consideración de tres posibilidades para determinar el flujo en un punto (D) de un drenaje:

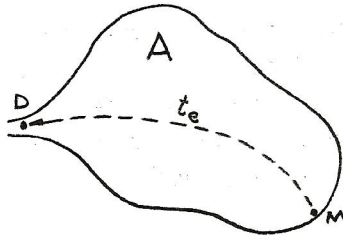


FIGURA-3

Si t_e es el tiempo de escurrimiento del caudal - desde el punto M al D , y t_d es el tiempo de duración de la lluvia, las posibilidades son:

$$t_d \geq t_e$$

Si $t_d \geq t_e$, el caudal en D será $Q = ciA$, pues toda el área estará contribuyendo durante cierto tiempo hacia el punto considerado.

Si $t_d < t_e$, no se acumulan en el punto D los caudales de toda el área, debido a que la lluvia cesa antes de que el flujo de los puntos más lejanos lleguen a él. ($Q < ciA$).

Por medio del método gráfico es posible considerar esta reducción, la cual no se toma en cuenta en otros métodos.

2.2.1. INTENSIDAD DE LLUVIA Y FRECUENCIA

El cálculo de las intensidades de lluvia se lleva a cabo con auxilio de la misma fórmula que en el método racional: $i = a / t + b$, pero con las siguientes variaciones: t no se toma como el tiempo de concentración, sino como el tiempo de duración de la lluvia crítica, que para terrenos montañosos se estima en 5 min y para terreno plano 10 min. Considerándose que una lluvia de duración menor a estos valores no es crítica, debido a que no provoca caudales máximos por las pérdidas que ocurren siempre en el período inicial de una lluvia y a la limitada capacidad de las entradas al sistema.

Según Hauff, al estimar un tiempo de entrada se comete un gran error y trata de demostrarlo consideran-

do la instalación de un mayor número de tragantes en un sistema, lo cual reduciría el tiempo de entrada, aumentándose así los caudales. Parece ilógico este crecimiento de los caudales, si se piensa que el sistema debería estar, en ambos casos, diseñado para desalojar la misma cantidad de agua. Pero lo que en realidad sucede es que al aumentar el número de tragantes, el sistema tendrá mayor capacidad para absorber la escorrentía, reduciéndose en esta forma las pérdidas mencionadas anteriormente y entrando el agua con mayor facilidad y rapidez al sistema. Lo cual nos indica que deberá diseñarse con una capacidad mayor que el sistema con menor número de tragantes.

Según el mismo autor, los caudales calculados por el método racional son mayores que los reales, debido a que este método es hidráulicamente incorrecto. Lo referente a los caudales es cierto, pero es un resultado de ciertas circunstancias, como son: (a) La tormenta que provoca el caudal observado es de menor intensidad que la máxima estimada, aunque en opinión del observador ésta sea muy intensa; (b) Puede ser una lluvia que no cubra toda el área drenada, con lo cual los caudales nunca serán iguales a los calculados; (c) En ciertos casos, debido a lo accidentado del terreno, la tubería se coloca con una pendiente mayor a la requerida, teniendo entonces una capacidad mucho mayor que la necesaria para evacuar los caudales máximos; (d) Puede ser que el coeficiente de escorrentía se haya estimado tomando en cuenta el aumento de la impermeabilidad en el futuro, por lo que en el presente los caudales que se presentan son menores que los calculados.

Se menciona en la literatura, que el mayor error en que incurren los diseñadores es en la estimación de que

los caudales máximos tienen la misma frecuencia que la intensidad máxima adoptada. Lo cual se considera incorrecto, pues como se indica más adelante, en el ejemplo práctico, la frecuencia de ocurrencio de los caudales máximos es mayor que la de la intensidad adoptada para el diseño. Este es un factor muy discutible y se aclarará al final de este capítulo.

2.2.2. ESCORRENTIA

En este método se representa gráficamente la variación de la escorrentía en relación al tiempo, siendo ésta la base del método.

Los principios de esta representación en su forma más simple se ilustran en la figura 4.

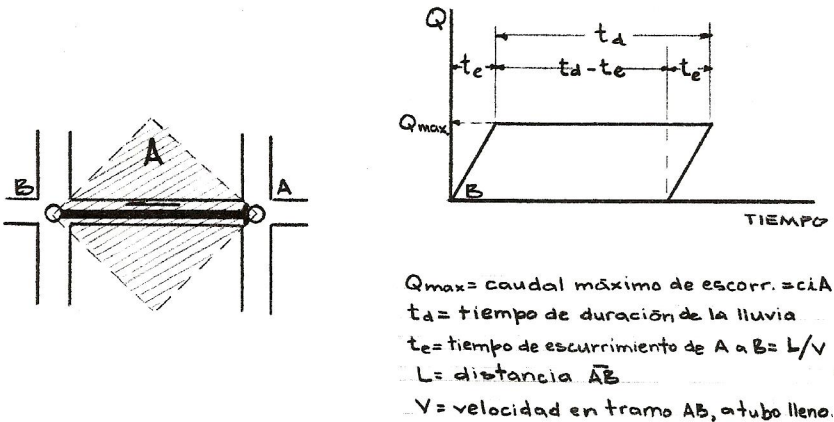


FIGURA-4

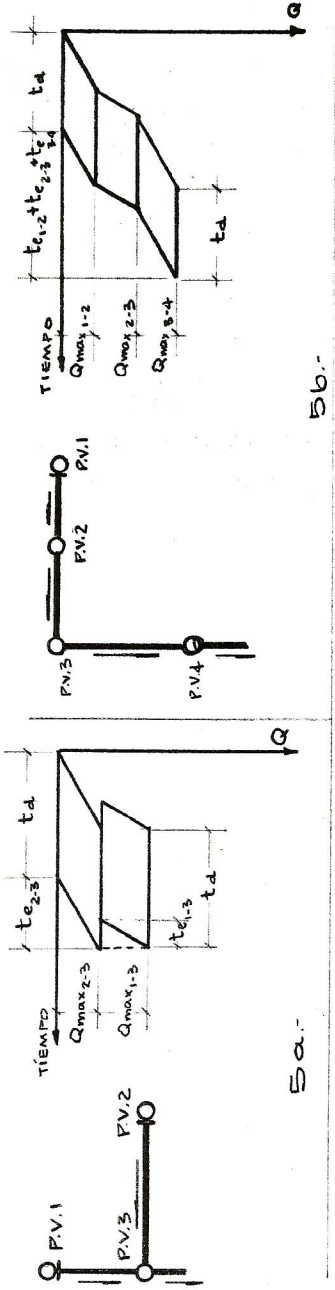
La variación de la escorrentía en relación al tiempo se representa como un paralelogramo, en el cual el aumento del caudal se estima en forma lineal, desde el momento en que se inicia la lluvia hasta que se llega a $\overline{t_e}$

ner el caudal máximo; o sea cuando ha transcurrido un tiempo igual al de escurrimiento. Luego el caudal permanece constante por un período igual a la diferencia entre el tiempo de duración de la lluvia y el tiempo de escurrimiento en el tramo considerado, para luego decrecer hasta ser nulo en el momento en que la última parte del agua precipitada en A llega a B. (Fig. 4)

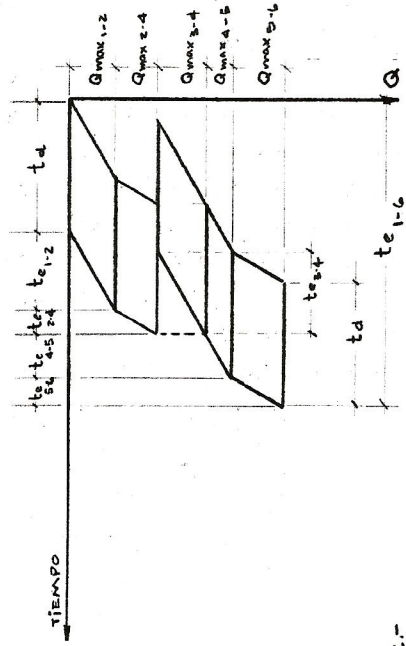
En realidad esta representación no es más que una simplificación de la variación ilustrada en el Capítulo 1.1.2.1. Fig. 2.

Una estimación muy importante es la que se hace en relación a la velocidad de escurrimiento, la cual se mantiene constante para variaciones de intensidad o duración de la lluvia.

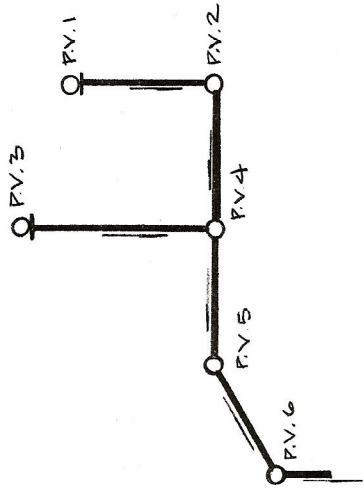
En la figura 5 se ilustra la representación gráfica de la variación del caudal en casos más complejos que el ilustrado anteriormente.



5a.-



5b.-



5c.-

FIGURA-5

Para ramales que descargan en un mismo pozo de visita, figura 5a, los puntos iniciales del tiempo de escurrimiento se plotean uno bajo el otro, siempre colocando el tramo de mayor tiempo de escurrimiento sobre el de menor tiempo; mientras que en tramos sucesivos los tiempos se suman, figura 5b. En el caso que se presenten los dos casos anteriores en forma combinada, el gráfico se elabora como se ilustra en la figura 5c.

En la figura 6 se representa la variación de los caudales en el tiempo, de un sistema sencillo de drenaje.

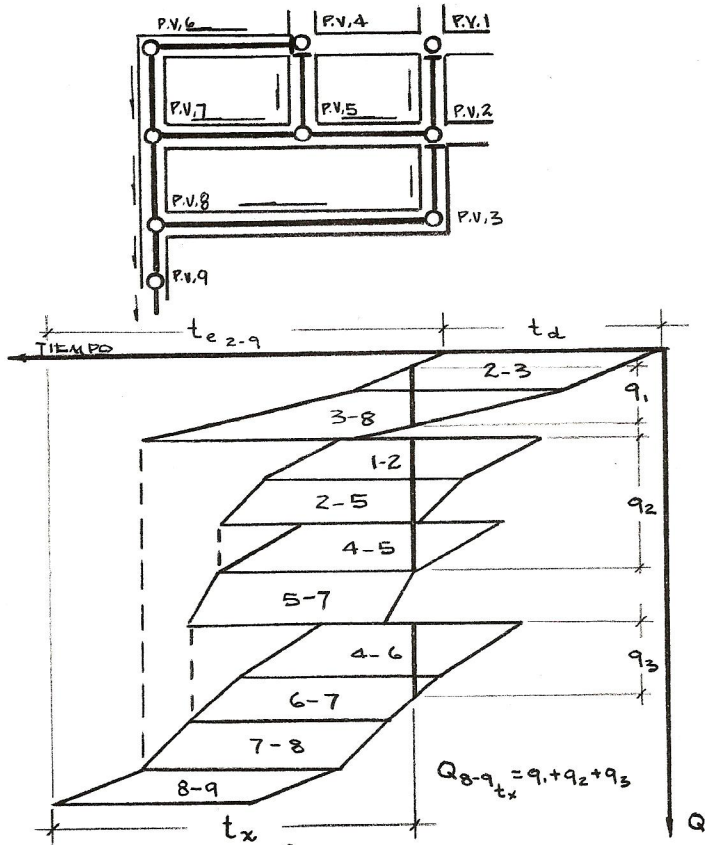
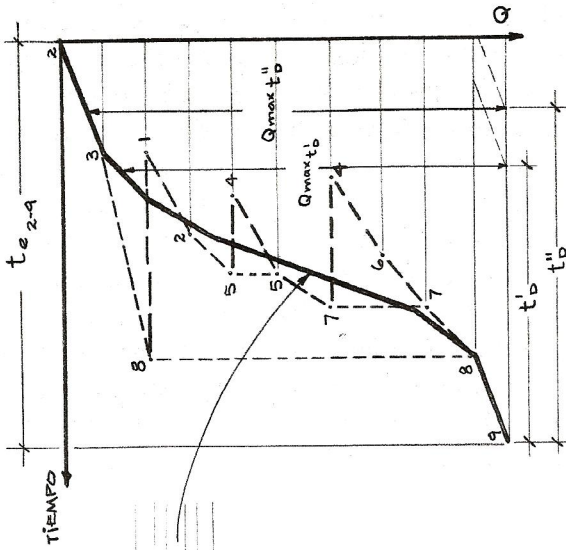


FIGURA-6

El caudal en un tramo cualquiera, x minutos después de iniciarse la lluvia, es igual a la suma de las ordenadas parciales correspondientes a ese tiempo. Puede notarse entonces que, para ciertos tiempos, el caudal que se acumula no es el total de los caudales máximos de cada tramo, pues existe una reducción provocada por el desfase existente entre los tiempos de escurrimiento. Esta reducción de caudal es imposible calcularla por medio del método racional, mientras que en forma gráfica puede determinarse con relativa facilidad. (Ver ejemplo en fig. 6).

Mientras que el tiempo de escurrimiento sea menor o igual al de duración de la lluvia, el caudal máximo será igual al total de los caudales parciales, pero si es mayor, el caudal máximo se originará de una lluvia cuya duración puede variar entre la duración de la lluvia crítica (5-10 min.) y el tiempo de escurrimiento. Por lo que deben considerarse todas las lluvias cuya duración esté entre estos límites, para lo que bastará con dibujar solamente un lado de los paralelogramos, pues el otro será variable (fig. 7). Este gráfico nos dará los caudales máximos que puedan producir lluvias de diferente duración, pudiendo entonces plotearse la Curva de Escorrentía, que nos dará la variación de los caudales máximos en relación al tiempo de duración de las lluvias.



CURVA DE
ESCORRENTIA
DEL TRAMO 8-9

t_e = tiempo de escurrimiento
 t_b = " " duracion lluvia

FIGURA-7

La curva de escorrentia nos da la variación de los caudales máximos en función del tiempo, pero no está involucrado en ella el decremento de la intensidad debido al incremento en la duración de la lluvia, por lo que se hace necesaria una corrección a los caudales obtenidos, la cual se verifica por medio del Diagrama de Lluvia. El cual no es más que un diagrama que nos da los valores reales de los caudales, en función del tiempo de duración de la lluvia.

El Diagrama de Lluvia se construye de la forma siguiente: Se parte de la ecuación intensidad-tiempo adoptada, y en la abscisa correspondiente a la duración crítica de la lluvia (5-10 min.), se plotean los caudales a la misma escala usada en la curva de escorrentia, mientras que para otras duraciones las escalas de los caudales se aumentan en forma inversamente proporcional a las respectivas intensidades. La escala del tiempo se conserva igual a la empleada en la curva de escorrentia. Las líneas divergentes de este diagrama dividen a las ordenadas en correspondientes valores de escorrentia, como se indica en la figura 8.

Para ampliar esta explicación puede verse la obtención del Diagrama de Lluvia del ejemplo práctico, en 2.4.4.

DIAGRAMA DE LLUVIA

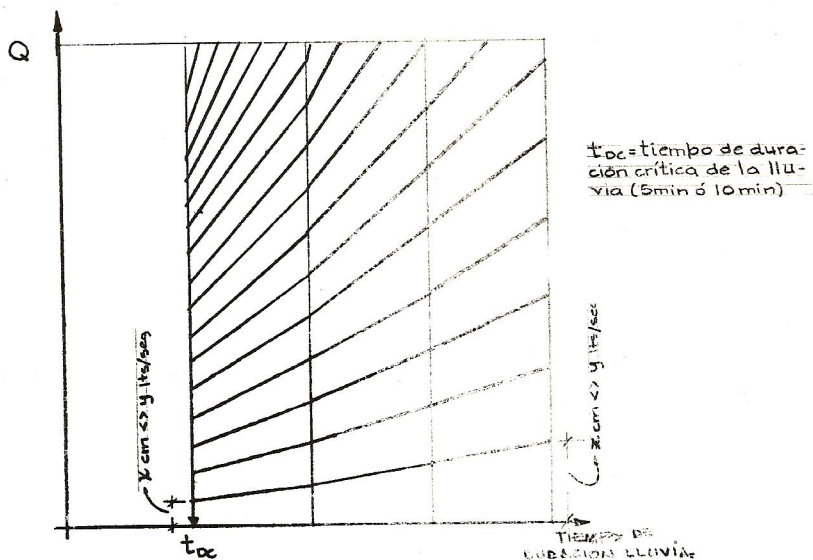
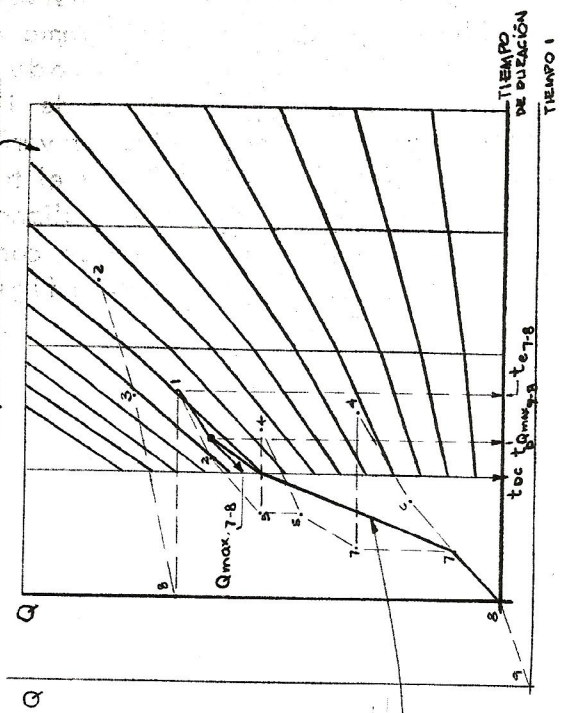


FIGURA - 8

Para obtener el caudal máximo en cada tramo, cuyo tiempo de escurrimiento sea mayor al de la duración crítica de la lluvia, bastará superponer el diagrama de lluvia sobre la curva de escurrimiento, haciendo coincidir el origen de la primera con el inicio del escurrimiento del tramo considerado, manteniendo los ejes de ambos gráficos perfectamente paralelos. El caudal máximo corregido se encuentra en el punto más alto de la curva de escurrimiento sobre el diagrama de lluvia, figura 9.

En los tramos cuyo tiempo de escurrimiento sea menor o igual al tiempo de duración de la lluvia crítica, no es necesario el uso del diagrama de lluvia, pues los caudales máximos se pueden obtener por simple acumulación de los caudales máximos parciales.

DIAGRAMA DE LLUVIA



DETERMINACIÓN DEL CAUDAL
MAXIMO DEL TRAMO 7-8, CUYO
TIEMPO DE ESCURRIMIENTO ES
MAJOR QUE EL DE LA DURACION
CRITICA DE LA LLUVIA ($t_{e-7-8} > t_{0c}$).
PUEDA VERSE QUE ESTESE PRE-
SENTA BAJO UNA LLUVIA DE DURA-
LION MENOR QUE EL TIEMPO DE ES-
CURRIMIENTO ($t_{0max. 7-8} < t_{e-7-8}$)

CURVA DE ESCORRENTIA DEL
TRAMO 7-8

FIGURA-9

En ciertos casos especiales, puede necesitarse conocer el funcionamiento de un tramo del sistema bajo las condiciones críticas. Si ya se tiene diseñado el tramo, bastará entonces determinar con auxilio del diagrama de lluvia el tiempo de duración de la lluvia que produce el caudal máximo y con este trazar el diagrama de los paralelogramos. Este diagrama nos da entonces la variación de los caudales en función del tiempo para el tramo considerado. Una forma más objetiva de visualizar esta variación es la Curva de Descarga, la cual se construye en forma similar a la Curva de Escorrentía, figura 10.

CURVA DE DESCARGA

DEL TRAMO 8-9 PARA
UNA DURACION DE LA LLUVIA = t_D

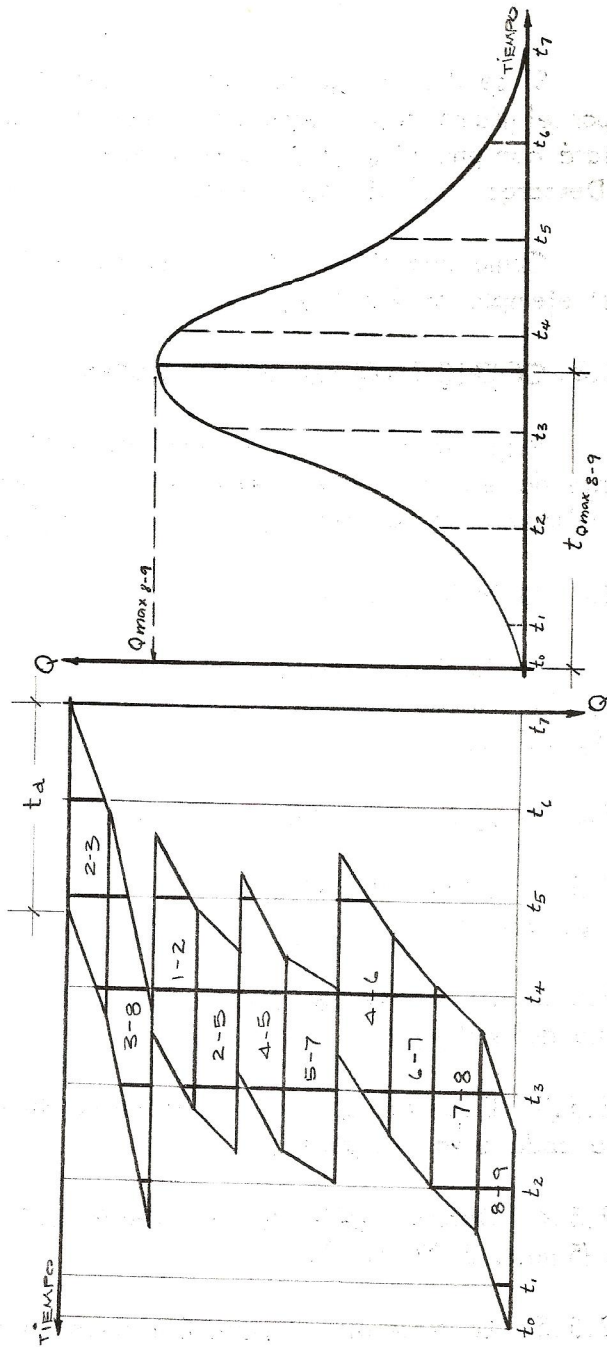


FIGURA-10

Si se deseara conocer el volúmen de agua que pasa por el tramo considerado, al ocurrir la lluvia crítica, bastará con encontrar el área encerrada entre la Curva de Descarga y el eje del tiempo.

Como una ampliación a esta explicación puede verse el ejemplo en 2.4.5.2.

2.2.3. COEFICIENTE DE ESCORRENTIA

Para efectuar una correcta estimación del coeficiente de escorrentía es necesario tomar en consideración los mismos aspectos mencionados en el Capítulo 1, 1.2.2.

2.2.4. AREA A DRENAR

En la determinación del área a drenar se deben hacer las mismas consideraciones expuestas en el Capítulo 1, 1.2.4.-

2.2.5. PASOS A SEGUIR EN EL METODO GRAFICO

2.2.5.1. Estimación más conveniente de la forma de la red de colectores.

2.2.5.2. Determinación de las áreas tributarias a cada tramo del sistema.

2.2.5.3. Determinación del coeficiente de escorrentía para cada área tributaria.

2.2.5.4. Determinación de la duración crítica de la lluvia (5 min. ó 10 min.).

2.2.5.5. La frecuencia permisible de sobrecarga se deter

mina basándose en una estimación de que los daños ocasionados al fallar el sistema se vean compensados por el bajo costo del proyecto. Para sistemas exclusivamente pluviales se acepta una frecuencia de sobrecarga de 1 vez por año en promedio, y para sistemas combinados de una vez cada 2 a 4 años. Estos límites pueden variar según el criterio del diseñador, atendiendo a la importancia de las ciudades, los daños posibles, etc.

Las frecuencias permisibles mencionadas en el párrafo anterior, son las que da la literatura al emplear el Método Gráfico.

2.2.5.6. Conociendo ya la frecuencia de ocurrencia de la intensidad máxima a considerar, se adapta una fórmula matemática a los datos pluviográficos disponibles, para así tener una representación de la variación de la intensidad en relación al tiempo de duración de la lluvia.

2.2.5.7. Al mismo tiempo de elaborar las hojas de cálculo, se traza el diagrama que nos da el comportamiento de los caudales en el tiempo. (Fig. 7).

2.2.5.8. Mientras se haga necesario, se traza la o las curvas de escurrimiento en base al gráfico del paso anterior. (Fig. 7).

2.2.5.9. Cuando se llega a un punto donde el tiempo de escurrimiento sobrepasa al de la duración crítica de la lluvia, se hace necesaria la elaboración del Diagrama de Lluvia. (Fig. 8). Este se basa en la fórmula encontrada en el paso 2.2.5.6. y nos sirve para corregir el caudal acumulado, el cual está calculado para una intensidad correspondiente a la duración crítica de la llu

via (5-10 min.).

2.2.5.10. Para hacer la corrección del caudal acumulado es necesario conocer la curva de escurrimiento para el tramo considerado. Esta no puede completarse pues no se sabe aun cual será la velocidad de escurrimiento, por lo que se debe estimar ésta, calcular el tiempo de escurrimiento, trazar el diagrama y corregirlo con el diagrama de lluvia, encontrando así el caudal máximo de diseño. Con este caudal se efectúa el diseño hidráulico y se chequea la velocidad obtenida con la estimada.

2.2.5.11. Solo en casos especiales, en que se requiera conocer en una forma más objetiva el funcionamiento de un tramo del sistema, puede elaborarse la Curva de Descarga del mismo, como se indicó en la figura 10.

2.3. FACTIBILIDAD DE LA APLICACION DEL METODO GRAFICO

Hemos estudiado ya las características del método racional y del gráfico en relación a sus fundamentos teóricos, a la información necesaria para su aplicación y al uso que se les ha dado a ambos hasta el momento. Pudiéndose notar que el segundo no es más que una variación del primero, una forma más objetiva de enfocar el problema, con estimaciones que se ajustan más a los hechos que ocurren durante una tormenta.

Uno de los objetivos del presente trabajo, era el estudio del método gráfico con el fin de determinar si en la práctica puede presentarse como una alternativa en el diseño, lo cual podemos decir que es cierto, pues presentan aun ventajas sobre el racional, relacionadas con su mayor exactitud, aunque en su aplicación sea un po-

co más laborioso.

Por lo tanto este método es de tanta o mayor aplicación que el racional, en cualquier parte que se desee diseñar un sistema de drenajes pluviales, siempre y cuando se cuente con la información necesaria para su aplicación, la cual es común para ambos métodos.

2.4.- APLICACION PRACTICA DEL METODO GRAFICO EN EL DISEÑO DE UN ALCANTARILLADO DE TORMENTA

Para contar con un punto objetivo de comparación entre las aplicaciones de los métodos estudiados, se diseñará el mismo sistema considerado en el Capítulo 1.

No se describirán los primeros pasos a seguir en el diseño pues son idénticos a los efectuados en el diseño anterior, por lo que iniciaremos la descripción desde el paso No. 4 (ver Capítulo 2, 2.2.5).

2.4.2. Determinación de la frecuencia de ocurrencia de la intensidad máxima a considerar:

Como se menciona en el Capítulo 2, 2.2.5.4, para sistemas exclusivamente pluviales se acepta una frecuencia de sobrecarga de 1 vez por año en promedio, por lo que será esta frecuencia la que adoptaremos en este diseño.

2.4.2. Determinación de la duración crítica de la lluvia:

Como el área drenada es relativamente plana, se estimará una duración crítica de 10 min.

2.4.3. Obtención de la curva intensidad-tiempo:

Los pasos a seguir son los siguientes:

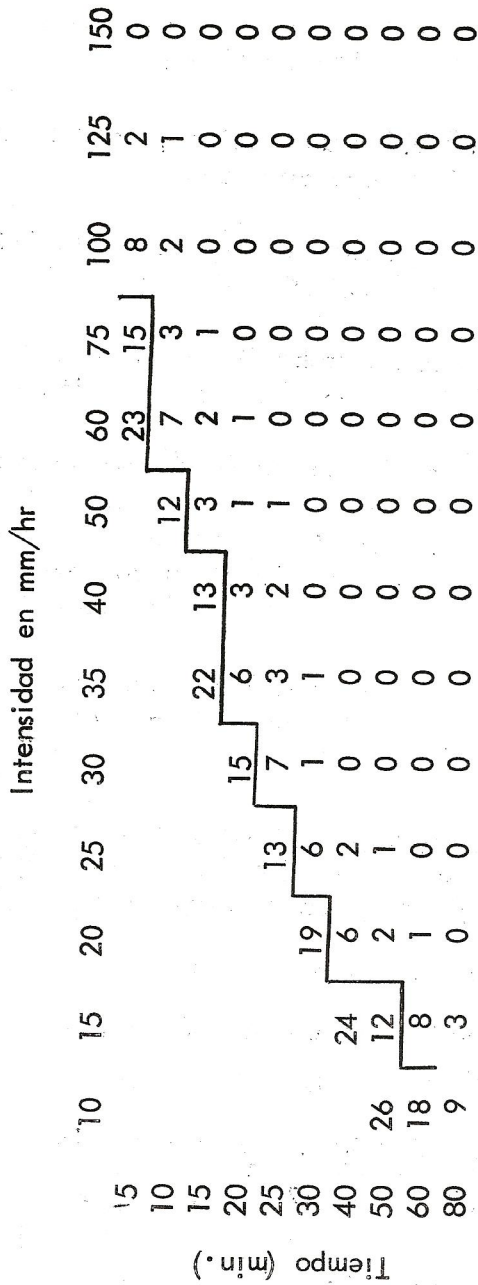
2.4.3.1. Obtención de los registros pluviográficos de la estación considerada (Labor Ovalle, Quezaltenango).

En el presente caso, no se hizo necesaria esta obtención pues los registros fueron interpretados por el Ing. Luis García para su trabajo de tesis, los cuales fueron proporcionados amablemente por el profesional antes mencionado.

Esta interpretación consiste en la determinación de las intensidades de lluvia para períodos de duración de 5, 10, 15, 20, 25, 30, 40, 50, 60, 70, 80, 100, 120 minutos, de las lluvias consideradas como intensas en el período estudiado (9 años).

2.4.3.2. Hacer un recuento del número de tormentas que igualen o excedan intensidades predeterminadas (10, 15, 20, 25, 30, 35, 40, 50, 60, 75, 100, 125, 150 mm/hr) para cada período de duración y elaborar un cuadro como el siguiente:

NUMERO DE LLUVIAS QUE IGUALEN O EXCEDAN LA INTENSIDAD DADA



$$\Delta i = \frac{25 \times 6}{7} = 21.43; \text{ entonces } i = 75 + 21.43 = 96.43 \text{ mm/hr}$$

2.4.3.5. Conociendo los puntos anteriores podemos adaptar a ellos una curva de la forma:

$$i = \frac{A}{t + B}$$

Nota: Ver tesis del Ing. Luis García para estudiar el método a usar en la adaptación de la fórmula antes mencionada.

Cálculo de "A"

t	i	$i_k - i_{k+2}$	$t_{k+2} - t_k$	-di/dt	Log -di/dt	log i
5'	96.43					
10'	56.00	52.43	10	5.2430	0.71958	1.74819
15'	44.00	22.67	10	2.2670	0.35545	1.64345
20'	33.33	15.67	10	1.5670	0.19507	1.52284
25'	28.33	9.48	10	0.9480	-0.02319	1.45225
30'	23.85	9.16	15	0.6107	-0.21417	1.37749
40'	19.17	7.35	20	0.3675	-0.43474	1.27262
50'	16.50	4.67	20	0.2335	-0.63171	1.21748
60'	14.50			$\bar{x} = -0.03371$		10.23432

$$P_{G_y} = -0.03371/7 = -0.004816 \quad P_{G_x} = 10.23432/7 =$$

$$b = P_{G_y} - 2^* \times P_{G_x} = 1.462045$$

de donde $b = -0.004816 - 2 \times 1.462045$

$$b = -2.92891$$

(* = valor obtenido al estimar $n = 1$ en la fórmula

$$i = \frac{A}{(t+B)^n}$$

Luego $A = \text{antilog. } (-b) = 849$

$$\underline{\underline{A = 849}}$$

Cálculo de B:

t	i	A	A/i
5	96.43	849	8.80
10	56.00	"	15.16
15	44.00	"	19.30
20	33.33	"	25.47
25	28.33	"	29.97
30	23.85	"	35.60
40	19.17	"	44.29
50	16.50	"	51.45
60	14.50	"	58.55
<u>255</u>			<u>288.59</u>

$$P_x = 255/9 = 28.33$$

$$P_y = 288.59/9 = 32.07$$

$$B = P_y - P_x$$

$$B = 32.07 - 28.33 = 3.74$$

$$\underline{\underline{B = 3.74}}$$

La ecuación de la curva para una frecuencia de ocurrencia de 1 año será entonces:

$$i = \frac{849}{t + 3.74} \text{ mm/hr}$$

2.4.4. Obtención del diagrama de lluvia:

Como ya se indicó, este diagrama se elabora en

base de la ecuación anteriormente calculada, y con las mismas escalas que la curva de escorrentía para un tiempo de 10 min., mientras que para otras duraciones las escalas deberán ampliarse en forma inversamente proporcional a las intensidades correspondientes.

El caudal precipitado puede fácilmente calcularse si se conoce la fórmula de la intensidad en mm/hr:

$Q = i \times A$ Donde i es la intensidad estimada en mm/hr

A es un área unitaria en Ha.

$$Q = \frac{849}{t + 3.74} \times 2.78 = \frac{2360.22}{t + 3.74} \text{ lts/seg/Ha}$$

Siendo 2.78 el factor de conversión de mm/hr a lts/seg/Ha

Para una duración de 10 min: $Q = 171.78 \text{ lts/seg/Ha}$
Para esta duración se adoptará una escala: $0.5 \text{ cm} \leftrightarrow 20 \text{ lts/seg/Ha}$

Para una duración de 15 min: $Q = 125.95 \text{ lts/seg/Ha}$
Y la escala: $0.5 \text{ cm} \leftrightarrow 20 \times 125.95/171.78 \leftrightarrow 14.66 \text{ lts/seg/Ha}$

Para una duración de 20 min: $Q = 99.42 \text{ lts/seg/Ha}$
Y la escala: $0.5 \text{ cm} \leftrightarrow 20 \times 99.42/171.78 \leftrightarrow 11.58 \text{ lts/seg/Ha}$

La escala del tiempo a adoptar será: $1 \text{ cm} \leftrightarrow 1 \text{ min.}$

El paso siguiente consiste en el trazo de este diagrama con las escalas adoptadas. (Fig. 11).

Es de hacer notar que para cualquier otro diseño, para una frecuencia de un año, se puede emplear el mismo diagrama de precipitación, siempre que la curva de escorrentía se elabore con las escalas adoptadas en este diseño.

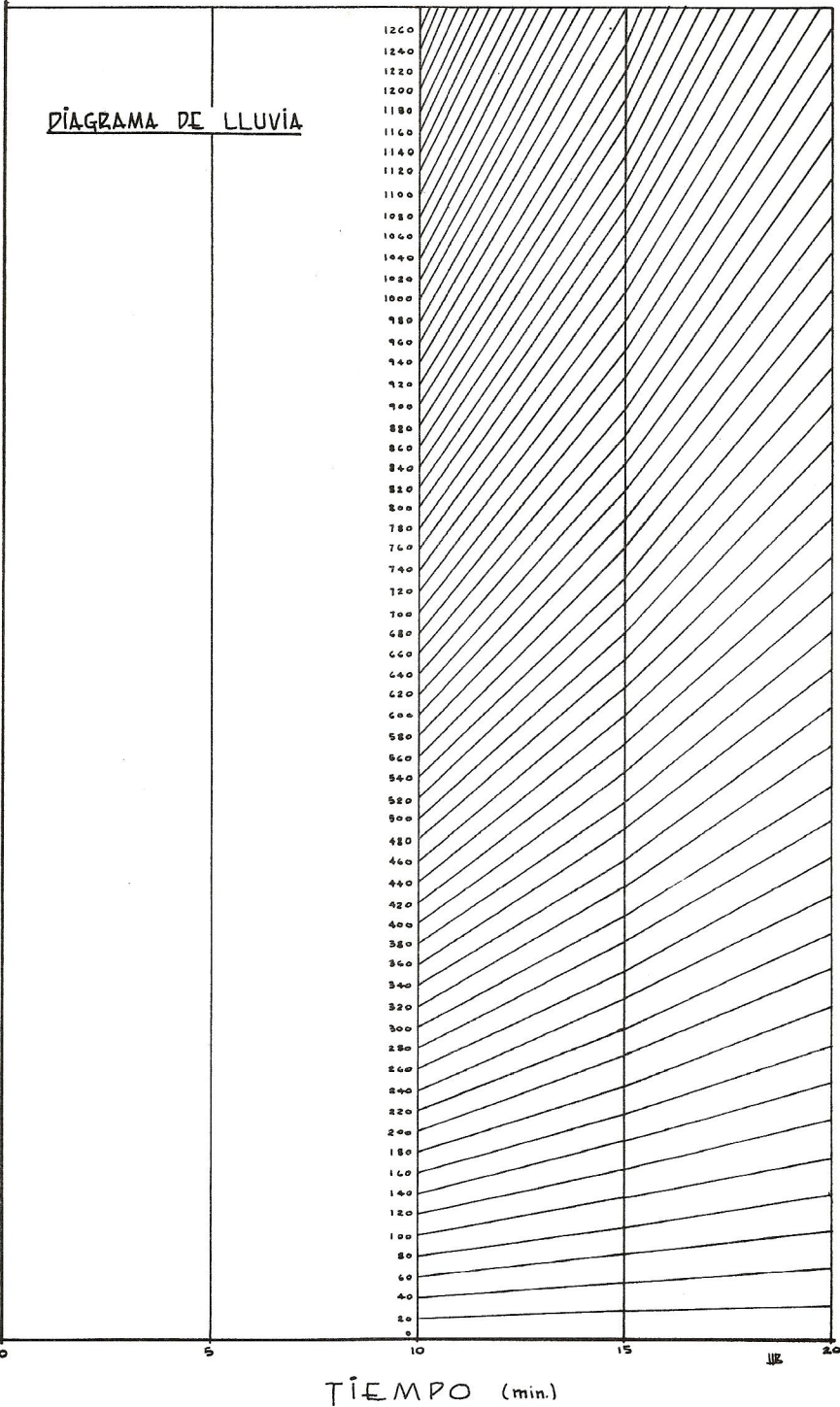


FIG-11

2.4.5. Diseño de la red de colectores:

Con la información y cálculos anteriores, podemos entrar al diseño en sí, que en su primera fase es idéntico al que se hizo por el método racional.

Pasos a seguir:

2.4.5.1. Diseño de la forma de la red recolectora.

2.4.5.2. Cálculo de áreas tributarias parciales.

2.4.5.3. Cálculo de los caudales parciales, en función de la fórmula de intensidad de lluvia para una duración de 10 min., y del coeficiente de escorrentía estimado, 0.30:

$$i = \frac{849}{t + 3.74} \text{ mm/hr} \times 2.78 = \frac{2360.22}{t + 3.74} \text{ lts/seg/Ha}$$

Siendo 2.78 el factor de conversión de intensidad a caudal. Entonces el caudal unitario es:

$$q = \frac{2360.22}{10 + 3.74} \times 0.30 = 51.53 \text{ lts/seg/Ha}$$

Los caudales parciales los calcularemos por la fórmula:

$$Q = q \times A \text{ lts/seg}$$

Donde q es el caudal unitario calculado
 A es el área tributaria de cada tramo.

2.4.5.4. El paso siguiente consiste en iniciar el diseño

desde el tramo más lejano, e ir calculando en cada tramo el tiempo de escurrimiento parcial y acumulado. Mientras que este tiempo sea menor que el de la lluvia crítica (10 min.), el caudal de diseño será la acumulación de caudales parciales.

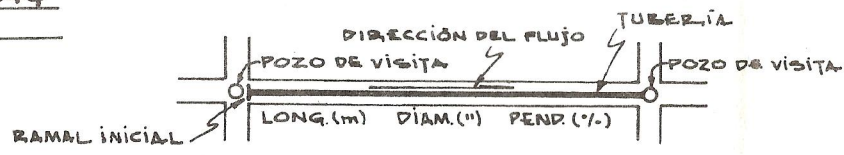
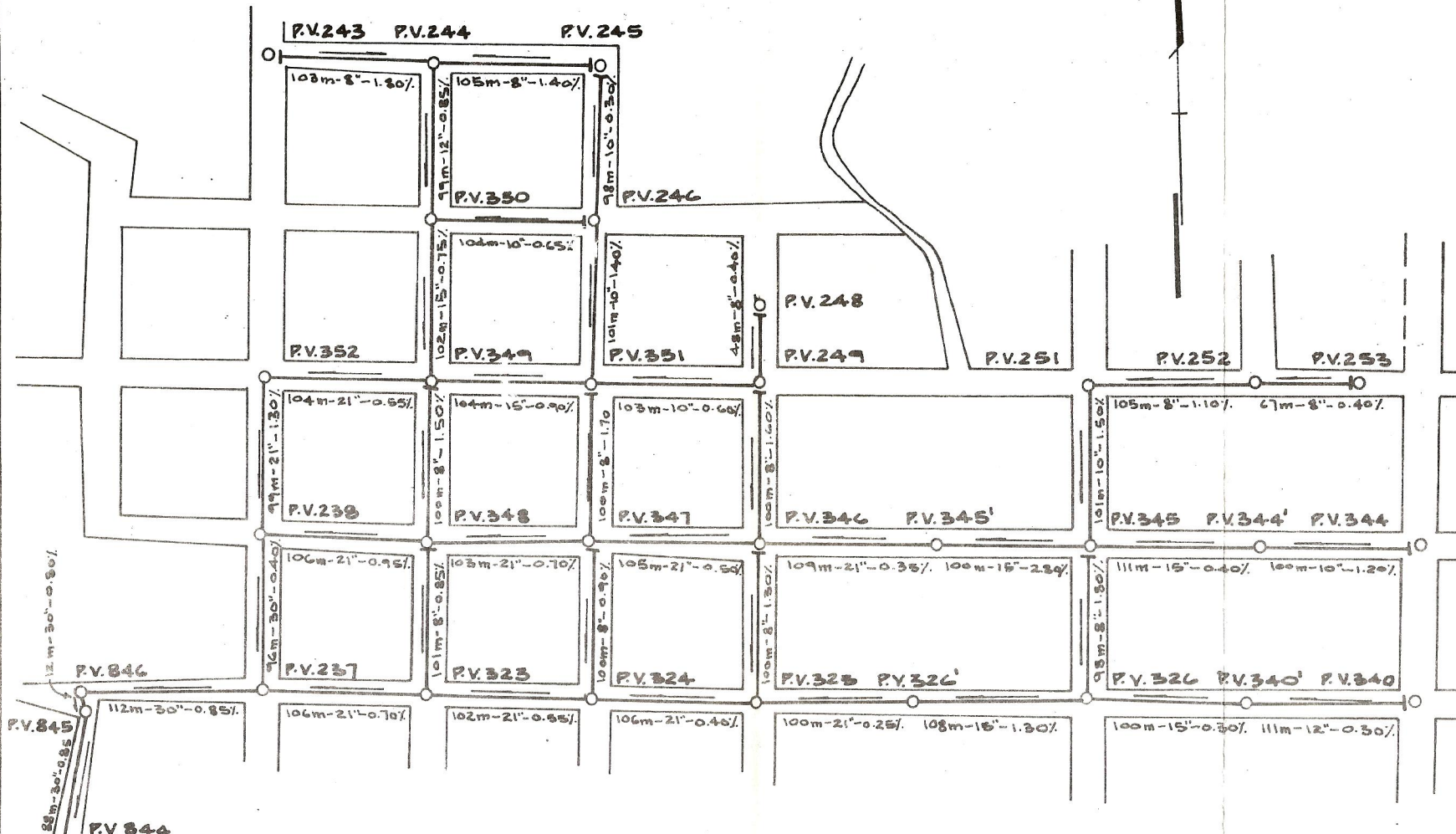
Al mismo tiempo de elaborar las hojas de cálculo se va trazando el diagrama que nos servirá para calcular la curva de esorrentía (fig. 12), con el fin de que al llegar a un tiempo de escurrimiento mayor de 10 min., sea posible obtener la curva de escurrimiento y aplicar la corrección necesaria por medio del diagrama de lluvia. Como para calcular esta corrección es necesario conocer el tiempo de escurrimiento, se hace necesario estimar una velocidad real, calcular con ella un tiempo de escurrimiento tentativo, dibujar el diagrama correspondiente, corregir el caudal, y con éste diseñar el tramo. Como comprobación de que la estimación de la velocidad fue correcta, se compara ésta con la obtenida en el diseño.

CALCULO DE ALCANTARILLADO DE TORRENTA (METODO GRAFICO)

LOCALIDAD: BARRIO "LA DEMOCRACIA" MUNICIPIO: QUEZALTENANGO DEPTO: QUEZALTENANGO CALCULO: H. Bocalatti
 FECHA: Oct. 1968

NOMBRE DE LA CALLE	DE PV.	A PV.	TERRENO				CAUDAL PLUVIAL						TUBERIA						ZANJO			OBSERVACIONES					
			COTA		LONGITUD (m)	PERFENIE TERRENO (‰)	AREA LOCAL (Ha)	AREA ACUMUL. (Ha)	TIEMPO ESCURRIMTO. (min)	TIEMPO ESC. ACUM. (min)	Q = C.I. (lt/seg/Ha)	Q = m. Acc. (lt/seg)	Q max. (lt/seg)	PEND. (‰)	COTA INVERTI.		DIAM. (pulg)	VELOC. (m/seg) T. LLENDO	VELOC. REAL	CAPACIDAD (lt/seg)	VELOC. (m/seg) ESTIMADA		TIEMPO (min) ESTIMADO	PROFUND.		EXCAVACION (m ³)	
			AL PRINCIPIO	AL FINAL											AL PRINCIPIO	AL FINAL								AL PRINCIPIO	AL FINAL		
253	252	47.25	47.24	67	0.02	.26	0.26	1.93	1.93	8.53	14	14	0.98	45.83	45.86	8	0.68	19				1.42	1.68	63			
252	251	47.24	45.78	105	1.39	.26	0.52	1.82	3.76	"	27	27	1.10	45.53	44.37	8	0.96	31					1.71	1.41	100		
251	343	45.78	44.33	101	1.43	.50	1.02	1.29	5.04	"	53	53	1.50	44.30	42.78	10	1.30	66					1.48	1.53	104		
344	344	45.93	44.73	100	1.20	.80	0.80	1.44	1.44	"	42	42	1.20	44.45	43.25	10	1.16	59					1.48	1.48	98		
344	345	44.73	44.33	111	0.36	.80	1.60	2.10	3.54	"	83	83	0.40	43.12	42.68	15	0.88	100					1.61	1.65	141		
345	345	44.33	41.49	100	2.84	.77	3.39	0.72	5.76	"	175	175	2.80	42.65	39.35	15	2.33	266					1.68	1.64	129		
345	346	41.49	43.18	109	1.55	.80	4.19	1.76	7.52	"	216	216	0.35	39.69	39.31	21	1.03	230					1.80	3.87	290		
249	346	44.79	43.18	100	1.61	.50	0.50	1.44	1.44	"	26	26	1.60	43.37	41.77	8	1.16	37					1.42	1.41	87		
346	347	43.18	42.33	105	0.81	.52	5.21	1.42	3.94	"	269	269	0.50	39.28	38.76	21	1.23	275					3.90	3.57	368		
341	347	44.05	42.33	100	1.72	.52	0.52	1.40	1.40	"	27	27	1.70	42.63	40.93	8	1.19	39					1.43	1.40	87		
347	348	42.33	41.53	103	0.78	.51	6.24	1.18	10.12	"	322	320	0.70	38.73	38.01	21	1.46	326	46	118		3.60	3.52	345			
349	348	43.03	41.53	100	1.50	.52	0.52	1.49	1.49	"	27	27	1.50	41.61	40.11	8	1.12	34					1.42	1.42	87		
348	238	41.53	40.75	106	0.73	.53	7.29	1.04	11.16	"	376	368	0.95	37.98	36.97	21	1.70	380	1.70	1.04			3.85	3.78	345		
245	244	45.78	44.29	105	1.42	.52	0.52	1.62	1.62	"	27	27	1.40	44.36	42.89	8	1.08	35					1.42	1.40	90		
243	244	45.11	44.29	103	1.77	.52	0.52	1.40	1.40	"	27	27	1.80	44.69	42.84	8	1.23	40					1.42	1.43	90		
244	350	44.29	45.42	99	-1.14	.50	1.54	1.50	3.12	"	80	80	0.85	42.74	41.90	12	1.10	81					1.55	3.52	176		
246	350	46.08	45.42	104	0.63	.51	0.51	2.04	2.04	"	27	27	0.65	44.60	43.92	10	0.85	44					1.48	1.50	102		
350	349	45.42	43.03	102	2.34	.54	2.59	1.42	4.54	"	134	134	0.75	41.63	41.07	15	1.20	137					3.59	1.96	220		
245	246	45.78	44.08	98	-0.31	.50	0.50	2.82	2.82	"	26	26	0.30	44.30	44.01	10	0.58	30					1.48	2.07	114		
246	351	46.08	44.05	101	2.00	.50	1.00	1.34	4.16	"	52	52	1.40	43.98	42.57	10	1.26	64					2.10	1.48	119		
248	249	44.29	44.79	48	0.21	.30	0.30	1.38	1.38	"	16	16	0.40	43.34	43.28	8	0.58	19					1.42	1.51	43		
249	351	44.19	44.05	103	0.72	.51	0.51	2.09	3.47	"	42	42	0.60	43.11	43.49	10	0.82	42					1.68	1.36	110		
351	349	44.05	43.03	104	0.98	.52	2.33	1.31	5.47	"	120	120	0.90	42.51	41.43	15	1.32	150					1.68	1.60	133		
349	352	43.03	42.17	104	0.83	.51	5.43	1.34	6.81	"	280	280	0.55	40.91	40.34	21	1.29	283					2.12	1.83	193		
352	238	42.17	40.75	99	1.43	.52	5.95	0.83	7.64	"	307	307	1.30	40.31	39.02	21	1.93	442					1.86	1.73	166		
238	237	40.75	39.64	96	1.16	.52	13.76	0.99	12.15	"	709	692	0.40	36.74	36.36	30	1.61	734	1.61	0.99			4.01	3.28	408		
340	340	42.94	42.62	111	0.29	.80	0.80	2.80	2.80	"	42	42	0.30	41.41	41.08	12	0.66	48					1.53	1.54	123		
240	326	42.62	42.56	100	0.06	.80	1.60	2.19	4.99	"	83	83	0.30	41.01	40.71	15	0.76	87					1.61	1.85	135		
345	326	44.33	42.56	98	1.81	.49	0.49	1.33	1.33	"	26	26	1.80	43.03	41.27	8	1.23	40					1.30	1.27	78		
326	326	42.56	40.96	108	1.48	.83	2.92	1.13	6.12	"	151	151	1.30	40.68	39.28	15	1.59	181					1.88	1.68	150		
326	325	40.96	41.92	100	-0.96	.80	3.72	1.92	8.04	"	142	142	0.25	39.12	38.87	21	0.87	194					1.84	3.05	230		
346	325	43.18	41.92	100	1.26	.51	0.51	1.60	1.60	"	27	27	1.30	41.76	40.46	8	1.04	34					1.42	1.46	89		
325	324	41.92	41.46	106	0.43	.53	4.76	1.61	9.65	"	246	246	0.40	38.84	38.42	21	1.10	246					2.08	3.04	303		
347	324	42.33	41.46	100	0.87	.53	0.53	1.92	1.92	"	28	28	0.90	40.91	40.01	8	0.87	28					1.42	1.45	89		
324	323	41.46	40.67	102	0.77	.51	5.80	1.32	10.97	"	299	280	0.55	38.39	37.83	21	1.29	288	1.30	1.31			3.07	2.84	284		
348	323	41.53	40.67	101	0.85	.52	0.52	2.00	2.00	"	27	27	0.85	40.11	39.25	8	0.84	27					1.42	1.42	89	TUBERIA	
323	237	40.67	39.64	106	0.97	.53	6.85	1.21	12.18	"	353	320	0.70	37.80	37.06	21	1.46	326	1.46	1.21			2.87	2.58	271	8" - 1127m	
237	346	39.64	38.41	112	1.10	.60	21.21	0.79	12.97	"	1093	1028	0.85	36.33	35.38	30	2.35	1070	2.35	0.79			3.81	3.03	419	10" - 607m	
346	345	38.41	38.20	12	1.75	.07	21.28	0.09	13.06	"	1097	1028	0.80	35.35	35.25	30	2.28	1038	2.28	0.09			3.06	2.95	42	12" - 210m	
345	344	38.20	36.42	88	2.02	.60	21.88	0.62	13.68	"	1128	1040	0.85	35.22	34.47	30	2.35	1070	2.35	0.62			2.98	1.95	199	15" - 625m	
																											21" - 1040m
																											30" - 308m
																											EXCAVACION
																											6709 m ³

CUADRO-2

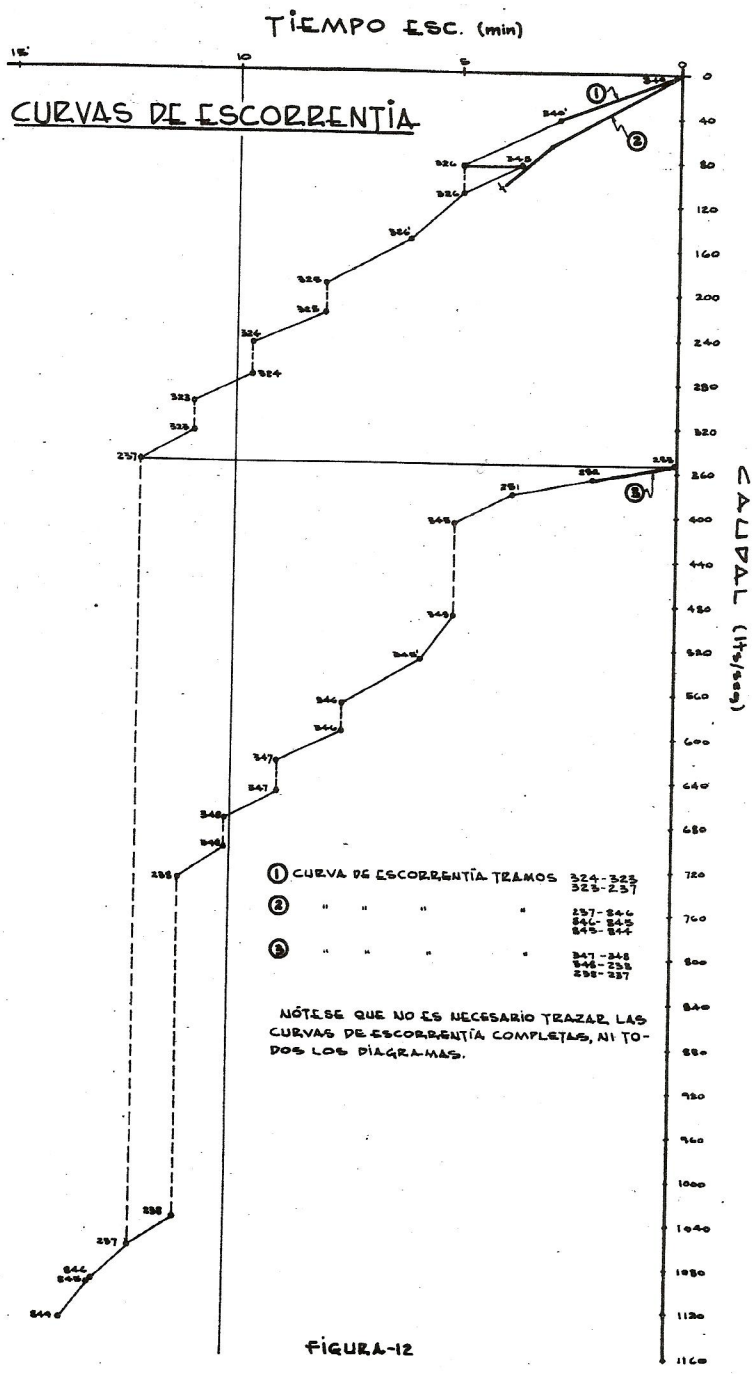


MÉTODO GRÁFICO

ALCANTARILLADO DE TORMENTA
BARRIO "LA DEMOCRACIA"
 QUEZALTENANGO
 RED GENERAL

NOTA: LA TOPOGRAFÍA SE CALCO DEL PLANO ORIGINAL DE LA D.G.O.P.

ESCALA 1:4000 DISEÑO: H. BOCALETTI
 FECHA: OCT. 1968 DIBUJO: H. BOCALETTI



2.4.5.5. A continuación se presenta un ejemplo de un caso en el que se hace necesario el empleo de la curva de escorrentía y el diagrama de lluvia:

Se quiere diseñar el tramo 237-846, para lo cual se tiene ya el caudal total acumulado:

$$Q_{\text{max. acum.}} = q \times A_{\text{ac.}} = 51.53 \text{ lts/seg/Ha} \times 21.21 \text{ Ha}$$

$$Q_{\text{max. acum.}} = 1093 \text{ lts/seg}$$

También se cuenta con la gráfica que nos da la variación de los caudales (fig. 12), en la cual tenemos trazado hasta los tramos anteriores: 323-237 y 228-237. Teniendo un tiempo de escurrimiento de 12.18' y un caudal acumulado de 1062 lts/seg.

Como no podemos trazar el diagrama correspondiente al tramo considerado debido a que no conocemos la velocidad de escurrimiento, se hace necesario estimarla, en función del caudal total acumulado en ese tramo, sabiendo que al corregirlo se reducirá un poco, y de la pendiente del terreno. Para hacer esta estimación es necesario contar con tablas que nos den la velocidad y capacidad de la tubería para cierta pendiente, calculadas en base de la ecuación de Manning:

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

Siendo $n = 0.015$ para tuberías menores de 30"

$n = 0.013$ para tuberías mayores de 30"

Los límites de la velocidad son:

$$V_{\text{min}} = 0.60 \text{ m/seg}$$

$$V_{\max} = 3.00 \text{ m/seg}$$

Estimamos una velocidad a tubo lleno de 2.35 m/seg, que corresponde a una pendiente de 0.85% de una tubería de 30", y cuya capacidad para esa pendiente es de 1070 lts/seg.

Con la velocidad estimada calculamos el tiempo estimado de escurrimiento: $t = L/60V = 112\text{m}/60 \text{ seg.} \times 2.35\text{m/seg} = 0.79'$

Sumando este tiempo al tiempo acumulado hasta el tramo anterior:

$$t_{\text{esc}} = 12.18 \text{ min.} + 0.79 \text{ min.} = 12.97 \text{ min.}$$

Entonces las coordenadas del punto 846 serán:

$$t_{\text{esc}} = 12.97 \text{ min.}$$

$$Q_{\max. \text{ ac.}} = 1093 \text{ lts/seg}$$

El paso siguiente consiste en trazar el diagrama tentativo con las coordenadas anteriores. Luego hacer uso del diagrama de lluvia, que superponiéndolo sobre el de escurrimiento nos da el caudal real en el punto más alto de la curva de escurrimiento sobre el diagrama de lluvia: $Q_{\max. \text{ ac. real}} = 1028 \text{ lts/seg}$

Podemos ver entonces que la tubería y pendiente escogidas nos dan perfectamente la capacidad necesaria, y por lo tanto podemos dejar diseñado el tramo en esta forma, pues la velocidad estimada corresponde con la que resultará al instalar la tubería en la forma antes mencionada. Si por el contrario nos hubiera resultado un

caudal considerablemente mayor o menor que la capacidad de la tubería, sería necesario cambiar la pendiente de la misma y por lo tanto la velocidad, por lo que el diagrama estaría incorrecto y debería repetirse hasta obtener un buen diseño.

2.4.5.6. Curva de descarga del tramo 323-237

Suponiendo que se deseara conocer en una forma más exacta el funcionamiento del tramo 323-237, bajo las condiciones críticas, se procedería de la manera siguiente:

2.4.5.6.1. Conocemos ya el caudal máximo que evacuará este tramo del sistema (320 lts/seg) y también el tiempo de duración de la lluvia que lo provocará (10 min). Estos datos los conocemos en el momento de corregir la Curva de Escorrentía con el Diagrama de Lluvia, paso ya efectuado al elaborar las hojas de cálculo.

2.4.5.6.2. Conociendo entonces el tiempo de duración de la lluvia crítica para este tramo, procedemos a elaborar el diagrama de los paralelogramos, pero en forma completa, no como se hizo para obtener la Curva de Escorrentía, ver figura 13.

2.4.5.6.3. El paso siguiente consiste en determinar la Curva de Descarga, la cual se hace en la forma indicada en la figura 10 del Capítulo 2.

2.4.5.6.4. Tenemos entonces representada gráficamente la variación de la escorrentía en el tiempo, en relación al tramo considerado, desde el momento en que se inicia la lluvia hasta el momento en que la última partícula de agua precipitada pasa por el tramo 323-237.

2.4.5.6.5. Puede observarse también en el gráfico, que áreas son las que estarían contribuyendo completas al presentarse las condiciones críticas: las correspondientes a los tramos 340¹-326 al 323-237 inclusive.

2.4.5.6.6. El uso más importante que podría tener esta curva, sería en el caso que, por algún motivo específico se necesitara conocer el volumen de agua máximo que pudiera pasar por el tramo considerado. Para esto bastará con encontrar el área encerrada entre la curva de descarga y el eje del tiempo de duración de la lluvia, siendo para nuestro caso: 216 m^3 los que fluyen por el tramo 323-237 al presentarse las condiciones críticas, o sea una lluvia de duración igual a 10 min.

2.4.5.6.7. Como puede verse, la lluvia crítica tiene una duración menor al tiempo de escurrimiento, que es de 12.18 min., lo cual contradice la estimación del Método Racional de que el caudal máximo se presenta bajo una lluvia de duración igual al tiempo de concentración.

TIEMPO (min.)

CAUDAL (lts/seg)

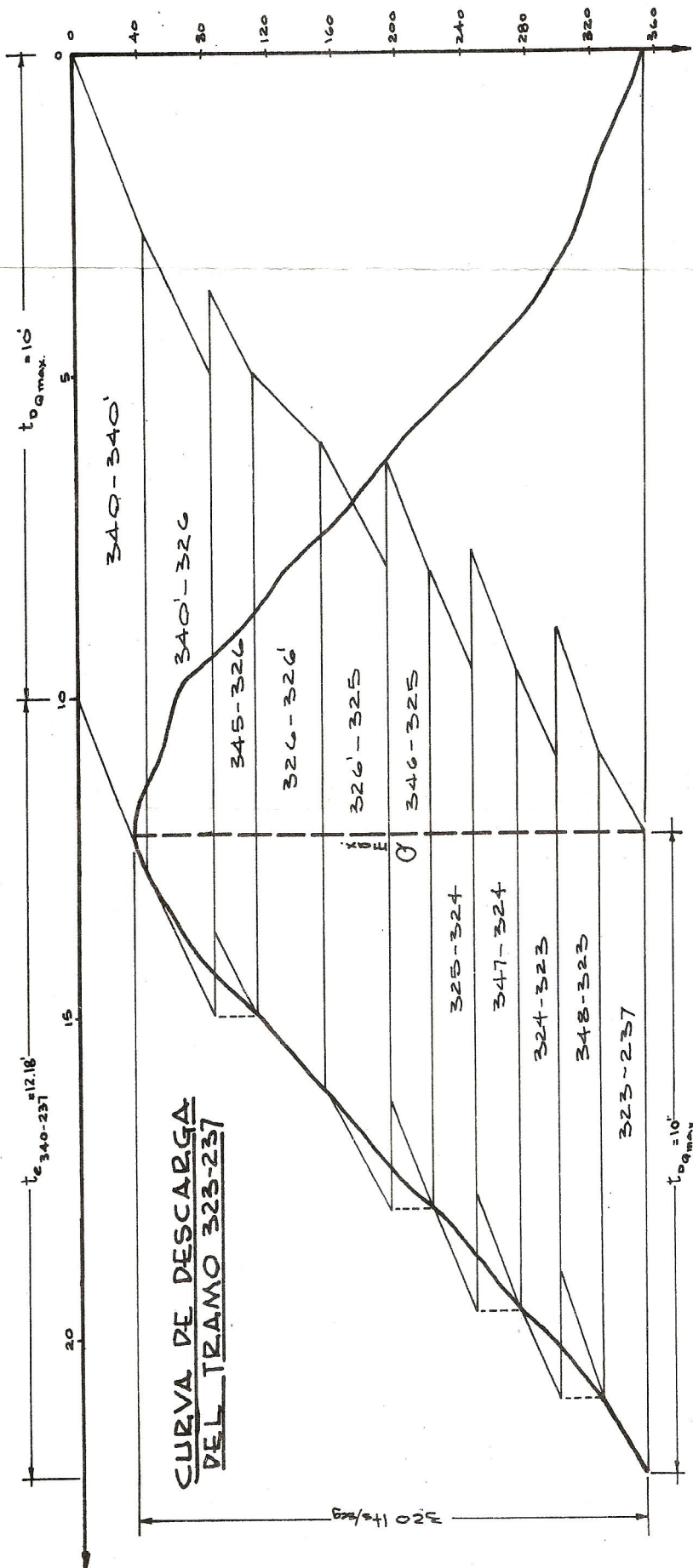


FIGURA-13

CAPITULO III

CAPITULO 3

DISCUSION DEL METODO PRESENTADO

Es en relación al aspecto teórico, en el que el Método Gráfico aventaja al Racional, relativamente, pues a pesar de fundamentarse en bases y procedimientos más lógicos y precisos, presenta una gran incertidumbre. Esta se refiere a que el método estudiado diseña los sistemas para una intensidad que sea igualada o excedida una vez por año, en contraposición con el método tradicional, que los diseña para una intensidad que sea igualada o excedida una vez cada cinco años. Acerca de este aspecto podremos ampliar el criterio a tomar al discutir más adelante los resultados obtenidos en los ejemplos prácticos.

La información necesaria para la aplicación de este nuevo método, es la misma que se requiere para aplicar el Método Racional, por lo que en este aspecto no presenta ninguna ventaja sobre este último.

Las ventajas prácticas que ofrece este método, - pueden resumirse en la forma siguiente:

- a.- Al igual que el Método Racional, se basa en la fórmula racional, por lo que es aplicable para cualquier diseño, siempre que el área drenada sea menor que los límites recomendados y que se cuente con la información necesaria.
- b.- Por medio de este método se evita la estimación del tiempo de entrada, la cual provoca muchas incertidumbres y puede distorsionar todo el cálculo.

- c.- Por la forma gráfica de su desarrollo, es posible conocer el comportamiento de los caudales en una forma más objetiva y lograr una mayor exactitud en su evaluación. Además que permite obtener una idea exacta del funcionamiento de cualquier tramo del sistema.
- d.- Al conocer en una mejor forma el comportamiento de los caudales, es posible determinar el momento en que estos se presentan, pudiéndose notar en ciertos casos, que no ocurren bajo tormentas de duración igual al tiempo de concentración como se estima en el Método Racional, sino bajo tormentas de duración menor a este tiempo. Siendo esta una de las razones por la que los caudales calculados gráficamente son mayores que los calculados por el método tradicional.

Observando los caudales máximos obtenidos por ambos métodos, podemos notar que los determinados gráficamente son menores, casi exclusivamente, en los tramos iniciales del sistema, mientras que en el resto del mismo son mayores que los calculados por medio del Método Racional. Debiéndose este fenómeno a las razones siguientes: (a) Con auxilio del Método Gráfico se diseñan todos los tramos de tiempo de escurrimiento menor al de la duración crítica de la lluvia (10 min.) para una intensidad constante, correspondiente a la duración crítica de la lluvia. Mientras que en el Método Racional, la intensidad decrece desde el inicio del diseño, en una forma proporcional al tiempo de concentración del tramo considerado. (b) En tramos del sistema cuyo tiempo de escurrimiento es mayor al de la duración crítica de la lluvia, puede notarse fácilmente que los caudales máximos no se presentan bajo lluvias de duración igual al tiempo

de escurrimiento, por lo que la intensidad para la cual se están diseñando es mayor a la que considera el Método Racional.

Queda entonces claro, que la afirmación existente en la literatura, de que un sistema diseñado por medio del Método Racional falla con mayor frecuencia que la estimada, se fundamenta en el hecho de que si por ambos métodos se obtienen caudales similares o aun mayores por medio del Método Gráfico y este considera una intensidad de frecuencia de ocurrencia mayor que el primero, lógicamente al considerar en una forma a priori que este último es más correcto, se vendría a derrumbar el criterio que se ha tenido al aplicar el Método Racional hasta el momento. Pero, como es notorio, no puede clarificarse en una forma definitiva cual de los dos métodos nos da resultados más reales, por lo que sería necesario llevar a cabo un estudio sobre un sistema de drenajes pluviales ya construido, con el fin de determinar exactamente los caudales que se presentan bajo tormentas de intensidad conocida y así lograr establecer categóricamente cual método es más correcto.

Las ventajas que presenta el Método Racional pueden resumirse en la forma siguiente:

- a.) Los sistemas diseñados por medio de este método resultan tener un costo menor, lo cual constituye el mayor beneficio que pueda presentar.
- b.) Hasta el momento es, en nuestro medio, el método que tradicionalmente se ha aplicado considerándose que ha dado buenos resultados. Aunque se tenga la idea que da como resultado sistemas sobrediseñados y que presenta ciertas incertidumbres, muy difícil-

mente aclarables.

Con respecto al sobrediseño mencionado, se ha llegado a la conclusión de que no lo es en sí, sino lo que sucede es que las estimaciones en que se basa este método sirven de factor de seguridad para el diseño.

Al aplicar el Método Gráfico se obtendría este mismo sobrediseño, pues se basa en los mismos principios generales.

La desventaja que presentan ambos métodos para su aplicación, en nuestro medio principalmente, se refiere a la deficiencia de información pluviográfica existente. La cual puede influir decididamente en que los diseños sean conservadores y se desperdicien recursos al llevar a cabo proyectos basados en la misma.

Por todo lo anteriormente mencionado, no es posible por el momento inclinarse hacia la adopción del Método Gráfico como una nueva norma de diseño, pero sí presentarlo como una alternativa para este tipo de trabajos y que en el futuro se pueda comprobar su conveniencia o inconveniencia, con el fin de mejorar o ratificar las normas que han regido estos diseños hasta el momento.

BIBLIOGRAFIA

Fair, G. M. and Geyer, J.C.
"Elements of Water Supply and Waste-Water Disposal".
John Wiley & Sons, Inc. 1964.

Fair, G.M., Geyer, J. C. and Okun.
"Water and Waste Water Disposal".
John Wiley & Sons, Inc. 1963.

García, Luis E.
"Curvas de Intensidad de Lluvia".
Tesis profesional, 1965.

García, Luis E.
Interpretación de registros pluviográficos de la estación
Labor Ovalle, 1965.

González M., Rodolfo
"Normas Generales para Diseño de Redes de Alcantarilla
do".
D.G.O.P., 1967.

Hardenbergh, W. A. and Rodie, E. R.
"Water Supply and Waste Disposal".
International Textbook Co. 1961.

Linsley, R. K. and Franzini, J. B.
"Elements of Hydraulic Engineering".
Mc.Graw-Hill. Book Co. Inc. 1955.

Municipalidad de Guatemala.
"Reglamento para Diseño y Construcción de Drenajes".
1966.

Schoklitsch, J.
"Arquitectura Hidráulica".
Gustavo Gili. 1932.


Zoellner, G. E.
"Graphic Storm Sewer Design", Water and Sewage Works.
Scranton Gillette Publication, Dec. 1962.


Hugo R. Bocaletti C.

Vo. Bo.


Ing. Víctor M. Arias M.
Asesor

Vo. Bo.


Ing. Rodolfo González M.
Director de la Escuela Regional
de Ingeniería Sanitaria

I M P R I M A S E:


Ing. Amando Vides T.
Decano de la Facultad de
Ingeniería