

37
2ej.



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO

ESCUELA NACIONAL DE ESTUDIOS PROFESIONALES
"ACATLAN"

APLICACION DE LA HIDROLOGIA URBANA EN SISTEMAS DE DRENAJE PLUVIAL EN PLANTAS INDUSTRIALES

T E S I S

QUE PARA OBTENER EL TITULO DE:

I N G E N I E R O C I V I L

P R E S E N T A :

ERNESTO DANIEL SOTO MARTINEZ

ASESOR: ING. JESUS HUMBERTO TORRES FERIA.



SANTA CRUZ ACATLAN, EDO. DE MEXICO

1998.

266768



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.

DEDICATORIA.

En memoria a mi padre (†) y mi madre amada (†), que estén conmigo siempre.

A mi amada esposa Verónica y a mis hijos: Ernesto Omar y Daniela Lizeth.

A mi abuelita Francisca y a la Sra. Amparo y a mi suegro Plácido.

A mi amigo y asesor Ing. Jesús Humberto Torres Fera y maestros de la carrera de Ingeniería Civil de la ENEP-Acatlán y en especial a la Universidad Nacional Autónoma de México, a la que siempre estaré agradecido.

“APLICACIÓN DE LA HIDROLOGÍA URBANA EN SISTEMAS DE DRENAJE PLUVIAL EN PLANTAS INDUSTRIALES”

	ÍNDICE	Páginas
	INTRODUCCIÓN	6
1	TRANSPORTACIÓN DE RESIDUOS INDUSTRIALES A TRAVÉS DEL ESCURRIMIENTO	8
1.1	La hidrología urbana y su aplicación en sistemas de drenaje pluvial	8
1.2	Formación de flujos industriales durante la precipitación	8
1.3	Efluentes industriales	9
1.3.1	Transportación del flujo	9
1.3.2	Reutilización	10
2	RELACIÓN PRECIPITACIÓN-ESCURRIMIENTO	11
2.1	Aspectos generales	11
2.2	Cuenca	12
2.2.1	Tipo de corrientes	12
2.2.2	Bifurcación	13
2.2.2.1	Orden de las corrientes	13
2.2.2.2	Area de la cuenca	15
2.2.2.3	Pendiente del cauce	15
2.2.2.4	Longitud del cauce	19
2.2.2.5	Densidad de drenaje	20
2.3	Precipitación	21
2.3.1	Orográfica	21

2.3.2	Frontal o ciclónica	21
2.3.3	Convectiva	24
2.3.4	Instrumentos y unidades de medida	26
2.3.4.1	Pluviómetro	26
2.3.4.2	Funcionamiento y mecanismo	27
2.3.4.3	Pluviógrafo	28
2.4	Análisis de información	31
2.4.1	Análisis aplicado a una sola estación o precipitación puntual	31
2.4.1.1	Hietograma	31
2.4.1.2	Curva masa	32
2.4.1.3	Curvas intensidad - duración - período de retorno	34
2.4.2	Análisis aplicado a varias estaciones	38
2.4.2.1	Método de precipitación media	38
2.4.2.2	Curva masa media ajustada	41
2.4.2.3	Curva altura de precipitación - área - duración	42
2.4.3	Regionalización de las lluvias en una cuenca	43
2.4.4	Precipitación de diseño	45
2.5	Escurrimiento	45
2.5.1	Escurrimiento directo	46
2.5.1.1	Aforo de corrientes	46
2.5.2	Escurrimiento base o pérdida	47
2.6	Relación precipitación - escurrimiento	47
2.6.1	Cuantificación del escurrimiento a través de la precipitación	48

2.6.2	Métodos directos y empíricos	48
2.6.2.1	Hidrograma	48
2.6.2.2	Método de las envolventes	52
2.6.2.3	Método racional americano	53
2.6.2.4	Método gráfico alemán	59
2.6.3	Métodos hidrológicos	61
2.6.3.1	Método del Read Research Laboratory (RRL).	61
2.6.3.2	Hidrograma unitario	62
2.6.3.2.1	Hidrograma unitario tradicional	62
2.6.3.2.2	Curva S	64
2.6.3.2.3	Hidrograma instantáneo	66
2.6.3.2.4	Hidrogramas unitarios sintéticos	68
3	CARACTERÍSTICAS BÁSICAS DE LOS SISTEMAS DE DRENAJE	74
3.1	Condiciones particulares	74
3.2	Tipos de drenaje	75
3.2.1	Drenajes sanitarios	75
3.2.2	Drenajes pluviales	75
3.2.3	Drenaje combinado	76
3.2.4	Drenajes industriales	76
3.2.4.1	Características de los efluentes	77
3.2.4.2	Escurrimiento pluvial en plantas industriales	77
3.2.4.3	Aplicación de pruebas de laboratorio	78
3.3	Métodos de tratamiento	78
3.3.1	Procesos unitarios de tratamiento	79
3.3.2	Operaciones físicas unitarias	79

3.3.2.1	Debaste	79
3.3.2.2	Homogeneización de caudales	80
3.3.2.3	Mezclado	80
3.3.2.4	Floculación	81
3.3.2.5	Sedimentación	81
3.3.2.6	Flotación	81
3.3.2.7	Filtración en medio granular	81
3.3.3	Procesos químicos unitarios	82
3.3.3.1	Precipitación química	82
3.3.3.2	Transferencia de gases	83
3.3.3.3	Absorción	83
3.3.3.4	Desinfección	83
3.3.3.5	Desinfección con cloro	84
3.3.3.6	Decloración	84
3.3.3.7	Desinfección con ozono	84
3.3.4	Procesos biológicos unitarios	85
3.3.5	Combinación de métodos unitarios	87
3.3.6	Conducción	88
3.3.6.1	Conducción por bombeo	88
3.3.6.2	Conducción por gravedad	88
3.3.6.3	Características de los sistemas por gravedad	89
3.3.6.3.1	Elementos básicos que constituyen al sistema de drenaje	89
4	EJEMPLO DE APLICACIÓN Y PROCEDIMIENTO DE CÁLCULO	92
4.1	Planteamiento del problema	92
4.2	Condiciones del proyecto	93

4.3	Procedimientos de diseño	93
4.3.1	Construcción de las curvas intensidad - duración - período de retorno	93
4.3.1.1	Obtención de las alturas de precipitación e intensidad de lluvia	112
4.3.1.2	Elaboración de las curvas intensidad - duración - período de retorno	113
4.3.1.3	Gráfica intensidad - duración - período de retorno	141
4.3.2	Cálculo del tiempo de concentración	145
4.3.3	Determinación del coeficiente de permeabilidad	148
4.3.4	Obtención del gasto	169
4.3.4.1	Obtención del período de retorno	
4.3.5	Diámetro de la sección	
4.3.6	Aplicación de los métodos de tratamiento	
4.3.6.1	Cantidades de obra	
	CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	179

BIBLIOGRAFIA

PREFACIO

El presente trabajo responde a la necesidad existente de contar con un proyecto a nivel básico sobre hidrología de superficie, que sirva de guía a estudiantes y profesionistas interesados en la hidrología y en la solución de problemas relacionados al drenaje pluvial en zonas urbanas de tipo industrial.

En el contenido se incluyen conceptos fundamentales de probabilidad y estadística orientados a la hidrología, situación que favorece el desarrollo numérico de todo un proyecto desde su inicio hasta su terminación.

Elaborar un texto como el presente es en mi opinión una de las tareas más agradables y satisfactorias a las que puede someterse cualquier estudiante, no sólo por el valor intrínseco que pueda tener, también por la satisfacción de encontrar gente dispuesta a colaborar desinteresadamente. Como es común en estos casos, resulta imposible mencionar a cada una de las personas que de alguna manera participaron en la elaboración del trabajo, no obstante, merecen especial reconocimiento el maestro en ingeniería Jesús Humberto Torres Feria quién dirigió este manuscrito; a los ingenieros; Alejandro León Ramírez, Salvador Acevedo Márquez, Francisco Anzures Rosas y Alejandro Peña Bonilla por sus valiosos comentarios y críticas, a la Lic. en Lecturas Hispanoamericanas Isela Vargas Salazar por la ayuda en la redacción y a las Srítas. Marisol Martínez y Sandra Castillo por la mecanografía.

INTRODUCCION

La emigración campesina a las ciudades ha ocasionado el crecimiento de estas en los últimos años. Lo que ha dado origen a nuevas necesidades y problemas. Un ejemplo típico es el relacionado con el drenaje pluvial ya que al aumentar las zonas urbanas las condiciones del escurrimiento se modifican, es decir, la creación de zonas impermeables (como son la construcción de estacionamientos, calles, etc.) hace que el gasto de ingreso al drenaje aumente considerablemente y que algunas veces el gasto que escurre sea mayor que el de diseño del sistema de drenaje. Dando como resultado que cuando ocurren tormentas de cierta magnitud la red de drenaje sea insuficiente y como consecuencia se produzcan inundaciones que causan daños económicos sobre bienes materiales que están concentrados en la zona inundada o bien la pérdida de vidas humanas.

En el caso de los drenajes pluviales en una planta industrial, estos presentan características especiales debido al tipo de flujos que transporta el sistema después de una tormenta.

Este trabajo tiene como objetivo *guiar a estudiantes y egresados de la carrera de ingeniería civil en la elaboración y diseño, no así su construcción, de un proyecto de drenaje pluvial en una planta industrial, en donde se aplique los conceptos básicos de la hidrología y se conozca las características que debe tener el sistema de drenaje.*

Para cumplir con tal finalidad se ha dividido el escrito en los siguientes capítulos

Capítulo Uno. En este capítulo se proporcionan los elementos que conforman el marco de referencia del problema. En el **Capítulo Dos.** Se describen los aspectos generales de la hidrología, los métodos tradicionales para caracterizar el valor de la precipitación sobre una cuenca y la forma de calcular el gasto producido por una tormenta en una zona determinada, a través un método de relación lluvia - escurrimiento. El **Capítulo Tres.** Describe las diferencias existentes entre los distintos tipos de drenaje, las características particulares de los drenajes industriales y los métodos de tratamiento aplicados a estos sistemas de drenaje en forma básica . Finalmente en el **Capítulo cuatro.** Se lleva a cabo un ejercicio donde se aplican los aspectos teóricos de este trabajo, lo que permite una mejor comprensión del problema y la solución del mismo desde el punto de vista hidrológico.

FALTAN PAGINAS

De la:

1

A la:

7.

CAPÍTULO I

TRANSPORTACIÓN DE RESIDUOS INDUSTRIALES A TRAVÉS DEL
ESCURRIMIENTO**1.1 La hidrología urbana y su aplicación en sistemas de drenaje pluvial**

La fecha de nacimiento de esta ciencia no es exacta, sin embargo, existen referencias que demuestran su aparición a finales del siglo XVI. Su consolidación se ha dado en los últimos 70 años y es quizás una de las pocas ciencias que sirven de base en la planeación de núcleos urbanos. En la actualidad ayuda a modificar los campos técnicos, sociales, políticos y económicos, preexistentes en el crecimiento vegetativo de las ciudades; pues analiza y recolecta los datos pluviométricos que permiten el cálculo y diseño de obras hidráulicas.

Quizá la explicación anterior justifique el nombre de hidrología urbana a esta ciencia, por su especializada aplicación que de ella se da en la solución de problemas hidrológicos (inundaciones ocasionadas por agua de lluvia) ocurridos en centros urbanos.

1.2 Formación de flujos industriales durante la precipitación

La reseña histórica de los últimos años sobre sistemas de drenaje, ha permitido conocer el peligro que representa las descargas de flujo producto de la actividad industrial. El problema se ve incrementado si se considera que en época de lluvias el volumen de éstos crece a un tamaño alarmante que aún multiplicando el número de plantas tratadoras de aguas negras sería imposible solucionarlo. En la actualidad se estudia la formación de estos flujos con la finalidad de evitar su mezcla con el agua pluvial dentro de las industrias.⁽¹⁾

1 Op. Cit. Shultz, Christopher R. Okun, Daniel A. "Tratamiento de aguas superficiales para países en desarrollo. Primera Edición Limusa, México, 1990 PP. 360.

1.3 Efluentes industriales

La formación de efluentes es compleja por la multitud de productos que se laboran dentro de una fábrica o industria. Investigaciones recientes han demostrado que el manejo inadecuado de desechos y materia prima es la causa inicial que origina a éstos.

Gracias a éstos análisis se ha podido conocer las características de estos flujos, lo que ha permitido la construcción de drenajes con material resistente a sustancias abrasivas o corrosivas. También ha facilitado la aplicación correcta de algún método de tratamiento previo a la descarga de los flujos a una corriente natural.

1.3.1 Transportación del flujo

La salida de efluentes de las plantas industriales se realiza a través de tuberías o canales (de sección rectangular o trapecial principalmente), cuya finalidad es transportar el flujo y dispersar los gases producidos por fermentación o por inducción química; dichos canales se construyen regularmente con materiales capaces de resistir los efectos corrosivos y alcalinos que normalmente producen los fluidos.

Se recomienda, por lo tanto, evitar las descargas de efluentes industriales en colectores generales (sistemas de drenaje pluvial y sanitario de tipo público) sin un previo tratamiento de purificación, con el fin de disminuir los problemas de contaminación de agua y el mantenimiento y la restauración o construcción de tuberías cuyos costos son considerables.

1.3.2 Reutilización

La reutilización es una etapa cuya base se sustenta en el crecimiento y vitalización de los núcleos urbanos, es también, una alternativa que ha creado el hombre para enfrentar la escasez de un recurso no renovable como lo es el agua.⁽²⁾ Técnicamente consiste en la depuración de agua residual, a través de la aplicación de uno o varios métodos de tratamiento (primario, secundario, terciario o avanzado) antes de ser utilizada nuevamente.

2 México D.G.C.O.D.F. Plan Maestro de uso y reuso de Tratamiento de Agua. D.G.C.O.H. México 1984 Cfr. Schulz, Christopher R., México. 1990. PP. 124

CAPÍTULO II

RELACIÓN PRECIPITACIÓN-ESCURRIMIENTO

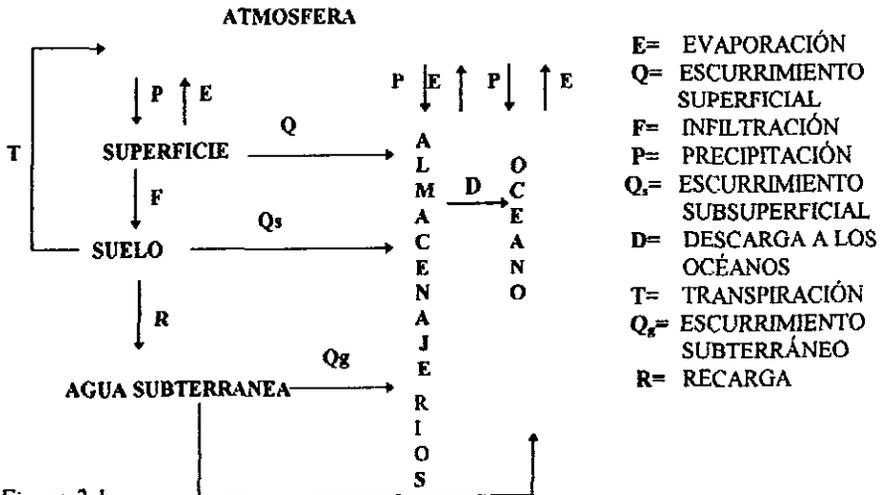
Al diseñar un sistema de drenaje pluvial, el parámetro más importante a conocer es el gasto a desalojar; para calcularlo se define una tormenta de diseño asociada a un método de relación precipitación - escurrimiento que permita determinarlo.

2.1 Aspectos generales

La precipitación y el escurrimiento son fenómenos naturales del ciclo hidrológico, llamado así por cumplir con una ocurrencia que no tiene principio o fin.

Generalmente este evento tiene una evolución similar a la siguiente:

CICLO HIDROLÓGICO



- E= EVAPORACIÓN
- Q= ESCURRIMIENTO SUPERFICIAL
- F= INFILTRACIÓN
- P= PRECIPITACIÓN
- Q_s= ESCURRIMIENTO SUBSUPERFICIAL
- D= DESCARGA A LOS OCÉANOS
- T= TRANSPIRACIÓN
- Q_g= ESCURRIMIENTO SUBTERRÁNEO
- R= RECARGA

2.2 Cuenca

Es el área que capta la lluvia durante la precipitación y la conduce hacia un colector común a través de distintas corrientes que se producen dentro de la misma. Esta área se delimita por un parteaguas, llamada así a la línea imaginaria que toca los puntos más altos del terreno.

Una cuenca puede ser grande o pequeña dependiendo de su tamaño. Ven-Ten-Chow⁽³⁾ establece que una cuenca pequeña es aquella menor a 200 km².

2.2.1 Tipos de corrientes

En una cuenca se pueden ubicar tres tipos de corrientes:

Efímera	Se presenta en seguida de ocurrir la precipitación y desaparece instantes después de la tormenta.
Intermitente	Tiene flujo de agua la mayor parte del tiempo pero principalmente durante la época de lluvias, la corriente desaparece cuando el nivel freático que alimenta a dicho cauce se ubica por debajo del terreno natural.
Perenne	Esta corriente generalmente lleva flujo de agua todo el año. En época de lluvia la corriente se incrementa ocasionando avenidas y desbordamiento del cauce. Una de las características de la corriente es el ser alimentada por el nivel freático del terreno el cual aporta un gasto al escurrimiento, debido a que el nivel del cauce se encuentra ubicado por debajo de éste.

3 Vid; V. Chow. V T "Open-Channel Hydraulica" Mc Graw-Hill, New York 1959

2.2.2 Bifurcación

La bifurcación permite conocer el grado de respuesta de una cuenca al desalojo interno de las aguas pluviales.⁽⁴⁾

Los indicadores más comunes de la bifurcación son:

2.2.2.1 Orden de las corrientes

Se determina de la siguiente manera. (Fig. 2.2)

Orden 1.- Aquellas que no cuentan con otra corriente más que la propia.

Orden 2.- Son aquellas que contienen corrientes tributarias de orden 1.

Orden 3.- Son aquellas que cuentan con dos o más tributarios de orden 2.

La corriente de mayor orden siempre será considerada como el cauce principal, (fig. 2.2).

4 Vid. V. México Comisión Federal de Electricidad. Manual de Diseño de Obras Civiles, Hidrotecnia "Relacion entre precipitación y escurrimiento". México Impresiones de la C.F.E. 1982

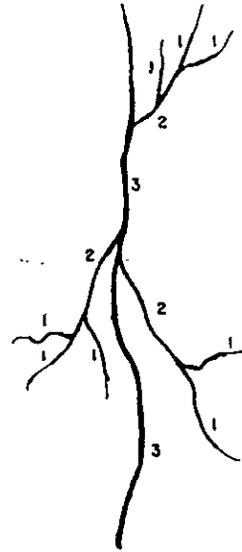
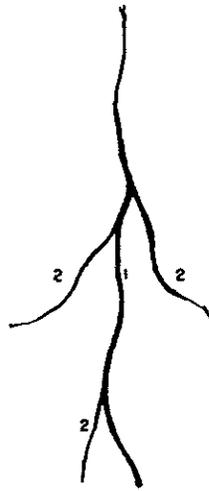
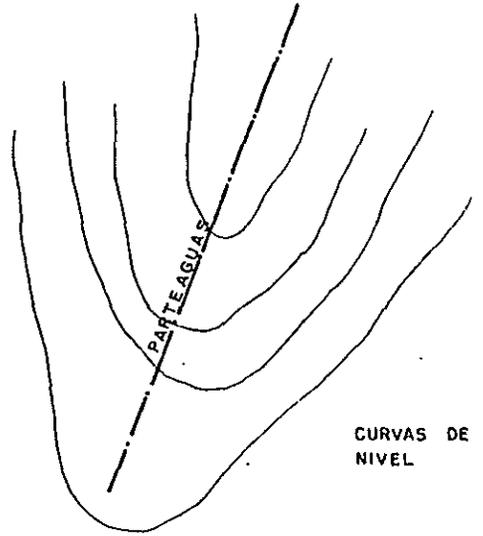
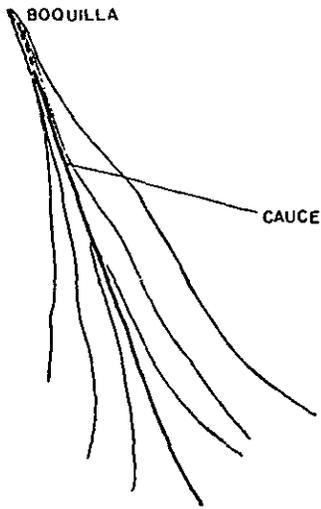


Fig. 2.2

2.2.2.2 Área de la cuenca

Se define como la superficie, en proyección horizontal, delimitada por el parteaguas (Fig. 2.3). Para su cálculo se utilizan planos fotogramétricos, debido a que las áreas son de dimensiones considerables. Los planos se encuentran generalmente en escalas : 1:5000, 1:10000 ó 1:50000, en instituciones gubernamentales como INEGI, CNA, SARH y otras.

2.2.2.3 Pendiente del cauce

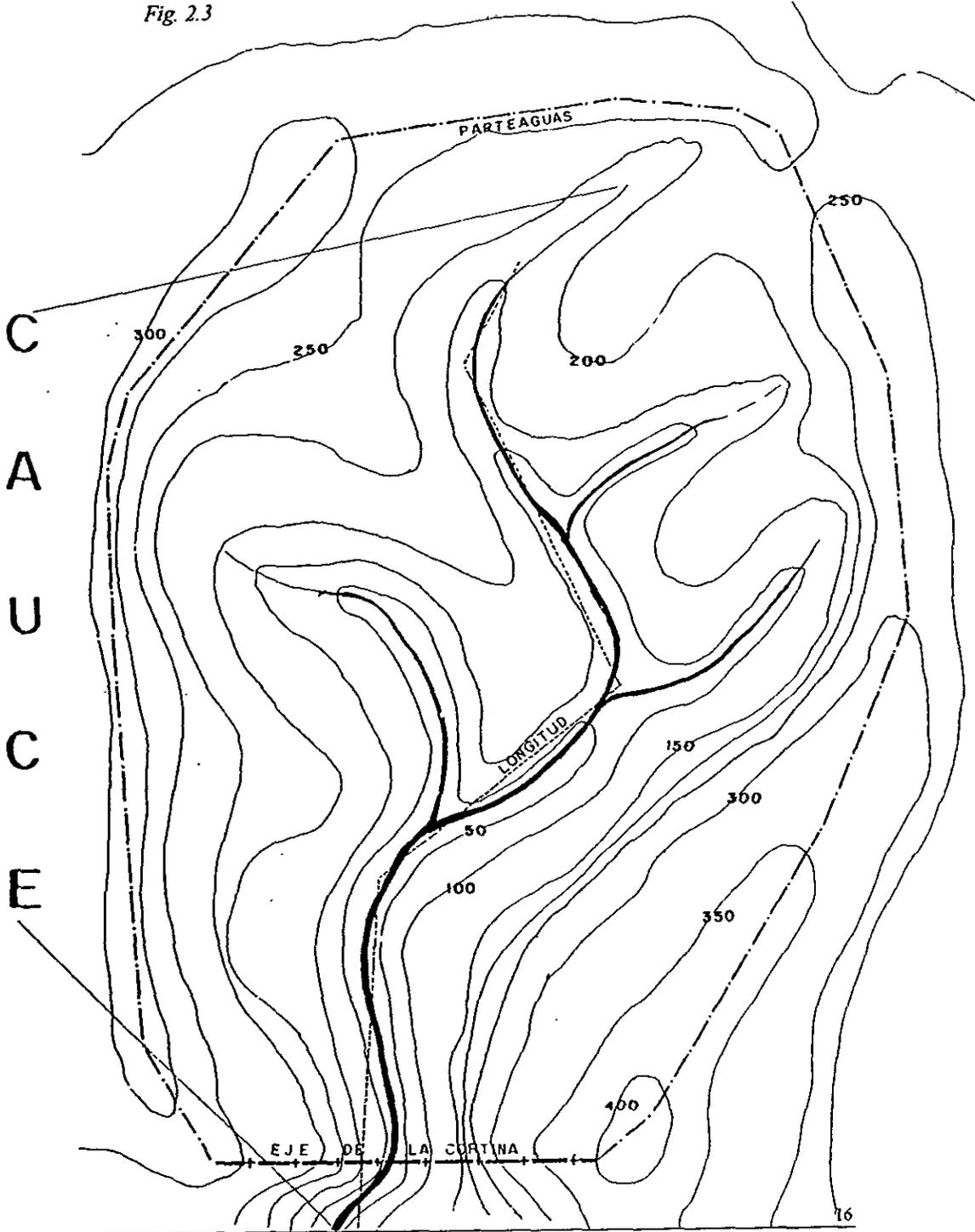
Es la diferencia de niveles establecida, por el punto más alto y el más bajo de la corriente, dividida entre la proyección horizontal de la misma. También se le conoce como el grado de inclinación que presenta el cauce durante su recorrido.

Para calcular la pendiente de una cuenca generalmente se utilizan tres métodos:

1 Criterio de Albord

Divide la elevación de la cuenca en fajas de diferente altura, posteriormente se determina el perímetro de cada una y la separación entre ellas, aplicando después la ecuación (2.1).

Fig. 2.3



$$S_c = \frac{D(L_1 + L_2 + L_3 \dots + L_n)}{A} \dots (2.1)$$

Simplificando

$$S_c = \frac{DL}{A} \dots (2.2)$$

- Sc= Pendiente de la cuenca
- D= Distancia entre curvas de nivel en (km).
- A= Area de la cuenca (km²)
- L= Longitud total de las curvas de nivel dentro de la cuenca (km)

2 Criterio de Horton

Consiste en trazar una malla de cuadrados orientados en el sentido de la corriente principal, sobre el plano topográfico de la zona.

Si la cuenca es menor a 250 km² se recomienda un cuadrículado de por lo menos de cuatro cuadros, si es mayor se debe aumentar el número de éstos.

El procedimiento consiste en medir la magnitud de cada línea de la malla comprendida dentro del cuadrículado y encontrar las intersecciones y tangencias a la curva de nivel.

La pendiente de la cuenca en cada dirección de la malla se obtiene por las ecuaciones siguientes. (Fig. 2.4)

$$S_x = \frac{N_x D}{L_x} \dots (2.3) \quad \text{y} \quad S_y = \frac{N_y D}{L_y} \dots (2.4)$$

Donde:

- D= (x,y) distancia entre curvas de nivel
- Lx= Longitud total de las líneas de la malla en la dirección X comprendidas dentro de la cuenca
- Ly= Longitud total de las líneas de la malla en la dirección Y comprendidas dentro de la cuenca
- Nx= No. total de intersecciones y tangencias de las líneas de la malla en la dirección X
- Ny= No. total de intersecciones y tangencias de las líneas de la malla en la dirección Y
- Sx= Pendiente de la cuenca en la dirección X
- Sy= Pendiente de la cuenca en la dirección Y

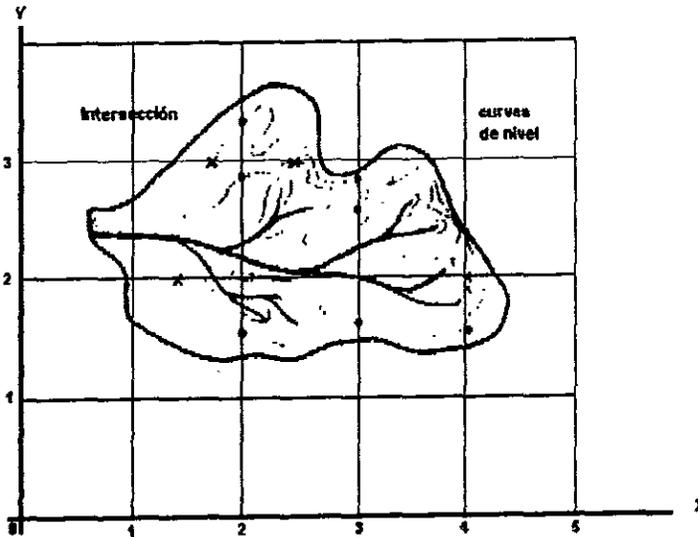


Fig. 2.4 Criterio de Horton

La pendiente media se obtiene por medio de la siguiente ecuación:

$$Sm = -\frac{ND\text{Sec.}\theta}{L} \dots (2.5)$$

Donde:

$$L = Lx + Ly$$

$$N = Nx + Ny$$

θ = Angulo entre las líneas de la malla y las curvas de nivel.

3 Criterio de Nash

Para la determinación de la pendiente de una cuenca se traza una malla sobre el plano topográfico a manera de tener 100 intersecciones.

En cada intersección se mide la distancia mínima entre curvas de nivel y la pendiente, las cuales se multiplican entre sí. Al producto de ambos se divide entre el total de intersecciones, determinando de esta forma la pendiente del cauce.⁽⁵⁾

2.2.2.4 Longitud de los cauces

Las cuencas que usualmente tienen numerosos tributarios son escarpadas y bien drenadas. En tanto que las cuencas planas con suelos permeables tienen tributarios largos y generalmente son corrientes perennes.

La longitud de las corrientes por lo general se miden sin tomar en cuenta los meandros, por medio de segmentos lineales que se trazan a partir del eje del cauce. (Fig. 2.5).

5. Vid. V. México. Comisión Federal de Electricidad. Manual de Diseño de Obras Civiles Hidrotecnia "Relacion entre precipitación y escurrimiento". Impresiones de la C.F.E 1982

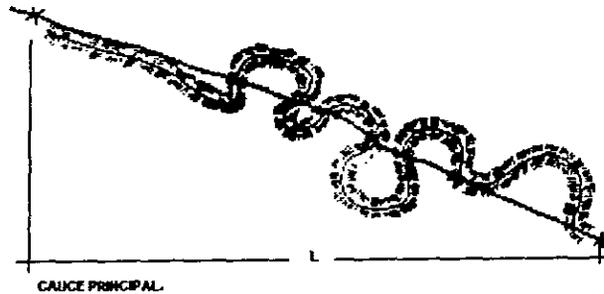


Fig. 2.5 Longitud del cauce principal

2.2.2.5 Densidad de drenaje

Se expresa como la relación del número de corrientes entre el área de la cuenca.

$$Ds = \frac{Ns}{A} \dots (2.6a)$$

Ds = Densidad de drenaje (no. de corrientes / km^2)

Ns = Número de corrientes

A = Área de la cuenca (km^2)

Para determinar el número de corrientes sólo se toman las de tipo perennes e intermitentes. La corriente principal se toma como una sola, desde su inicio o nacimiento hasta su desembocadura.

La relación entre el número de corrientes y el área drenada sólo da una idea general de su drenaje; además la densidad de drenaje obtenida a través de la longitud de las corrientes dará mayor confiabilidad en la determinación de la eficiencia del mismo.

$$Dd = \frac{L}{A} \dots (2.6b)$$

Dd= Densidad de drenaje

L= Longitud total de las corrientes perennes (km.)

A= Área de la cuenca (km²)

2.3 Precipitación

Desde el punto de vista hidrológico, la precipitación es la fuente primaria del agua superficial de la tierra y su medición es la parte *fundamental para el estudio y control de la misma*.

La precipitación como fenómeno natural, se define como el agua que llega a la superficie de la tierra proveniente de la atmósfera en forma de: gotas, granizo y otras.

De acuerdo a su forma y aspecto la precipitación puede ser de tipo:

2.3.1 Orográfico

Este tipo de precipitación se origina por el ascenso de una masa de aire cálido - húmedo por encima de un sistema montañoso. Al incrementarse la altura por elevación, la mezcla de aire pierde presión expandiéndose y disminuyendo su temperatura. *En este punto se inicia la condensación y la precipitación hace su aparición en pequeñas gotas microscópicas que incrementan su volumen al atrapar humedad en su descenso.*⁽⁶⁾ (Fig. 2.6 a)

2.3.2 Frontal o ciclónica

Las precipitaciones de este tipo ocurren cuando las masas de aire de diferente temperatura y densidad se desplazan hacia una misma zona de baja presión. Al chocar

6. Vid. V. Patton, C.P.C.S. Alexander, F.L. Kramer. Curso de Geografía Física Vicens 1ª Edición España 1978 p.p 90.

se genera un enfriamiento adiabático⁽⁷⁾ por debajo del punto de rocío, provocando la condensación.

El fenómeno se presenta en forma pasiva o activa, dependiendo del desplazamiento que presenten las masas, una con respecto de la otra. En la condición pasiva el aire más cálido se eleva por encima del frío y en la forma activa el aire cálido se eleva hacia las capas superiores a través del aire frío que pasa por debajo de él. (fig. 2.6 b)

La acción frontal es responsable de casi el 90% de las precipitaciones en las zonas no montañosas alejadas de los trópicos; e incluso en zonas montañosas la actividad frontal es frecuentemente el fenómeno más importante en cuando al inicio de una precipitación .

7 Vid; V. Patton C.P.C.S Alexander F.L. Kramer "Curso de Geografía Física" Vincens 1ª Edición. España 1978. p p 92

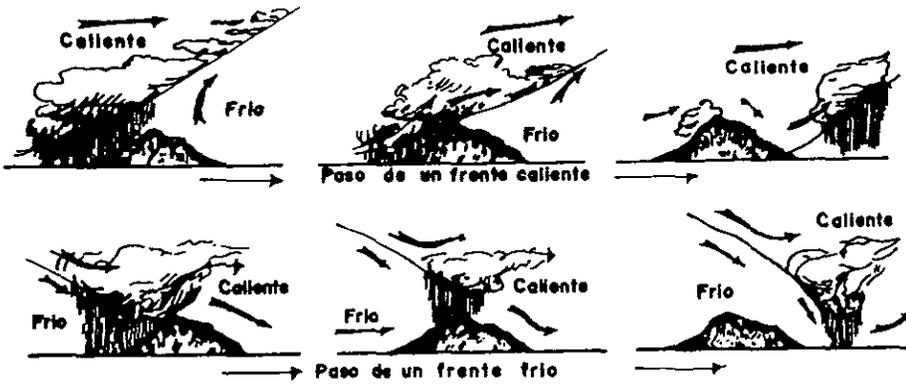


Fig. 2.6 a Formación de precipitación orográfica

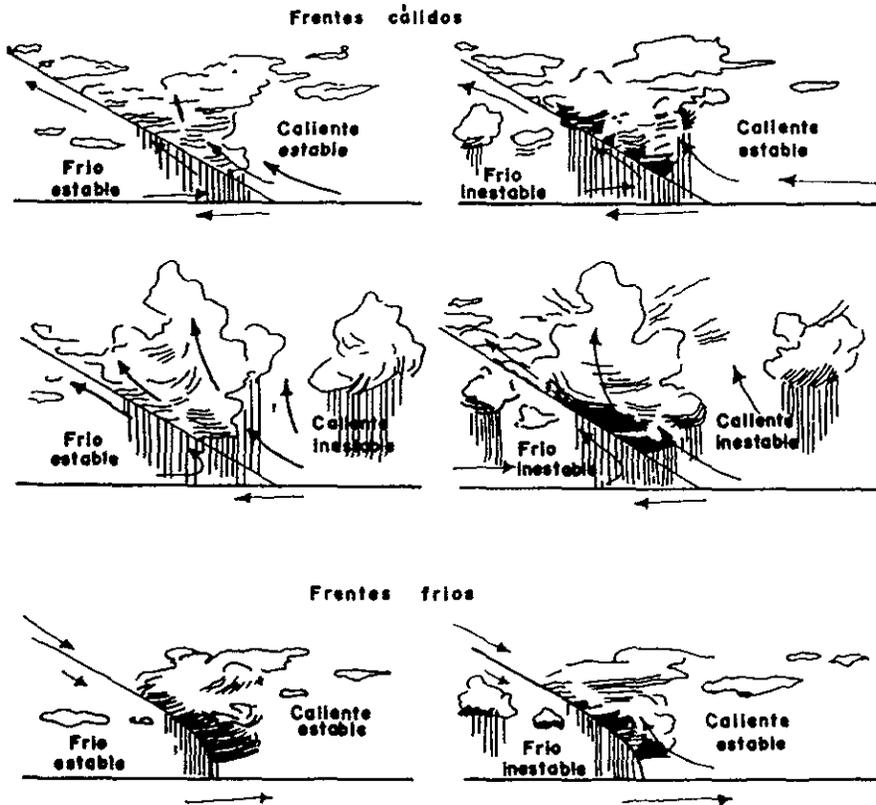


Fig. 2.6 b Formación de precipitación por frente

Ambos efectos, el frontal y el orográfico, son necesarios para la pluviosidad elevada y para las nevadas que frecuentemente tiene lugar sobre las vertientes de barlovento de los grandes sistemas montañosos.

2.3.3 Convectiva

Se produce por radiación solar. El evento ocurre cuando una masa de aire (cargado de humedad) queda en contacto con una superficie calentada por el sol. La diferencia inicial de temperatura ocurre en las primeras horas del día, permaneciendo constante al mediodía y disminuyendo conforme avanza la puesta del sol.⁽⁸⁾

Durante el período de tiempo inicial, la cohesión de la mezcla de aire disminuye permitiendo el desplazamiento vertical ascendente del aire caliente, el que ganará altura si las corrientes de aire frío son frecuentes.

Al llegar a cierta altura, la mezcla de aire formará una masa de vapores llamada nube (cumulonimbos), la que al disminuir su presión y temperatura se condensa dando lugar a la precipitación. (fig. 2.6 c)

Las tormentas de este tipo se presentan regularmente en áreas reducidas, del orden de 25 a 50 kilómetros cuadrados.

8. Vid. V Aparicio Mijares, F.I. "Fundamentos de Hidrología de superficie". Editorial Limusa. Mexico, D.F. P P 117

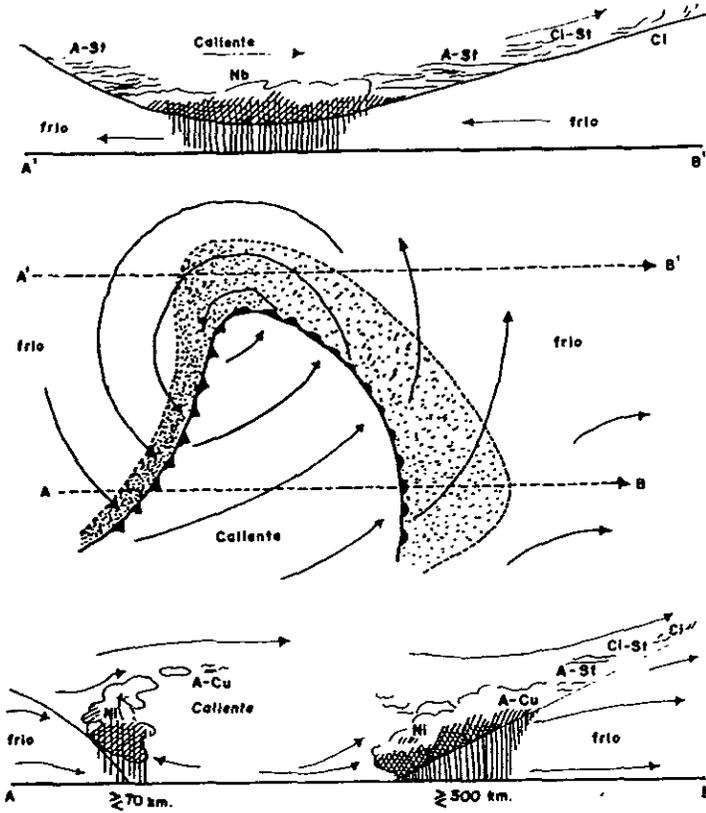
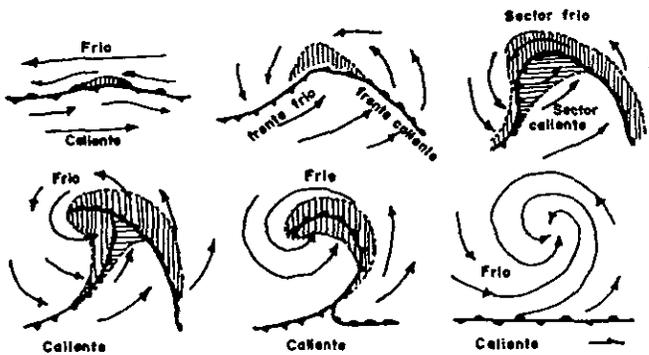


Fig. 2.6 c Formación de precipitación convectiva



2.3.4 Instrumentos y unidades de medida

Por lo general la precipitación se registra como la profundidad o espesor alcanzado por el agua. Una precipitación de una pulgada indica que ha caído el agua suficiente como para cubrir de una manera uniforme la superficie con una pulgada de espesor. En todos los países del mundo, excepto en Estados Unidos se emplea el sistema métrico y por lo general, la profundidad alcanzada por la precipitación se expresa en milímetros (mm).

2.3.4.1 Pluviómetro

El instrumento más empleado para medir la precipitación es el pluviómetro que consiste en términos generales en un recipiente al cual se acumula la precipitación y donde el observador simplemente mide la profundidad alcanzada por el agua en el interior del mismo después de cada precipitación.

Estos pluviómetros pueden ser también:

- a) **Pluviómetro registrado:** Que emplean cobalto radioactivo para medir el agua contenida en la nieve.
- b) **Pluviómetro registrador mecánico:** Registra el peso de la precipitación alcanzando durante la tormenta y lo registra en un gráfico. El número total de marcas del gráfico durante un período dado corresponde a la precipitación total. Este instrumento es el que más ha evolucionado en los últimos años.
- c) **Pluviómetro bascular:** Báscula la lluvia según la dirección del viento a fin de medir de una manera mucho más real, el total de la altura de precipitación.

2.3.4.2 Funcionamiento y mecanismo

El pluviómetro es un recipiente como el mostrado en la fig. 2.7; generalmente está expuesto a la intemperie y abierto en su parte superior. Consta fundamentalmente de tres partes. El área de captación "A" en la parte superior, que se comunica a un recipiente cilíndrico de área menor "a" mediante un embudo. La relación entre las áreas "A" y "a" es generalmente igual a 10, de tal manera que al introducir una escala graduada en centímetros en el recipiente menor, se lee la precipitación real en milímetros.

Como dispositivo auxiliar, el embudo lleva dos mallas de alambre que impiden el paso de basura o de otros objetos.

El pluviómetro únicamente proporciona la altura de precipitación total para intervalos de tiempo fijos, generalmente de 24h, medidos a partir de las 8 de la mañana de cada día.

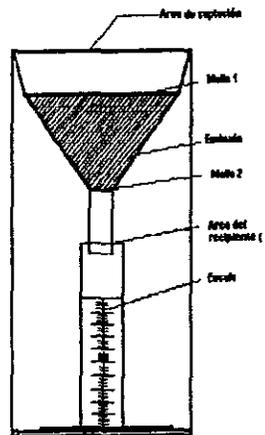


Fig. 2.7 Pluviómetro

2.3.4.3 Pluviógrafo

Es similar al pluviómetro, sólo que adicionalmente tiene un mecanismo para registrar la variación de la precipitación en el tiempo. El equipo adicional consta de un mecanismo de relojería y un detector de volumen de agua dentro del recipiente.

Existe tres tipos de pluviógrafos:

a) Pluviógrafo de flotador con sifón

Su sistema está integrado por un embudo, un recipiente temporal, un sifón y un recipiente colector.

Funciona de la siguiente manera: El agua entra por el embudo a un recipiente temporal (donde está alojado un flotador que permite el registro de los niveles) donde permanece hasta que se alcanza un nivel máximo dentro de él y automáticamente se hace funcionar el sifón; el agua desalojada pasa al recipiente recolector. Si el sifón es móvil debe ubicarse de manera de que cuando se llegue al nivel máximo del registro generalmente de 10 mm., el agua contenida en el recipiente temporal sea desalojada y se continúe con el registro. El sistema de transmisión es mediante brazos que transmiten el movimiento del flotador a una plumilla. El registro se lleva sobre papel, el cual va montado sobre un cilindro que está en movimiento continuo, proporcionado por el mecanismo de relojería. (Fig.2.8)

b) **Pluviógrafo de resorte**

Es semejante al pluviógrafo flotador, la diferencia estriba en que en lugar de utilizar un flotador emplea un resorte que es deformado por el peso del agua captada.

c) **Pluviógrafo de balancín**

Está formado por un embudo y dos recipientes temporales colocados en un balancín; cuando un recipiente se llena, desequilibra la balanza, la que gira y se vacía el recipiente, quedando el otro en posición de ser llenado, con lo que se repite el ciclo. El volumen necesario para provocar el giro de la balanza representa generalmente una altura de precipitación de 0.25 mm. La medición se logra cuando al girar el balancín se acciona un interruptor que produce un impulso eléctrico que a su vez mueve la plumilla para registrar la altura de precipitación correspondiente

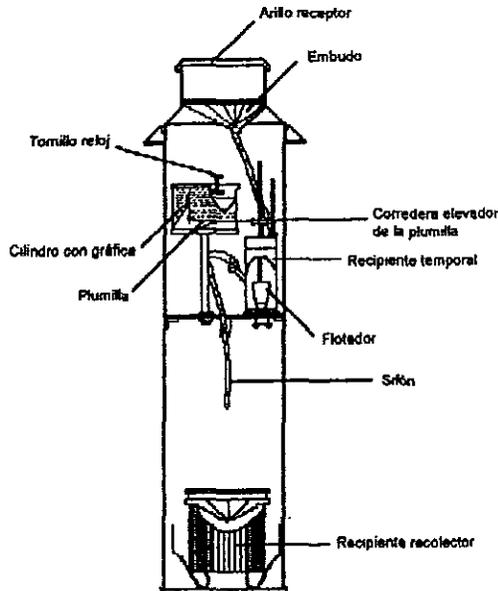


Fig. 2.8 *Pluviógrafo de flotador con sifón*

El sistema de registro puede ser con papel impreso, perforado o con cinta magnética. (Fig. 2.9)

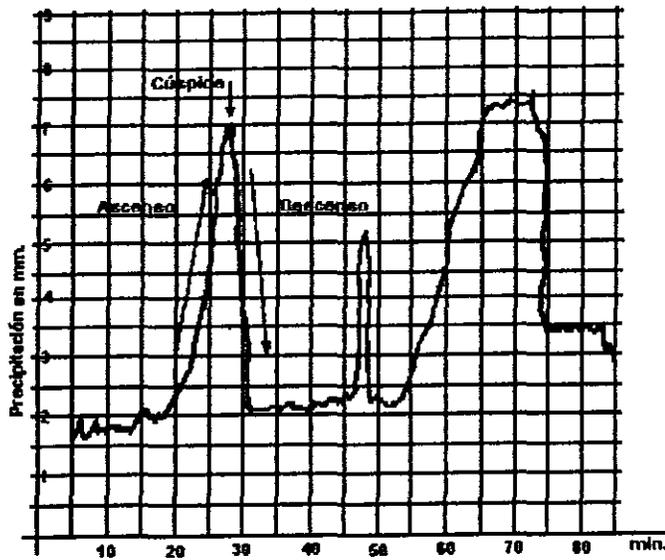


Fig. 2.9 Lecturas pluviográficas

Las dependencias de gobierno encargadas de proporcionar al público la información meteorológica, climatológica e hidrométrica imperante en el país son: La Comisión Nacional del Agua (CNA), La Secretaría de Agricultura y Recursos Hidráulicos (SARH), La Comisión Federal de Electricidad (CFE), entre otras.⁽⁹⁾

Dentro de la República Mexicana existen aproximadamente 3000 pluviómetros y 400 pluviógrafos distribuidos sobre zonas estratégicas o de importancia hidrológica.

9 Op Cit Comisión Nacional del agua Ingeniería Hidráulica en México pp 82 Art "Sistemas de información meteorológica". Ing. Jorge Alejandro Romero Centeno

2.4 Análisis de información

La información obtenida de la lluvia durante una precipitación se analiza de tres formas:

- A) Análisis aplicado a una sola estación o precipitación puntual
- B) Análisis aplicado a varias estaciones
- C) Por regionalización de las lluvias

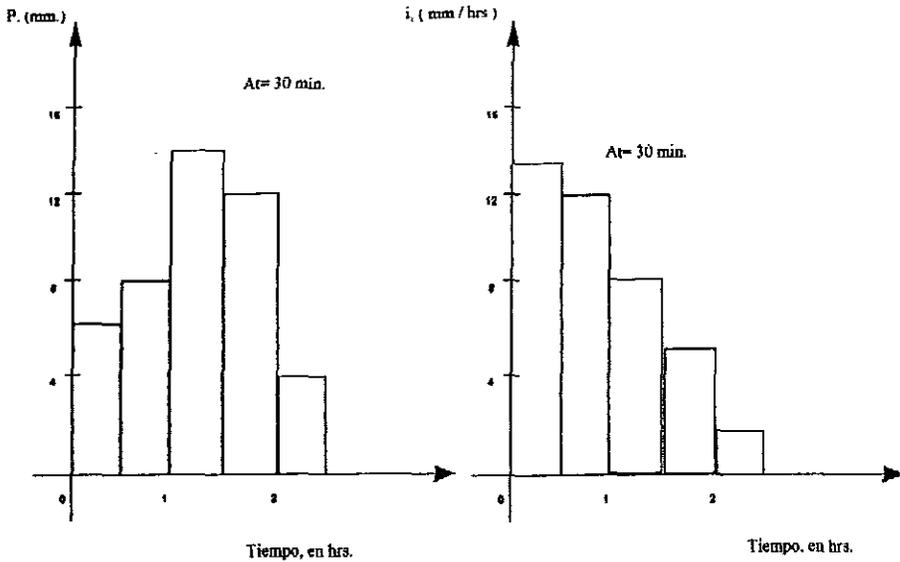
2.4.1 Análisis aplicado a una sola estación o precipitación puntual

2.4.1.1 Hietograma

Se obtiene de forma directa a través del pluviómetro. Su representación es en forma de barras verticales las cuáles nos determinan la altura de precipitación con respecto a un intervalo de tiempo constante.

Si se traza el hietograma para un intervalo de tiempo igual al de la duración de la tormenta se tiene la misma información que si solamente se dispusiera del pluviómetro. Conforme se disminuye el intervalo de tiempo, la forma del hietograma se aproxima más a la variación real de la precipitación.

El hietograma puede calcularse para diferentes intervalos de tiempo, los que se seleccionan de acuerdo con el detalle que sea necesario para su análisis. (Fig. 2.10)



a) HIETOGRAMA EXPRESADO EN ALTURA DE PRECIPITACION

b) HIETOGRAMA EXPRESADO EN INTENSIDAD DE LLUVIA

Fig. 2.10 Hietogramas

2.4.1.2 Curva masa

La curva masa es la representación de la altura de precipitación acumulada a través del tiempo, desde el inicio de la tormenta hasta su terminación; se obtiene directamente del registro del pluviógrafo.

Esta curva es no decreciente y su pendiente en cualquier tiempo, es igual a la intensidad de la lluvia (altura de precipitación por unidad de tiempo) en ese instante. (Fig. 2.11)

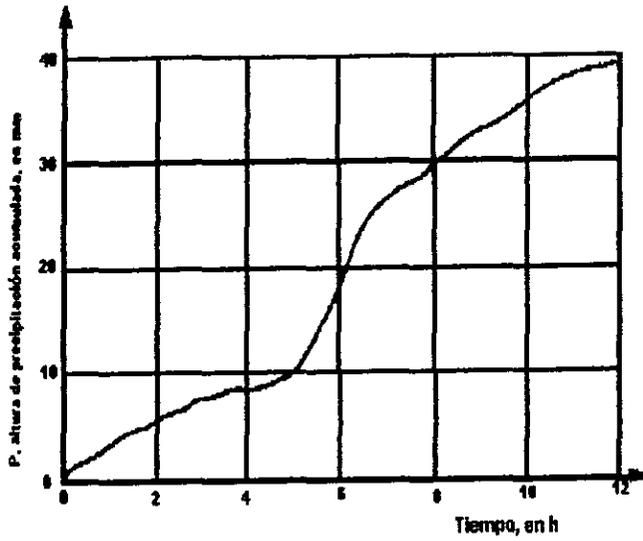


Fig. 2.11 a Curva masa de una tormenta

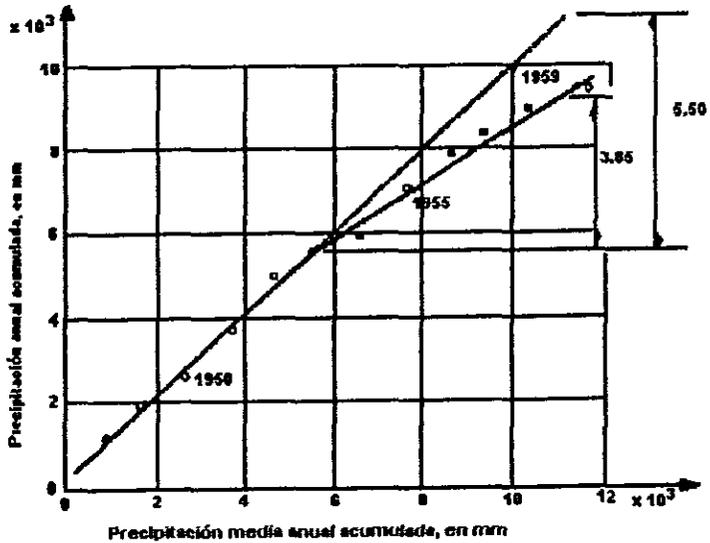


Fig. 2.11 b Curva masa (ajustada) doble de precipitación

2.4.1.3 Curvas intensidad - duración - período de retorno

Permiten conocer la variación de las características de la intensidad o de la precipitación con respecto a su frecuencia de incidencia (período de retorno). Se utiliza en modelos de relación lluvia - escurrimiento.

Estas curvas se pueden obtener de dos maneras: por el método intensidad - período de retorno y por el método de correlación lineal múltiple.⁽¹⁰⁾

La desventaja al utilizar estas curvas, es que para áreas mayores de 10 km² el valor de la intensidad de lluvia permanece constante, pudiendo originar errores de consideración en la determinación del gasto debido a que no se toma en cuenta la variación de la lluvia dentro del área en estudio.

1 Método de intensidad - período de retorno

Se realiza un análisis para una duración, ajustando a los valores máximos anuales una función de distribución de probabilidad. El proceso de cálculo es el siguiente:

1. Se selecciona una duración de interés.
2. De cada tormenta registrada se obtiene la intensidad de lluvia máxima para la duración seleccionada.
3. De cada año de registro se obtiene el máximo de los valores obtenidos en el paso 2.
4. A las intensidades máximas anuales, para la duración seleccionada, se les ajusta una función de distribución de valores extremos (generalmente una función de tipo Gumbel) con la cual se logra relacionar la magnitud de la intensidad con el período de retorno correspondiente.

¹⁰ Op. Cit. Springall, Rosendo "Cap. 8 Análisis estadísticas y probabilístico de datos Hidrológicos". Facultad de Ingeniería U.N.A.M. México 1975 Cfr. Manual de Obras Civiles. Hidrotécnica "Análisis Estadísticos". Impresión de C.F.E. 1982.

Tabla (2.1) Valores Y_N y σ_N
 Para una muestra finita tipo Gumbel

N	Y_N	σ_N	N	Y_N	σ_N
8	.4843	.9043	49	.5481	1.1590
9	.4902	.9288	50	.54854	1.16066
10	.4952	.9197	51	.5489	1.1623
11	.4996	.9676	52	.5493	1.1638
12	.5035	.9833	53	.5497	1.1653
13	.5070	.9972	54	.5501	1.1667
14	.5100	1.0095	55	.5504	1.1681
15	.5128	1.02057	56	.5508	1.1696
16	.5157	1.0316	57	.5511	1.1708
17	.5181	1.0411	58	.5515	1.1721
18	.5202	1.0493	59	.5518	1.1734
19	.5220	1.0566	60	.55208	1.17467
20	.52355	1.06283	62	.5527	1.1770
21	.5252	1.0696	64	.5533	1.1793
22	.5268	1.0754	66	.5538	1.1814
23	.5283	1.0811	68	.5543	1.1834
24	.5296	1.0864	70	.55477	1.18536
25	.53086	1.09145	72	.5552	1.1873
26	.5320	1.0961	74	.5557	1.1890
27	.5332	1.1004	76	.5561	1.1906
28	.5343	1.1047	78	.5565	1.1923
29	.5353	1.1086	80	.55688	1.19382
30	.53622	1.11238	82	.5572	1.1953
31	.5371	1.1159	84	.5576	1.1967
32	.5380	1.1193	86	.5580	1.1980
33	.5388	1.1226	88	.5583	1.1994
34	.5396	1.1255	90	.55860	1.20073
35	.54034	1.12847	92	.5589	1.2020
36	.5410	1.1313	94	.5592	1.2032
37	.5418	1.1339	96	.5595	1.2044
38	.5424	1.1363	98	.5598	1.2055
39	.5430	1.1388	100	.56002	1.20649
40	.54362	1.14132	150	.56461	1.22534
41	.5442	1.1436	200	.56715	1.23598
42	.5448	1.1458	250	.56878	1.24292
43	.5453	1.1480	300	.56993	1.24786
44	.5458	1.1499	400	.57144	1.25450
45	.54630	1.15185	500	.57240	1.25880
46	.5468	1.1538	750	.57377	1.26506
47	.5473	1.1557	1000	.57450	1.26851
48	.5477	1.1574		.57722	1.28255

Método de Gumbel para el análisis de frecuencia de avenidas

Este método probabilístico permite determinar los excedentes pluviales máximos (Y) a partir del análisis estadístico de un número finito de muestras anuales.

El proceso de cálculo se basa en los parámetros estadísticos; media (\bar{Y}) y desviación estándar (Sy) de la población (N), aplicados en la ecuación:

$$Y = \bar{Y} - \frac{S_y}{\sigma_N} \left(\bar{Y}_N + \log_e \log_e \frac{T_r}{T_r - 1} \right) \dots \dots (2.7)$$

Donde:

- Y= Máxima probable
- \bar{Y} = Valor media de la población
- Sy= Desviación estándar de la población
- T_r = Período de retorno

σ_N, \bar{Y}_N = Son valores en función del tamaño de la muestra a población. Sus valores se indican en la tabla. 2.1

Esta expresión permite hacer referencia de los valores de Y para cualquier período de retorno T_r , conociendo el tamaño (N) de la muestra de datos máximos anuales, su media \bar{Y} y su desviación estándar Sy.

La ecuación (2.7) se puede transformar en:

$$Y = \bar{Y} + S_y K \dots \dots (2.8)$$

Donde:

- Y= Máximo probable
- \bar{Y} = Valor media de la población
- Sy = Desviación estándar de la población

$$K = \frac{1}{\sigma_N} \left(\bar{Y}_N + \text{Log}_e \text{Log}_e \frac{Tr}{Tr-1} \right) \dots \dots (2.9)$$

(K). Denominado por Ven-Te-Chow como factor de frecuencia, el cual depende del tamaño de la muestra de datos y del período que se este analizando.

En el caso de utilizar excedentes anuales en lugar de máximos anuales se pueden utilizar las expresiones anteriores o bien la ecuación

$$Y = \bar{Y} - \frac{SY}{\sigma_N} (Y_N - \text{Log}_e Tr) \dots \dots (2.10)$$

2 Método de correlación lineal múltiple

En este caso la curva de intensidad - duración - período de retorno se obtiene ajustando una función a los valores de intensidades máximas anuales correspondientes a todas las duraciones de interés.

Antes de realizar el ajuste se necesita tener una idea de cuales son los tipos de ecuaciones que en general relacionan a estas variables. Dentro de las más usuales se tiene la del siguiente tipo.

$$i = \frac{KT^m}{d^n} \dots \dots (2.11)$$

Donde: i = Intensidad de la lluvia en mm/h.

Tr = Período de retorno en años

d = Duración de la intensidad en h.

K, m, n = Parámetros que se obtiene al hacer el ajuste de la ecuación

2.4.2 Análisis aplicado a varias estaciones

2.4.2.1 Método de precipitación media

Para conocer la precipitación media de una tormenta en una zona determinada, se requiere de mediciones en varias estaciones localizadas tanto dentro, como en la cercanía de ésta. El cálculo se puede hacer mediante cualquiera de los siguientes criterios:

Promedio aritmético

Es el criterio más sencillo y consiste en hacer una suma de la altura de la precipitación total registrada en cada una de las estaciones, entre el número total de estas. La ecuación representativa es:

$$\bar{P} = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n (P_i) \dots \dots (2.12)$$

Donde:

\bar{P} = Altura de precipitación media, en mm.

n = Número total de estaciones

P_i = Precipitación registrada en la estación i , en mm

Método de Thiessen

Este método consiste en lo siguiente:

1. Unir, mediante líneas rectas en un plano de la cuenca, las estaciones más próximas entre sí (Fig. 2.12 a). Con ello se forman triángulos en cuyos vértices están las estaciones pluviométricas.
2. Trazar líneas rectas que bisectan los lados de los triángulos. Por geometría básica, las líneas correspondientes a cada triángulo convergerán en un solo punto.
3. Cada estación pluviométrica quedará rodeada por las líneas rectas del paso 2, que forman los llamados polígonos de Thiessen y, en algunos casos, en parte por el parteaguas de la cuenca. El área encerrada por los polígonos de Thiessen y el parteaguas será el área de influencia de la estación correspondiente.
4. La lluvia media se calcula entonces como un promedio pesado de las precipitaciones registradas en cada estación, usando como peso el área de influencia correspondiente:

$$\bar{P} = \frac{\sum_{i=1}^n a_i P_i}{A_T} \dots (2.13)$$

Donde:

\bar{P} = Altura de precipitación media, en mm

A_T = Area total de la cuenca, en km²

A_i = Area de influencia para cada estación i, en km²

n = Número total de estaciones

P_i = Altura de precipitación en cada estación i, en mm

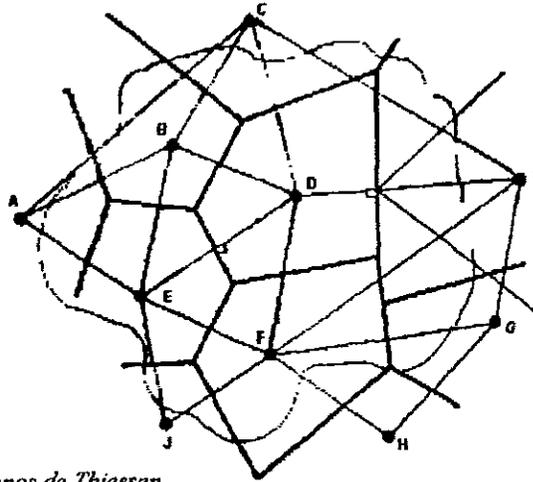


Fig. 2.12 a Polígonos de Thiessen

Isoyetas

Se requiere un mapa con la localización de las estaciones. En cada una de ellas se anota el valor de la precipitación registrada y se trazan las curvas de igual precipitación, denominadas isoyetas (Fig. 2.12.b.). El trazo de las isoyetas es semejante al que se realiza en topografía, para las curvas de nivel de terreno. La ecuación representativa es:

$$\bar{P} = \frac{1}{A_T} \sum_{i=1}^n (\bar{P}_i A_i) \dots \dots (2.14)$$

Donde:

\bar{P}_i = Altura de precipitación promedio entre dos isoyetas, en mm

A_i = Area limitada entre dos isoyetas consecutivas y los extremos de la cuenca, en km^2

A_T = Area total de la cuenca, en km^2

\bar{P} = Altura de precipitación media, en mm

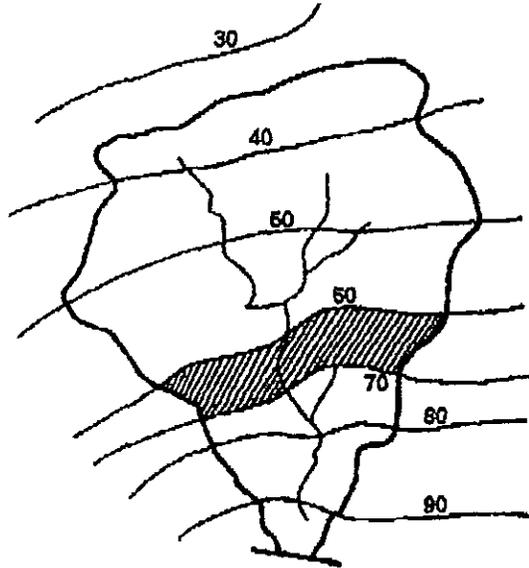


Fig. 2.12. b Isoyetas

2.4.2.2 Curva masa media ajustada

Esta curva permite conocer la variación en el tiempo de la precipitación media en la cuenca. Se construye aplicando el método aritmético o el de polígonos de Thiessen a las alturas de precipitación acumuladas en cada estación para diferentes tiempos. El resultado será una curva masa media, la que ajusta se calculando la precipitación media de toda la tormenta con el método de las isoyetas y multiplicando cada ordenada de la curva masa media por el F_a factor de ajuste:

$$F_a = \frac{\bar{p}_{\text{isoyetas}}}{\bar{P}_{\text{polígonos}}} \dots \dots \dots (2.15)$$

Donde h_{pis} es la altura de precipitación media de toda la tormenta calculada con el método de la isoyetas y h_{po} es la misma altura, pero calculada con el método

aritmético o el de polígonos de Thiessen. Con esto se obtiene la curva masa media ajustada.

2.4.2.3 Curva altura de precipitación - área - duración

En la mayor parte de los estudios hidrológicos es importante conocer la variación de la lluvia con respecto al área. Para conocer esta variación es necesario contar dentro de la cuenca o cerca de ella, con un número adecuado de estaciones pluviográficas y como apoyo algunas pluviométricas. El análisis de la información para diferentes tormentas escogidas deben ser las más desfavorables que hayan ocurrido en la zona y el resultado del análisis anterior son las curvas de altura de precipitación - área - duración, cuya construcción se describe a continuación:

1. Elaborar la curva masa de las estaciones localizadas en la cuenca y que cuenten con pluviógrafo.
2. Determinar el área de influencia de cada una de las estaciones utilizando el método de los polígonos de Thiessen.
3. Dibujar las isoyetas de la precipitación total de las estaciones pluviométricas.
4. Calcular el área entre cada dos isoyetas y el parteaguas.
5. Superponer los planos de isoyetas y el de polígonos de Thiessen y calcular el área parcial de influencia de cada estación hidrológica comprendida entre dos isoyetas.
6. Obtener la curva masa media del área comprendida entre cada isoyeta y el parteaguas de la cuenca, de tal forma que cada área se trate como una cuenca en particular. La curva masa obtenida se ajusta con la ecuación (2.15).
7. Dividir en intervalos de tiempo más pequeños de tal manera que refleje el comportamiento de la curva.
8. Para cada duración obtener los máximos incrementos de precipitación de las curvas masa obtenidas.
9. Dibujar los datos obtenidos de altura de precipitación, área y duración.(Fig. 2.13)

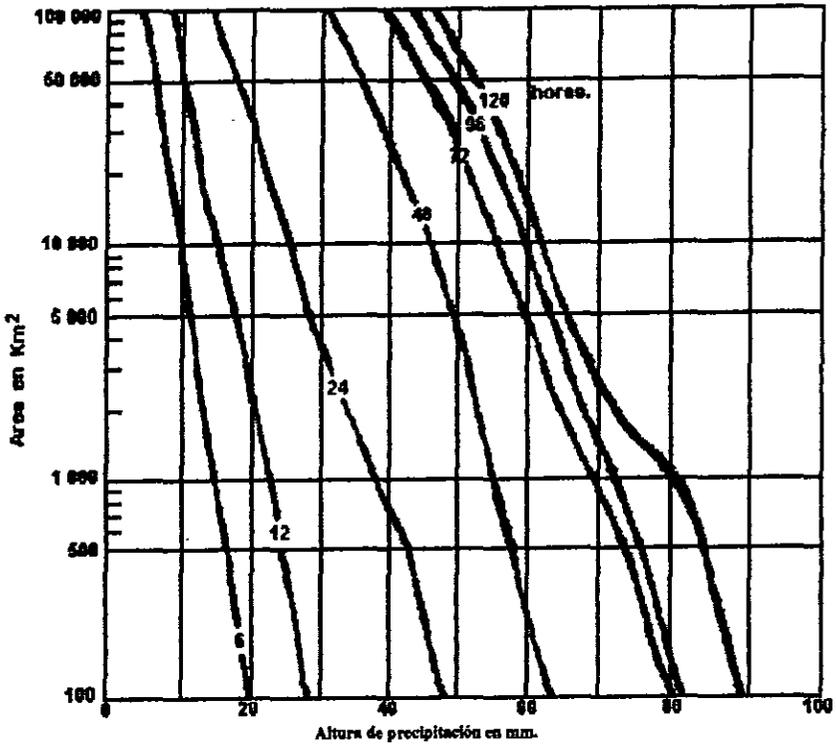


Fig. 2.13 Curva altura de precipitación - área - duración

2.4.3 Regionalización de las lluvias en una cuenca

La determinación de la tormenta de diseño en términos de regiones, permite agrupar toda la información disponible, no tomando en cuenta la registrada en algunas estaciones aisladas que no resulte congruente con la general recabada en la cuenca.

Para obtener la tormenta de diseño con este criterio, se define la precipitación máxima que ocurre en un punto y posteriormente, utilizando un factor de ajuste, se modifica dicho valor para conocer la precipitación media sobre el área que se desea estudiar. Si además se requiere calcular el valor de la precipitación para diferentes duraciones y períodos de retorno, es necesario determinar los factores de ajuste correspondientes a estos términos y de preferencia en forma regional.

Regionalización de precipitaciones máximas

La regionalización de la precipitación máxima se hace mediante la construcción de planos de isoyetas, ya que ellos permiten tomar en cuenta la variación espacial de la lluvia, para una duración de 24 horas y para una duración menor que 2 horas.

Se utiliza la duración de 24 horas porque la precipitación es medida comúnmente en pluviómetros, cuyo registro se hace cada 24 horas. El plano de isoyetas para una duración menor de 2 horas tiene como objeto tomar en cuenta que las lluvias que provocan incrementos notables en el escurrimiento en cuencas urbanas tienen regularmente una duración entre cero y dos horas.

Los planos de isoyetas indicados anteriormente deben tener asignado un período de retorno común, por ejemplo, en obras de drenaje urbano el período de retorno que generalmente se escoge, es de 2 años, pero se puede escoger uno mayor si en todas las estaciones utilizadas en el trazo de las isoyetas se cuenta con períodos de registro amplios en información, ya que de esta manera los resultados generales son confiables y a la vez se puede detectar si existe información incongruente en algunas estaciones con respecto a la obtenida para toda la cuenca.

2.4.4 Precipitación de diseño

Los métodos y criterios analizados con anterioridad, tiene la finalidad de cuantificar la precipitación en una área limitada (cuenca). Esta cuantificación se basa en las características de variación como son: la intensidad, duración y período de retorno.⁽¹¹⁾

Comúnmente estos análisis determinan la precipitación media probable (p.m.p.) o bien la precipitación máxima probable (P.M.P.) valores que pueden ser tomados como representativos de la precipitación de diseño (P.D.D.), ya que fueron obtenidos bajo las condiciones más desfavorables.

La precipitación de diseño se utiliza en el cálculo dimensional en obras hidráulicas tales como: obras de excedencias, sistemas de drenaje pluvial y otras.

2.5 Escurrimiento

El escurrimiento se define como el agua proveniente de la precipitación que circula sobre o bajo la superficie terrestre y que llega a una corriente para finalmente ser drenada hasta la salida de la cuenca.

El escurrimiento puede ser de tipo:

- a) Superficial
- b) Sub - superficial
- c) Subterráneo

11. Vid; V. México. Comisión Federal de Electricidad. Manual de Diseño de Obras Civiles Hidrotécnica "Tormenta de Diseño" México. Impresiones de las CFE

Y su cuantificación total se determina como la suma de los tres tipos de escurrimiento, analizados en la forma siguiente:

Escurrecimiento en exceso o directo

Escurrecimiento base o pérdida

2.5.1 Escurrecimiento directo

Está constituido por el escurrimiento superficial el cual se presenta inmediatamente después de la tormenta y durante ésta. Analíticamente se describe el proceso como el desplazamiento de una gota de agua por gravedad del punto más alto y lejano de una cuenca hacia la salida de la misma en forma de corriente.

2.5.1.1 Aforo de corrientes

Aforar una corriente es determinar el volumen de flujo que pasa por una sección en la unidad de tiempo, con el objeto de determinar su magnitud y distribución.

También permite disponer de información cuantitativa que caracterice el gasto máximo durante una tormenta.

El aforo puede darse por:

- a) Sección de control
- b) Relación sección - pendiente
- c) Relación sección - velocidad

2.5.2 Esguerrimiento base o pérdida

Esta formado por el esguerrimiento subsuperficial y el subterráneo. En el caso del esguerrimiento subterráneo este es lento y puede tardar años en llegar a la salida de la cuenca, por lo que es difícil relacionarlo con una tormenta en particular, a menos que la cuenca sea demasiado pequeña y su suelo muy permeable. Una de sus características más importantes es alimentar a las corrientes cuando no hay lluvias debido a que se produce bajo el nivel freático. El esguerrimiento subsuperficial tiene la característica de ser casi tan rápido como el superficial o lento como el subterráneo, situación que depende de la permeabilidad de los estratos del suelo.

La condición anterior permite establecer que el agua pluvial puede comenzar su viaje hacia la corriente como flujo superficial e infiltrarse en el camino, terminado como esguerrimiento subsuperficial o subterráneo.

2.6 Relación precipitación - esguerrimiento

Normalmente las cuencas urbanas, son aquellas cuyas condiciones se modifican con el tiempo, de manera que las características estadísticas de los esguerrimientos no pueden ser determinadas directamente a partir de estos registros, por lo que se tiene que recurrir a estimar primero las características estadísticas de las tormentas y posteriormente, mediante un modelo de precipitación - esguerrimiento, determinar las avenidas suponiendo que su probabilidad de ocurrencia es idéntica a la tormenta utilizada para generarla.

El tipo de modelo precipitación - esguerrimiento que debe utilizarse en cada caso particular, depende básicamente de las características topográficas de la cuenca (como son; área, longitud y pendiente del cauce), del tipo de estructuras de drenaje o

regulación que en ella existan o se planeen (colectores, presas, canales artificiales, etc.) y de la información disponible.

2.6.1 Cuantificación del escurrimiento a través de la precipitación

Para obtener el gasto producido por una precipitación sobre una cuenca, existen diferentes métodos los que se clasifican en:

a) **Métodos directos o empíricos**

Consideran que el escurrimiento provocado por una tormenta es función principalmente de las características físicas de la cuenca, ejemplos de estos métodos es el racional americano y el gráfico alemán, entre otros.

b) **Métodos hidrológicos**

Consideran que existe una relación lineal entre las lluvias y los escurrimientos, ejemplos de este tipo de métodos es el del Road Research Laboratory y el del hidrograma unitario.

2.6.2 Métodos directos o empíricos

2.6.2.1 Hidrograma

Este elemento que interviene en la obtención de variables hidrológicas entre la precipitación y el escurrimiento (Fig. 2.14), está compuesto por los siguientes parámetros:

a) **Volumen de escurrimiento directo VED (área sin sombreada)**

b) El tiempo de concentración (t_c) puede obtenerse aplicando cualquiera de las expresiones siguientes:

$$t_c = (0.86L^3 / H)^{0.325} \dots \text{Roule} \dots (2.16)$$

$$t_c = 0.000325 (L / S^{0.5})^{0.77} \dots \text{Kirpich} \dots (2.17)$$

Donde:

t_c = Tiempo de concentración en hr.

S = Pendiente del cauce principal

L = Longitud en m.

H = Desnivel en m.

Para áreas menores de 5 km² se recomiendan los siguientes expresiones:
(Ecs. 2.18).

$$1) \dots t_c = L / V_w \dots (S.A)$$

L = Longitud (km)

V_w = Velocidad de la corriente km/hr.

H = Desnivel (m)

$$\text{Donde : } V_w = 72 (H/L)^{0.60}$$

$$2) \dots t_c = 0.067 (L/S)^{0.77}$$

$$t_c = 0.067 (L^{1.55} / H^{0.585}) \dots \text{Fores R. División.}$$

Donde:

L= Longitud (km)

H= Desnivel (km)

S= Pendiente (milésimas)

$$3) \dots t_c = 0.303 (L / S^{1/2})^{0.64} \dots V.T. Chow$$

(t_c) Tiempo de concentración, teóricamente se define como el tiempo que se requiere para que si se presenta una tormenta con intensidad constante, el gasto a la salida de la cuenca alcance un valor de equilibrio.

c). **Tiempo pico (t_p)**. Es el tiempo que transcurre entre el momento en que se inicia el escurrimiento directo y el momento en que alcanza su valor máximo.

$$T_p = \frac{d_e}{2} + t_R \dots (2.19 a)$$

Donde:

d_e = Duración de la precipitación, en hr.

t_R = Tiempo de retraso, en hr.

d). **Tiempo de retraso t_R** . Es el que transcurre entre el centroide del histograma de precipitación efectiva y el gasto máximo o de pico.

$$t_R = 0.6 t_C \dots (2.19 b)$$

e). **Tiempo base (t_B).** Es el tiempo que dura el escurrimiento directo.

$$t_B = 2.67 t_p \dots (2.19 c)$$

t_B = Tiempo base, en hr.

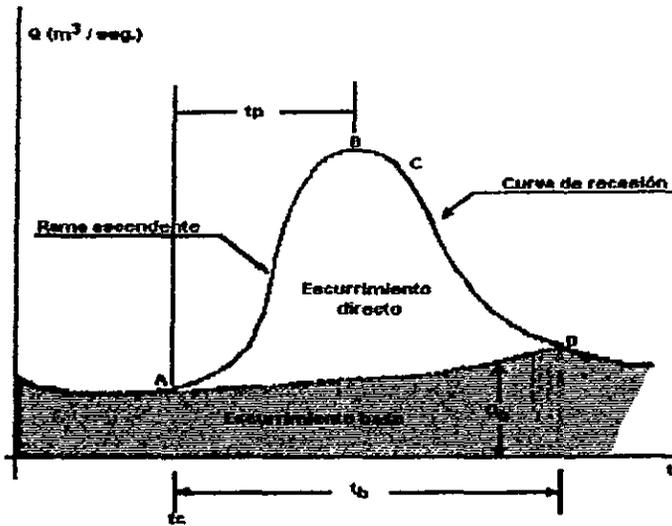


Fig. 2.14 Hidrograma tipo.

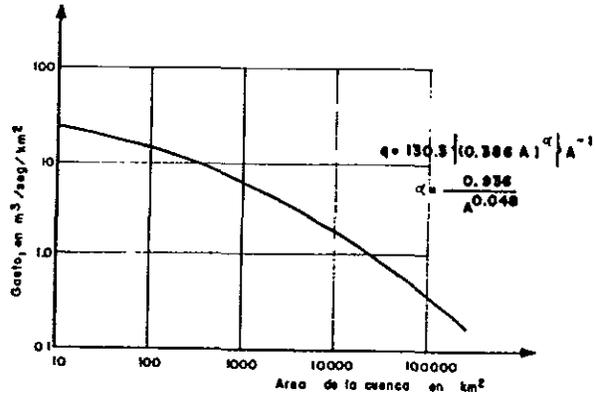


Fig. 2.15.a. Envolvente mundial.



Fig. 2.15.b Regionalización de la República Mexicana

2.6.2.2 Método de las envolventes

Con éste método se obtiene estimaciones gruesas de los gastos máximos probables y se utiliza cuando no se dispone de cualquier dato de escurrimiento o precipitación. Estos métodos relacionan el $Q_{máx.}$ (gasto máximo) con el área de la cuenca obteniendo la ecuación siguiente:

$$Q_{máx.} = \alpha A^{\beta} \dots (2.20 \text{ Ec. general})$$

Donde:

A_C = Area de la cuenca, en km^2 .

$Q_{\text{máx}}$ = Gasto máximo, en m^3/s

α, β = Parámetros empíricos que puede ser función del tamaño de la cuenca y que se modifica de acuerdo a la región en estudio.

Como valores generales:

$\beta = 0.75$ para cuencas menores a 1500 km^2

$\alpha = 0.75$ para cuencas mayores a 1500 km^2

Creager obtuvo datos de avenidas máximas registradas en diferentes partes del mundo y obtuvo una gráfica (Fig. 2.15. a) cuya envolvente se representa por la siguiente ecuación

$$q = 1.303 [c (0.386 A)^\alpha] A^{-1} \dots (2.21)$$

En donde: A = Area de la cuenca, en km^2 .

q = Gasto máximo por unidad de área en la cuenca en $\text{m}^3/\text{scg}/\text{km}^2$.

c = Coeficiente de Creager (Para la Rep. Méx. ver tabla 2.2).

$$\alpha = \frac{0.936}{A^{0.048}} \dots (2.22)$$

2.6.2.3 Método racional americano

Es uno de los métodos más antiguos (data de 1889) pero debido sobre todo a su sencillez, es todavía uno de los más utilizados. Está basado en considerar que sobre el área estudiada se tiene una lluvia uniforme durante un tiempo tal que el escurrimiento en la cuenca se establezca y se tenga un gasto constante en la descarga.

Tabla (2.2) Valores del coeficiente C de Creager para las regiones de la República Mexicana.

<u>Región</u>	<u>Coeficiente de Creager</u>
1. Baja California Norte	30
2. Baja California Sur	72
3. Río Colorado	14
4. Noroeste	
a) Zona Norte	35
b) Zona Sur	64
5. Sistema Lerma - Chapala - Santiago	
a) Lerma - Chapala	16
b) Santiago	19
6. Pacífico Centro	100
7. Cuenca Río Balsas	
a) Alto Balsas	18
b) Bajo Balsas	32
8. Pacífico Sur	62
9. Cuenca Río Bravo	
a) Zona Conchos	23
b) Zona Salado y San Juan	91
10. Golfo Norte	61
11. Cuenca Río Pánuco	
a) Alto Pánuco	14
b) Bajo Pánuco	67
12. Golfo Centro	59
13. Cuenca Río Papaloapan	36
14. Golfo Sur	36
15. Sistema Grijalva - Usumacinta	50
16. Península de Yucatán	3.7
17. Cuencas cerradas del Norte, Zona Norte	4
18. Cuencas cerradas del Norte, Zona Sur	26
19. El Salado, Zona Sur	45
20. Durango	8.4
21. Cuencas de Cuitzeo y Pátzcuaro	6.8
22. Valle de México	19
23. Cuenca del Río Metztlán	37

Este método permite determinar el gasto máximo provocado por una tormenta, suponiendo que dicho máximo se alcanza cuando la precipitación se mantiene con una intensidad aproximadamente constante durante un tiempo igual al tiempo de concentración de la cuenca, (Figura 2.15. b). La fórmula racional se define como:

$$Q_p = 0.278 C i A \dots (2.23)$$

Donde:

Q_p = Gasto de pico, en m^3/s

A = Area de la cuenca en km^2

C = Coeficiente de escurrimiento (Tabla 2.3).

i = Intensidad media de la lluvia para una duración igual al tiempo de concentración de la cuenca, en mm/hr .

Representación gráfica del método racional americano

Para calcular el tiempo de concentración en cuencas urbanas se utiliza la siguiente expresión

$$t_c = t_{cs} + t \dots (2.24)$$

Donde:

t_c = Tiempo de concentración (hr)

t_{cs} = Tiempo de concentración sobre las superficies (hr)

t = Tiempo de traslado a través de los colectores (hr)

Ver figura 2.16

Para estimar el tiempo de concentración a través de las superficies (t_{cs}) se puede utilizar la ecuación propuesta por Kirpich (Ec.2.17 b).

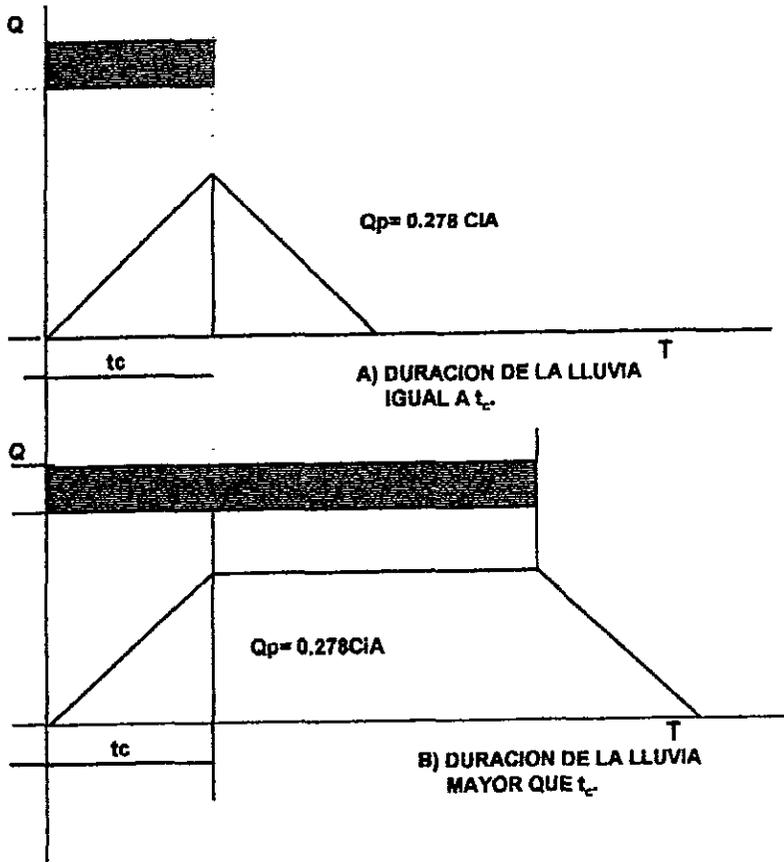


Fig. 2.16 Representación gráfica del método racional

TABLA (2.3) Valores del coeficiente de escurrimiento

TIPO DEL ÁREA DRENADA	COEFICIENTE DE ESCURRIMIENTO	
	MÍNIMO	MÁXIMO
ZONAS COMERCIALES:		
Zona comercial	0.70	0.95
Vecindarios	0.50	0.70
ZONAS RESIDENCIALES:		
Unifamiliares	0.30	0.50
Multifamiliares, espaciados	0.40	0.60
Multifamiliares, compactos	0.60	0.75
Semiurbanas	0.25	0.40
Casas habitación	0.50	0.70
ZONAS INDUSTRIALES:		
Espaciado	0.50	0.80
Compacto	0.60	0.90
CEMENTERIOS, PARQUES	0.10	0.25
CAMPOS DE JUEGO	0.20	0.35
PATIOS DE FERROCARRIL	0.20	0.40
ZONAS SUBURBANAS	0.10	0.30
CALLES:		
Asfaltadas	0.70	0.95
De concreto hidráulico	0.80	0.95
Adoquinadas	0.70	0.85
ESTACIONAMIENTOS	0.75	0.95
TECHADOS	0.75	0.95
PRADERAS		
Suelos arenosos planos (pendientes 0.02)	0.05	0.10
Suelos arenosos con pendientes medias (0.02-0.07)	0.10	0.15
Suelos arenosos escarpados (0.07 o más)	0.15	0.20
Suelos arcillosos planos (0.02 o menos)	0.13	0.17
Suelos arcillosos con pendientes medias (0.02-0.07)	0.18	0.22
Suelos arcillosos escarpados (0.07 o más)	0.25	0.35

Para calcular el tiempo de traslado a través de los colectores se utiliza la ecuación de Manning para la condición de tubo lleno o la fórmula de Babbitt

$$V = 1/n (R_H^{2/3} S^{1/2}) \dots\dots\dots(2.25 a) \quad \text{Manning}$$

Donde:

V= Velocidad media de traslado, en m. /s..

n= coeficiente de rugosidad de Manning (Tabla 2.4)

R_H= Radio hidráulico en m.

S= Pendiente del tramo

El coeficiente de Manning depende del tipo de material de que esté construida la construcción y algunos valores de él están indicados en la tabla 2.4.

$$V = 610 C S^{1/2} \dots\dots (2.25 b) \quad \text{Babbitt}$$

Donde

C = Coeficiente de escurrimiento (tabla 2.3)

S = Pendiente del área por drenar

V = Velocidad (m./ min.)

De lo anterior , el tiempo de traslado, expresado en minutos, es igual a

$$t = \ell / V \dots\dots\dots (2.26)$$

ℓ longitud del tramo en el cual el flujo escurre, en m

2.6.2.4 Método gráfico alemán

Es uno de los primeros que se desarrollaron para calcular avenidas de diseño en colectores y también es utilizado en la actualidad por su sencillez. Su aplicación se resume en los siguientes pasos.

- 1.- Se divide la cuenca que se va a analizar en subcuencas asociadas a cada tramos de red de drenaje.
- 2.- Se calcula cada área de las subcuencas y el tiempo de concentración que les corresponde utilizando la ecuación "a". (Ec. 2.24)
- 3.- Se calcula el tiempo de concentración asociada a la cuenca, TT_c , y se considera que la lluvia tiene la misma duración, es decir:

$$d_{ij} = TT_c \dots \dots (2.27)$$

d_{ij} = Duración de la lluvia.

TT_c = Tiempo de concentración de toda la cuenca.

- 4.- Se determina el período de retorno (Tr).
- 5.- Se calcula la intensidad de la lluvia para la duración obtenida en el paso 3 y el período de retorno obtenido en el paso 4 con ayuda de las curvas de intensidad de la lluvia - duración - período de retorno.
- 6.- Con la fórmula (Ec. 2.23) se estima el escurrimiento máximo en cada una de las subcuencas, considerando que la intensidad de la lluvia calculada en el paso 5 es uniforme sobre toda la cuenca y la única variable que cambia es el área o bien el coeficiente de escurrimiento.
- 7.- Se construyen los hidrogramas de escurrimiento de cada subcuenca. Para ello se supone que el gasto máximo Q_j de la subcuenca en estudio, se alcanza linealmente en un tiempo igual al de la concentración de la subcuenca; a partir de este tiempo, el gasto se mantiene constante hasta un tiempo igual al de

duración total de la lluvia (t_{11}) y por último, la recesión también se realiza en un tiempo igual al de concentración.

8.- Se calcula el hidrograma de escurrimiento total. (Fig. 2.17)

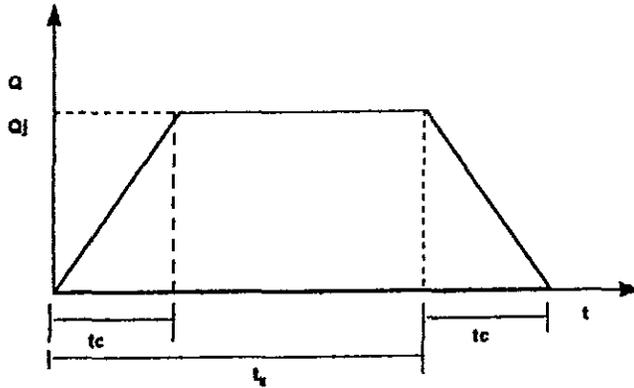


Fig. 2.17 a Hidrograma de escurrimiento

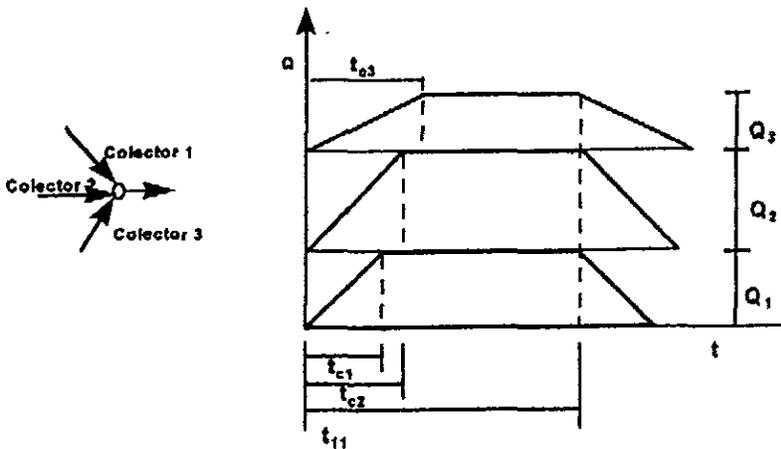


Fig. 2.17 b Procedimiento para sumar hidrogramas de colectores concurrentes

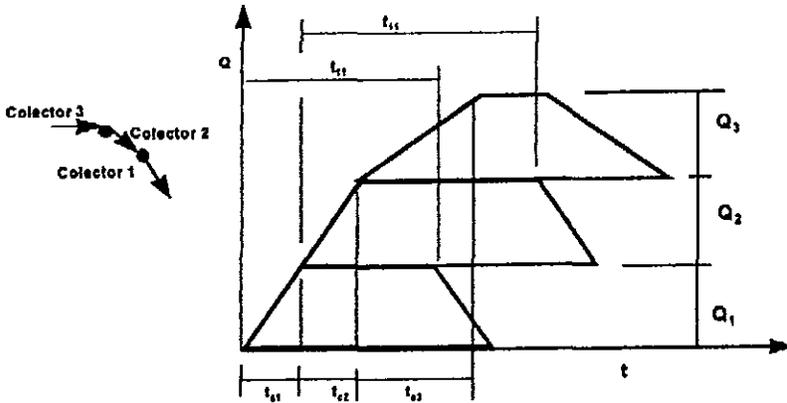


Fig. 2.17 c Procedimiento para sumar hidrogramas de colectores consecutivos

2.6.3 Métodos hidrológicos

2.6.3.1 Método del Road Research Laboratory (RRL)

Este método considera que en una zona urbanizada, el gasto máximo que se utiliza para el diseño de obras hidráulicas será producido solamente por la superficies impermeables conectadas al sistema de alcantarillado y no toma en cuenta a las superficies permeables o a las impermeables que no están conectadas a la red y por lo tanto, no se considera que contribuye al escurrimiento.

Su procedimiento de cálculo es el siguiente:

- Se obtienen los datos físicos de la cuenca y se elabora un plano de ella, en el cual se muestre el sistema de alcantarillado y las superficies impermeables conectadas a él.
- Se calculan los tiempos de traslado desde diversos puntos de la cuenca hasta el punto de interés, y se construyen un plano de curvas de igual tiempo de traslado (isócronas).
- Se calcula el hidrograma virtual de entradas al sistema de alcantarillado.

- d) Se calcula la regulación del hidrograma virtual de entrada debida al almacenamiento en el sistema de alcantarillado.

2.6.3.2 Hidrograma unitario

El hidrograma unitario puede ser del tipo:

- a) Hidrograma unitario tradicional
- b) Curva S
- c) Hidrograma unitario instantáneo
- d) Hidrograma unitario sintético

2.6.3.2.1 Hidrograma unitario tradicional

El hidrograma unitario asociado a una duración " d_e " se define como el hidrograma de escurrimiento directo que produce una precipitación efectiva unitaria (en mm.) distribuida uniformemente en la cuenca y en el tiempo " d_e ". (Fig. 2.18)

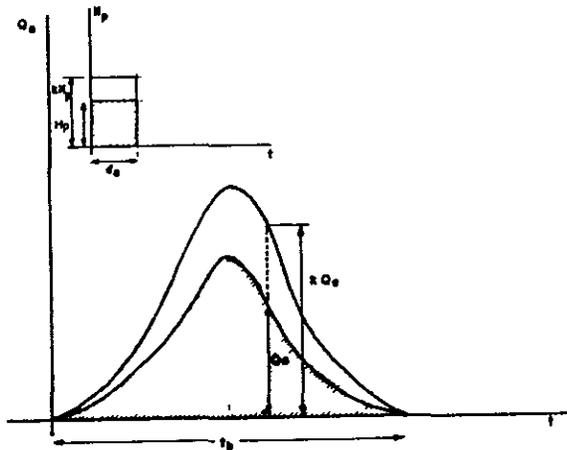


Fig. 2.18 Hidrograma unitario tradicional

Se considera que una vez conocido el hidrograma unitario para una duración dada, el hidrograma que producirá una lluvia de cualquier magnitud pero de la misma duración, puede calcularse multiplicando las ordenadas del hidrograma unitario por la magnitud de la lluvia efectiva. Se considera además que una secuencia de lluvias de la misma duración produce un hidrograma igual a la suma de la secuencia de hidrogramas que produciría individualmente cada una de las lluvias.

De acuerdo con la definición, el hidrograma unitario se determina a partir de registros simultáneos de lluvia y escurrimientos, de la siguiente forma:

- 1.- Se calcula el hidrograma de precipitación media en la cuenca.
- 2.- Se obtiene el hidrograma de escurrimiento directo separándolo del escurrimiento base.
- 3.- Se calcula el volumen de escurrimiento directo utilizando la ecuación.

$$V_{ed} = \Delta t \sum_{i=1}^n Q_i \dots\dots (2.29)$$

Donde:

V_{ed} = Volumen de escurrimiento directo, en m^3 .

Δt = Intervalo de tiempo, en s.

Q_i = Gasto de escurrimiento directo en el i -ésimo intervalo de tiempo, en m^3/s .

- 4.- Se obtiene la altura de la lámina de escurrimiento directo L_E como:

$$L_E = 0.001 \frac{V_{ed}}{A_c} \dots\dots (2.30)$$

Donde:

L_E = Lámina de escurrimiento directo, en mm.

A_c = Area de la cuenca, en km^2 .

5.-Se calculan las ordenadas del hidrograma unitario, dividiendo cada una de las ordenadas del hidrograma de escurrimiento directo entre la lámina de escurrimiento directo, L_E .

6.-Se calcula el hietograma de precipitación efectiva y se obtiene con ello la duración de lluvia efectiva " d_e ", asociada al hidrograma unitario calculado en el paso 5.

(Fig. 2.19)

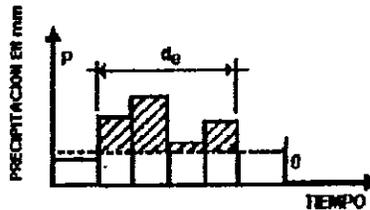


Fig. 2.19 Esquema del cálculo del hidrograma unitario

2.6.3.2.2 Curva "S"

El hidrograma unitario obtenido con el método tradicional tiene varias limitaciones, entre las cuales pueden destacarse:

- a) Solamente se conoce la función de transformación (al hidrograma unitario en este caso) para lluvias que tengan la misma duración que la que se utilizó en la etapa de calibración.
- b) No se toman en cuenta las variaciones en la intensidad de la lluvia.

Para superar la primera limitación se utiliza el procedimiento llamado de la curva S, que se basa en el principio de superposición de causas y efectos, es decir, parte de que una secuencia de lluvia produce un hidrograma igual a la suma de los hidrogramas que produciría cada lluvia en particular.

El método se utiliza para calcular el hidrograma unitario correspondiente a una duración cualquiera, d_1 , a partir de un hidrograma unitario asociado a una duración diferente.

El método consta de los siguientes pasos.

1. Se desplaza varias veces el hidrograma unitario conocido, de tal manera que la separación entre cada hidrograma sea igual a la duración d_0 .
2. Se suman las ordenadas de los hidrogramas formados en el paso 1, con lo que se obtiene un hidrograma al que se denomina curva S, que corresponde a una lluvia efectiva con intensidad constante $i = 1 \text{ mm}/d_0$, mantenida durante un tiempo muy grande. Para obtener las coordenadas de la curva S pueden utilizarse las relaciones.

$$\begin{aligned}
 S_0 &= 0 \\
 S_1 &= U_1 \\
 S_2 &= U_1 + U_2 \\
 \dots & \\
 \dots & \\
 S_i &= U_1 + U_2 + U_i \\
 S_n &= U_1 + U_2 + U_n \\
 \dots & \\
 S_{k+n} &= U_1 + U_2 + \dots + U_n \dots \dots (2.31)
 \end{aligned}$$

Donde:

- S_i Ordenada de la curva S para $t = i \cdot d_0$
- U_i Ordenada del hidrograma unitario conocido para $t = i \cdot d_0$
- n Número de ordenadas

3. Se desplaza la curva S una distancia igual a d_1
4. Se restan las ordenadas de las curvas S obtenidas en los pasos 2 y 3
5. Las ordenadas del hidrograma unitario deseado (el asociado a una lluvia de duración d_1) se obtiene multiplicando los resultados obtenidos en el paso 4, por la relación d_0/d_1 .

Aun cuando el método de la curva S permite calcular el hidrograma unitario asociado a cualquier duración de la lluvia efectiva, subsiste el problema de que no se toma en cuenta la variación de la intensidad de la lluvia durante la tormenta. En vista de este problema, se ha extendido la teoría del hidrograma unitario, desarrollando nuevos métodos cuyas bases se describen a continuación.

2.6.3.2.3 Hidrograma instantáneo

Este método permite, si se dispone de información confiable, establecer un hidrograma unitario que refleje las variaciones de la intensidad de la lluvia con respecto al tiempo.

Determinación del hidrograma

1. Determinar el número de barras del hidrograma N_p .

2. Determinación del número de ordenadas del hidrograma de escurrimiento directo.

$$N_Q$$

3. Determinación del número de ordenadas del hidrograma unitario. $N_U = N_Q - N_P + 1$

4. Aplicación de la ecuación.

$$Q_k = \sum_{j=1}^k P_j U_{k-j+1} \dots \dots (2.32)$$

Q_k = Gasto en la k-esima ordenada del hidrograma.

P_j = j-ésima lluvia del hietograma

U_k = k-ésima ordenada del hidrograma unitario.

5. Determinación del sistema de ecuaciones de la forma.

$P_1^2 + P_2^2 + P_3^2$	$P_1P_2 + P_2P_3$	P_1P_3	U_1
$P_1P_2 + P_2P_3$	$P_1^2 + P_2^3 + P_3^2$	$P_1P_2 + P_2P_3$	U_2
P_1P_3	$P_1P_2 + P_2P_3$	$P_1^2 + P_2^2 + P_3^2$	U_3

$$\begin{aligned}
 &P_1Q_1 + P_2Q_2 + P_3Q_3 \\
 &P_1Q_2 + P_2Q_3 + P_3Q_4 \\
 &P_1Q_3 + P_2Q_4 + P_3Q_5 \dots \dots (2.33)
 \end{aligned}$$

6. Graficación del vector "U" (hidrograma unitario instantáneo)

2.6.3.2.4 Hidrogramas unitarios sintéticos

Cuando en la zona en estudio no se dispone de registros simultáneos de lluvias y escurrimientos, se puede inferir un hidrograma unitario a partir de las características físicas de la cuenca con ayuda de hidrogramas unitarios obtenidos en otros lugares, cuyas características se han relacionado con las de las cuencas. Dentro de los más conocidos están:

Hidrograma unitario triangular

Si se cuenta con poca información y no se requiere precisar la forma del hidrograma de escurrimiento, se puede utilizar el hidrograma unitario triangular (HUT). Para definirlo únicamente se requiere conocer las características físicas de la cuenca. (Fig. 2.20 a)

Del hidrograma unitario, se escribe el gasto de pico como:

$$q_p = \frac{0.555 A}{t_p} \dots \dots (2.34)$$

A= Area de la cuenca en km².

t_p= Tiempo pico en hr.

Q_p = Gasto de pico en m³/s /mm.

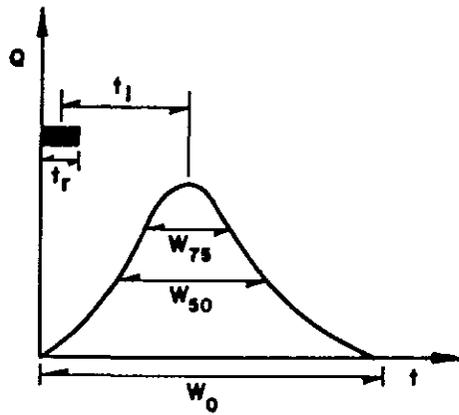


Fig. 2.20 a Hidrograma unitario sintético

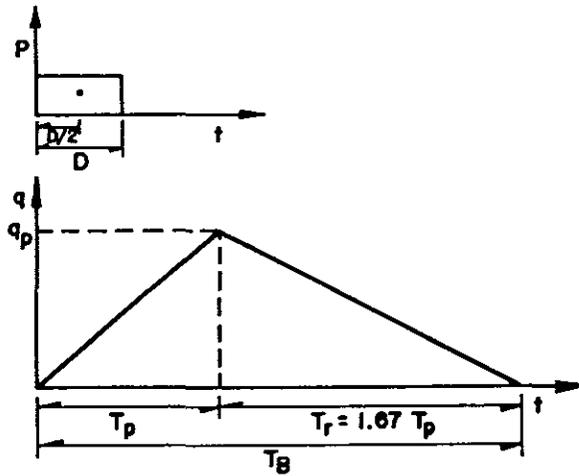


Fig. 2.20 b Hidrograma unitario triangular

El tiempo base t_B y el tiempo t_p se relacionan mediante la expresión:

$$t_B = 2.67 t_p \dots\dots\dots (2.35)$$

A su vez, el tiempo de pico se expresa como.

$$T_p = d/2 + t_r \dots\dots\dots (2.19 a)$$

Donde:

d = Duración en exceso.

t_r = Tiempo de retraso, el cual se estima mediante el tiempo de concentración t_c .

Donde:

$$T_r = 0.6 t_c \dots\dots\dots (2.19 b)$$

También el tiempo de pico se puede obtener por la forma.

$$T_p = 0.5D + 0.6 t_c \dots\dots\dots (2.36)$$

Donde la duración d se obtiene de la ecuación

$$d = 2 (t_c)^{0.5} \dots\dots\dots(2.37 a) \quad (\text{Para cuencas grandes})$$

$$d = t_c \dots\dots\dots(2.37 a) \quad (\text{Para cuencas pequeñas})$$

Sustituyendo la ecuación en

$$q_p = \frac{0.208 A}{t_p} \dots\dots\dots (2.38)$$

Donde:

$$t_p = t_c^{0.5} + 0.6 t_c \dots\dots\dots (2.39)$$

Hidrograma adimensional

El hidrograma unitario adimensional propuesto por el Soil Conservation Service permite definir con mayor detalle la forma del hidrograma. Para aplicar el método se necesita calcular el gasto y el tiempo de pico; el gasto se obtiene con la expresión

$$q_u = \frac{A}{4.878 t_p} \dots\dots\dots (2.40)$$

Donde:

q_u = Gasto de pico, en m^3/s .

A = Area de la cuenca, en km^2 .

T_p = Tiempo de pico, en hr.

El tiempo de pico se calcula con la ecuación 2.36 y si se desconoce el valor de la duración efectiva, se utiliza la ec.2.37. El tiempo de concentración se estima utilizando el criterio del método racional (Ver 2.6.2.3)

Conocido el gasto de pico q_u y el tiempo de pico t_p , el hidrograma se obtiene con ayuda de la fig.2.21, de la siguiente manera:

1. Se escoge un valor de t/t_p y con la fig. 2.21 se obtiene q/q_u
2. Del valor de q/q_u se despeja el valor de q , ya que se conoce q_u
3. Del valor de t/t_p seleccionado se despeja el valor de t , ya que se conoce t_p
4. Se repiten los pasos 1 a 3 tantas veces como sea necesario para definir la forma del hidrograma

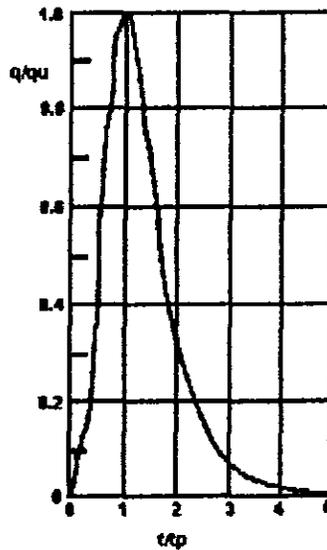


Fig. 2.21 Hidrograma adimensional de apoyo

t, h	$q, m^3 \cdot s / mm$	t, h	$q, m^3 \cdot s / mm$
0.20	0.02	5.50	0.15
0.39	0.12	5.91	0.12
0.59	0.25	6.90	0.06
0.79	0.44	7.88	0.03
0.99	0.68	8.87	0.01
1.18	0.95	9.85	0.00
1.58	1.41		
1.97	1.58		
2.36	1.45		
2.76	1.19		
3.15	0.84		
3.55	0.66		
3.94	0.51		
4.33	0.38		
4.73	0.28		
5.12	0.21		

Tabla No. 4

Tiempo de retorno

Es el período de tiempo (medido en años) en el cual ocurre una lluvia con igual intensidad.

Se expresa como sigue: $Tr = n / m \dots (2.41)$

donde :

n = número de observaciones

m = número de orden de la tabla de registros pluviométricos

Frecuencia

Se le denomina así a la probabilidad expresada en porcentaje (%) de presentarse una lluvia de cierta intensidad cada año del estudio, y es igual al inverso del tiempo de retorno.

$$F = 1 / Tr \dots (2.42)$$

CAPÍTULO III

CARACTERÍSTICAS BÁSICAS DE LOS SISTEMAS DE DRENAJE

3.1 Condiciones particulares

Los sistemas de drenaje son elementos de la infraestructura encargados en desalojar las aguas negras producidas por usos de tipo: industrial, doméstico y comercial; así como aquellas resultado de la precipitación pluvial en núcleos urbanos ⁽¹²⁾

Estos sistemas de drenaje resuelven en forma positiva el problema de alejamiento de aguas negras y pluviales, por medio de conductos y tuberías generalmente subterráneas que se encargan de recolectar las aguas de desecho y las transportan en forma segura y rápida, hasta el lugar de disposición final. Este lugar, en un proyecto correctamente concebido, deberá ser un sitio donde sea posible someterlas a un proceso de tratamiento. Dicho tratamiento de las aguas residuales generalmente consiste en la oxidación de la materia biodegradable y tiene como propósito lograr su estabilización, para quitarles el poder nocivo que conllevan y poder disponer de ellas en forma segura, sin que causen peligros ni riesgos a la salud humana en el caso de ser reutilizadas.

12. Cit. Babbitt, Harold. E. Bauman. E. Robert. "Alcantarillado y aguas negras" 6ª Impresión. Compañía Editorial Continental. México. 1977. p.p. 742. Gordon Masken. Frair, John Charles Oye" Abastecimiento de aguas y remoción de aguas residuales. Ingeniería Sanitaria y aguas residuales V. I. Limusa México 1983 4ª reimpresión p.p. 542. Ing. Rafael Pérez Carreras. Deseños Escala. Bogotá. Colombia. 1976. pp 20.

3.2 Tipos de drenaje

Existen cuatro tipos de sistemas de drenaje que adquieren su denominación por la naturaleza de las aguas que transportan y para lo cual fueron expresamente proyectados :

1. Sanitarios
2. Pluviales
3. Combinados
4. Industriales

3.2.1 Drenajes sanitarios

Estos drenajes están diseñados para recibir, conducir y disponer de los desechos domésticos, de establecimientos comerciales y pequeñas plantas industriales, en calidad de aguas negras.

Los drenajes de este tipo tienen la finalidad de evitar que estas aguas fluyan y se acumulen en zanjas y cunetas, cerca de comunidades, constituyéndose en peligrosos focos de infección o bien diseminando enfermedades.

3.2.2 Drenajes pluviales

Es el conjunto de obras e instalaciones destinadas a recibir, conducir y disponer de las aguas provenientes de precipitaciones pluviométricas en forma de lluvia, granizo u otras, que escurren superficialmente en una determinada área.

Su construcción y diseño se realiza a partir del gasto producido por el escurrimiento durante una tormenta o precipitación, en las condiciones más desfavorables y para un periodo de retorno específico.

Dentro de sus funciones básicas se encuentran: el desfogue de las aguas pluviales, y el transporte y desalojo de aquellos flujos y material que se encuentra dentro del sistema colector.

3.2.3 Drenaje combinado

Los drenajes combinados tienen la peculiaridad de transportar las aguas negras de origen sanitario y aquellas producidas por las lluvias.⁽¹³⁾

Desafortunadamente la combinación de dichos flujos presenta desventajas en su uso, dentro de las que destacan:

- A) Contaminación de aguas pluviales al mezclarse con aguas residuales
- B) Aumento en el volumen de aguas residuales en el período de lluvias
- C) Transporte de flujos corrosivos, inflamables o explosivos que deterioran y destruyen parte de los elementos del sistema de drenaje
- D) Alteración y destrucción de algunos procesos biológicos de tratamiento, debido a sustancias venenosas

3.2.4 Drenajes industriales

Los drenajes industriales son elementos cuya función principal es desalojar los efluentes residuales, ocasionados por las operaciones de producción dentro de una planta industrial.⁽¹⁴⁾

13. Op. Cit. Trillo, Juan de Dios, (trad). Ingeniería Sanitaria. "Tratamiento evaluación y reutilización de aguas residuales" 2ª Edición. Calambria Barcelona, España. 1985. pp 540 Cfr. Ing. Pérez Carmona Rafael. Desagües. Escala. Bogota Colombia. pp 22.

14. Op. Cit. Metcalf Eddy. Ingeniería Sanitaria. Redes de Alcantarillado y bombeo de aguas negras residuales. Primera Edición. Labor. España 1985.

Cfr. Babbitt, Harold; E. Bauman, E. Robert. Alcantarillado y tratamiento de aguas negras México. 1977. pp 745

3.2.4.1 Características de los efluentes

Los efluentes o aguas residuales de tipo industrial varían en su composición de acuerdo al uso que se haya hecho de ellas dentro de la planta industrial.

Algunas son aguas de enjuague relativamente limpias; otras se encuentran fuertemente cargadas de materia orgánica o mineral (corrosivas, venenosas, inflamables o explosivas). Algunas son tan contaminantes, que no debía admitirse en los sistemas de alcantarillado público; otras contienen cantidades tan pequeñas de materia contaminante, que pueden descargarse a los drenajes pluviales o directamente a la corrientes naturales de agua.

Las grasas, la cal, el cabello y las fibras se adhieren a los conductos del alcantarillado y los destruyen; los ácidos en general y ácido sulfhídrico en particular destruyen el cemento y los metales; los residuos calientes estrellan los conductos de barro y mampostería, los productos químicos venenosos destruyen el tratamiento biológico, matan la vida acuática útil y hacen peligrosos los abastecimientos de agua, los elementos fertilizantes contribuyen a la eutroficación de los gases tóxicos que expedidos son peligrosos para los obreros de las fábricas.⁽¹⁵⁾

3.2.4.2 Ecurrimiento pluvial en plantas industriales

Después de ocurrir una precipitación, las zonas expuestas a la intemperie se humedecen y saturan de agua, ocasionado el escurrimiento superficial.

El arrastre y transporte de residuos líquidos, sólidos y de otro tipo durante la tormenta se realiza en forma natural por el escurrimiento, el cual también es utilizado

15 Op. Cit. Maskew, Gordon Frazer Vol II Purificación de aguas y tratamiento y remoción de aguas residuales. Limusa 3ª reimpresión. Mex. 1979 pp 426.

dentro de la planta para lavar y desalojar efluentes de los sistemas de drenaje, ubicados dentro de la misma.

Un problema provocado por estos trabajos es la contaminación del agua pluvial por la inevitable mezcla con sustancias y productos industriales, obligando a la industria a aplicar métodos de tratamiento antes de descargar dichos efluentes a una corriente natural o alcantarillado público.

3.2.4.3 Aplicación de pruebas de laboratorio

Las pruebas de laboratorio se llevan a cabo para determinar la cantidad de sustancias o elementos químicos que pueda contener el agua residual producida dentro de una industria.⁽¹⁶⁾ En el caso particular del agua pluvial, se llevan a cabo un análisis de ésta antes y después de su intrusión en la planta. La razón es evitar los efectos colaterales que pudiera presentar el agua de lluvia al mezclarse con algunos residuos y prevenir futuros daños a las instalaciones. Pero quizás el motivo más importante es predeterminar el tipo de tratamiento que se le dará al flujo antes de su desalojo de la industria o bien para su reutilización.

3.3 Métodos de tratamiento

Su aplicación se realiza en forma unitaria o bien combinada. La primera se determina como procesos unitarios y la segunda como métodos de tratamiento de tipo primario, secundario y avanzado.⁽¹⁷⁾

16 Op. Cit. Hilleboe, Herman E. Manual de tratamiento de aguas. Departamento de Sanidad del Estado de Nueva York. 9ª reimpresión Limusa Noriega. México. 1990. pp 105.

17 Op. Cit. Stoker, H. Stephen y George Spencer L., Química Ambiental, contaminación del aire y del agua 1ª edición. Bhamo. Ibidem. pp 304.

3.3.1 Procesos unitarios de tratamiento

Estos procesos de tratamiento unitario tienen la función de eliminar o destruir los organismos, elementos o sustancias nocivas al hombre que se encuentran en aguas contaminadas por el mismo, permitiéndoles ser reutilizables.

Dichos procesos se clasifican en:

1. Operaciones físicas unitarias
2. Procesos químicos unitarios
3. Procesos biológicos unitarios

3.3.2 Operaciones físicas unitarias

Las operaciones físicas unitarias ⁽¹⁸⁾, fueron de las primeras en ser usadas en el tratamiento de aguas residuales, y se basan en la aplicación de las fuerzas físicas por medio de elementos artificiales. Los ejemplos típicos de estas operaciones son:

3.3.2.1 Debaste

Es la primera operación unitaria en las plantas de tratamiento de aguas residuales y consiste en una rejilla cuya función es retener los sólidos de cierto tamaño que arrastra el agua residual.

Los elementos separadores pueden ser alambres, barras paralelas, rejillas de tela metálica o bien placas perforadas; cuyas aberturas o separación pueden tener forma circular o rectangular en dimensiones que estarán en relación con el tamaño de los elementos que se pretendan detener.

18. Op. Cit. Metcalf, Eddy Inc. Ingeniería sanitaria. Tratamiento y reutilización de aguas residuales. Segunda Edición. Labor. España. 1985. Cap. 6

3.3.2.2 Homogeneización de caudales

Consiste en reducir el tirante del caudal de tal manera que forme una capa o película fina que sea constante o casi constante. Es una técnica que puede aplicarse en diversas situaciones dependiendo de las características del sistema de drenaje.

Se utilizan en:

1. Caudales en tiempo seco.
2. Caudales en tiempo de lluvias procedentes de redes de drenaje separativos.
3. Caudales mixtos de aguas pluviales y residuales.

3.3.2.3 Mezclado

El mezclado es la base preliminar de la mayoría de los procesos de tratamiento. Este método tiene la finalidad de combinar totalmente una sustancia con otra.

El proceso de mezclado se lleva a cabo por medio de:

1. Salto Hidráulico
2. Tubos tipo venturi
3. Conductos
4. Bombas
5. Otros

3.3.2.4 Floculación

Es un método que se utiliza en el proceso de precipitación química. Consiste básicamente en el mezclado de una sustancia con otra por medio de la agitación, la cual se lleva a cabo a través de espas en forma de paleta a poca velocidad.

3.3.2.5 Sedimentación

La sedimentación es la separación de las partículas suspendidas en flujo por medio de la acción de la gravedad. Es una de las operaciones unitarias más utilizadas en el tratamiento de aguas residuales. Dentro de sus funciones más comunes se encuentra la eliminación de grava y arena en el tanque de decantación primaria, en la precipitación de flóculos químicos y en la concentración de sólidos en fangos.

3.3.2.6 Flotación

Es una operación unitaria utilizada para separar partículas líquidas o sólidas de una fase líquida. La separación se consigue introduciendo burbujas finas de gas (generalmente aire) en la fase líquida. Las burbujas se adhieren a las partículas y la fuerza ascendente del conjunto partícula y burbujas de gas es tal, que hace que la partícula suba a la superficie. De esta forma se puede hacer ascender a partículas de densidad mayor que el líquido.

3.3.2.7 Filtración en medio granular

Esta operación consta de dos fases: filtración y contralavado.

La filtración se lleva a cabo haciendo pasar el agua residual a través de un lecho filtrante compuestos de material granular con o sin la adición de productos químicos.

Dentro del lecho filtrante granular, la eliminación de los sólidos en suspensión contenidos en el agua residual se realiza por medio de un complejo proceso que influye en uno o más mecanismos de eliminación, tales como: tamizado, interceptación, impacto, sedimentación y absorción. El ciclo de filtración (fase de filtración) se alcanza cuando empieza a aumentar el contenido de sólidos en suspensión en el efluente por encima de las 20 partes por millón .

El contralavado se lleva a cabo como última fase de la filtración y consiste en eliminar el material (sólido en suspensión) que se haya acumulado en el seno del lecho filtrante granular, llevado a cabo por medio de un lavado a contracorriente.

3.3.3 Procesos químicos unitarios

Estos procesos se basan en la eliminación o conversión⁽¹⁹⁾ de contaminantes transportados por las aguas residuales, por medio de la adición de productos químicos o bien, por otras reacciones químicas. Son ejemplos típicos de este proceso.

3.3.3.1 Precipitación química

Se lleva a cabo por medio de la adición de productos químicos en aguas residuales con la finalidad de alterar el estado físico de los sólidos disueltos en suspensión y facilitar su eliminación por sedimentación.

19. Vid. V. Metcalf, Eddy España.....Cap. 7.

Actualmente se la tomado interés debido a la necesidad de conseguir eliminaciones más complejas de los compuestos orgánicos y de los nutrientes (Nitrógeno y Fósforo) presentes en el agua residual.

3.3.3.2 Transferencia de gases

Se puede definir como el proceso mediante el cual un gas es transferido de una fase gaseosa a un líquida. Tiene además la particularidad de utilizarse en forma preliminar en procesos de cloración y procesos biológicos de tipo aeróbico.

3.3.3.3 Absorción

El método de absorción se basa en la captación de sustancias solubles presentes en una solución por medio de carbón activado. El proceso se lleva a cabo convenientemente durante una interface líquida sólida o viceversa.

La utilización futura de este proceso es muy amplia debido a que la depuración realizada a el agua es mucho mejor que la de otros métodos de tratamiento biológicos tradicionalmente empleados.

3.3.3.4 Desinfección

Normalmente este método de tratamiento es confundido con el proceso de esterilización; sin embargo tal diferencia está delimitada, en el hecho de que la desinfección sólo destruye algunos de los organismos nocivos al hombre y la esterilización acaba y destruye a todos los organismos existentes en el agua que podrían causar enfermedades.

Este proceso es realizado por medio de agentes químicos como:

1. Cloro
2. Bromo
3. Yodo
4. Ozono
5. Fenol
6. Alcohol
7. Metales pesados
8. Colorantes
9. Jabones y detergentes sintéticos
10. Compuestos amoniacales
11. Agua oxigenada y diversos alcalinos y ácidos.

3.3.3.5 Desinfección con cloro

Es un proceso sencillo y económico que se aplica tanto en aguas potables como residuales con mucha frecuencia. Lo que lo convierte en uno de los métodos más utilizados en el mundo.

Sus características de estabilidad, homogeneidad y solubilidad lo colocan como uno de los métodos más recomendados por instancias sanitarias.

Normalmente el proceso de cloración se realiza por medio de hipoclorito sódico o bien dióxido de cloro.

3.3.3.6 Decloración

La decloración consiste en eliminar los residuos de cloro que pudieran existir en combinación con el agua tras la cloración. La necesidad de desaparecer la presencia de cloro en el agua tiene por objeto reducir los efectos tóxicos a largo plazo que pudiera ocasionar esta mezcla sobre la flora y fauna en su descarga a una corriente natural.

3.3.3.7 Desinfección con ozono

El ozono es un elemento oxidante que tiene propiedades bactericidas similares al cloro. Se ha revelado como un agente igual o superior al cloro en cuanto a su acción de destrucción de virus.

A pesar de que históricamente el ozono se ha utilizado para la desinfección principalmente en el campo del tratamiento de aguas potables, los recientes avances en la generación de ozono y en la tecnología de su disolución, lo han hecho económicamente más competitivo que en el pasado para la desinfección del agua

residual. El ozono puede utilizarse para el control de olores, en tratamientos de agua residual y para la eliminación de materia orgánica refractaria soluble.

3.3.4 Procesos biológicos unitarios

Los métodos de tratamiento en los cuales se consigue la eliminación de contaminantes por una actividad biológica son conocidos como procesos biológicos unitarios⁽²⁰⁾. El tratamiento biológico se usa esencialmente para eliminar las sustancias orgánicas biodegradables (coloides o disueltas) presentes en el agua residual; son ejemplos de este método:

3.3.4.1 Procesos aerobios

Los procesos aerobios tienen la característica de agregar oxígeno por medio de aire al sistema de tratamiento, con la finalidad de eliminar y destruir a las bacterias anaerobias (bacterias que sobreviven en ausencia de oxígeno disuelto).

3.3.4.2 Procesos anaerobios

A diferencia de los procesos aerobios, los procesos de este tipo eliminan la presencia de oxígeno. De esta forma destruyen a las bacterias aerobias, (bacterias que sobreviven en presencia de oxígeno disuelto).

3.3.4.3 Desnitrificación anóxica

Es el proceso donde el nitrógeno de los nitratos se transforman biológicamente en gas en ausencia de oxígeno. Este proceso se conoce también como desnitrificación anaerobia.

20. Vid. V. Metcalf, Eddy. España Cap 8. Vid; Shultz Christopher. R. Okun Daniel A. Tratamiento de aguas superficiales para países en desarrollo. 1ª Edición. Limusa. México. 1990. pp. 360. Vid. Stoker. H. Stephen y Seoger Spencer L. España. pp 166

3.3.4.4 Procesos facultativos

Son un grupo de microorganismos que crecen mejor en presencia de bajas concentraciones de oxígeno.

3.3.4.5 Eliminación de DBO carbonosa

Es la conversión biológica de la materia orgánica carbonosa del agua residual en tejido celular y diversos productos gaseosos.

En la conversión se supone que el nitrógeno presente en los diversos compuestos se convierte en amoníaco.

3.3.4.6 Nitrificación

Es el proceso biológico de dos etapas donde el amoníaco se transforma primero en nitrito y luego en nitrato.

3.3.4.7 Desnitrificación

Es el proceso biológico donde el nitrato se convierte en gas nitrógeno y otros productos gaseosos.

3.3.4.8 Estabilización

Es el proceso biológico en el que la materia orgánica de los fangos producidos en la decantación primaria y en el tratamiento biológico del agua residual se estabiliza, generalmente por conversión de gases o tejido celular. Según se lleve a

cabo la estabilización, bajo condiciones anaerobias o aerobias, el proceso se conoce como digestión anaerobia o aerobia.

3.3.4.9 Procesos de suspensión

Son los procesos de tratamiento biológico en que los microorganismos responsables de la conversión de la materia orgánica u otros constituyentes del agua residual (gases y tejidos celular) se mantienen en suspensión dentro del líquido.

3.3.4.10 Procesos de cultivo fijo

Estos procesos tienen la misma base anterior, con la diferencia que los organismos están fijos a un medio inerte tal como: piedras, escurias, materiales cerámicos y plásticos especialmente diseñados. Los procesos de cultivo fijo se conocen también como procesos de película fija.

3.3.5 Combinación de métodos unitarios

Las operaciones y procesos unitarios se agrupan conjuntamente para constituir lo que se conoce como métodos de tratamiento primario, secundario y terciario (o avanzado)⁽²¹⁾. El método primario consiste en la aplicación de las operaciones físicas unitarias; el secundario hace referencia a la combinación de las operaciones unitarias químicas y biológicas; finalmente, el terciario consiste en la combinación de estos dos métodos anteriores.

En el caso de los desechos industriales los tratamientos de mayor aplicación son de tipo secundario y terciario.

21. Vid. V. Stoker, H. Stephen y Seoger. *Spencer L. España.* pp 302.

3.3.6 Conducción

La evaluación de las aguas pluviales de las distintas áreas de la planta hacia los puntos de descarga, se realiza a través de una conducción por bombeo o gravedad.

3.3.6.1 Conducción por bombeo

La función de un sistema de conducción por bombeo es la de elevar las aguas residuales de tipo pluvial, cuando éstas se encuentren en un nivel bajo con respecto a la red de desalajo o colector.

El tipo de bombas empleado es centrífugo, debido principalmente a su eficiencia y bajo costo. Destaca de estos sistemas la importancia del control en la homogeneidad de los flujos transportados. Situación que tiene la finalidad de evitar alteraciones en los procesos de tratamiento y la disminución de efectos corrosivos en los elementos que integran el sistema de bombeo.

3.3.6.2 Conducción por gravedad

En este sistema, las aguas pluviales son captadas, desalojadas y transportadas por medio de canales, zanjias y tuberías.

A diferencia de la conducción por bombeo no se aplica ningún tipo de fuerza de tipo motriz, pues el desplazamiento ocurre del punto más alto al más bajo, según lo obligue la topografía del terreno o la aplicación de algún proceso de tratamiento.

La eficiencia de estos sistemas se basan en la correcta nivelación de las áreas de captación y la adecuada selección de pendientes para verter el gasto al colector.

3.3.6.3 Características de los sistemas por gravedad

Los sistemas por gravedad puede estar conformados por tuberías o canales.

En los sistemas de drenaje por tuberías el agua que escurre no es rodeada totalmente por un contorno sólido, sino que tiene una superficie libre a la presión atmosférica y regularmente suele ser de sección circular o rectangular.

Un canal es un conducto en el que de igual forma el líquido fluye con una superficie sometida a la presión atmosférica, pero que su sección suele ser de diferente tipo; como trapezoidal, rectangular y otras.

Este tipo de obras son construidas de diversos materiales: concreto, roca y otros.

3.3.6.3.1 Elementos básicos que constituyen al sistema de drenaje

Los elementos que en forma básica constituyen a un sistema de drenaje son las que se muestran en la figura 3.1 y describen a continuación

- a) **Albañales.** Se denomina así a los conductos que recolectan las aportaciones de aguas residuales de una casa o edificio y las entregan a la red municipal. Estos conductos se dividen en dos partes: a la primera se le denomina albañal interior y es la que se localiza dentro del predio, casa o edificio. A la segunda se le llama albañal exterior, porque se localiza del parámetro exterior de la casa o edificio al entronque con el conducto de la calle. Al conducto a albañal exterior también se le denomina descarga domiciliaria.

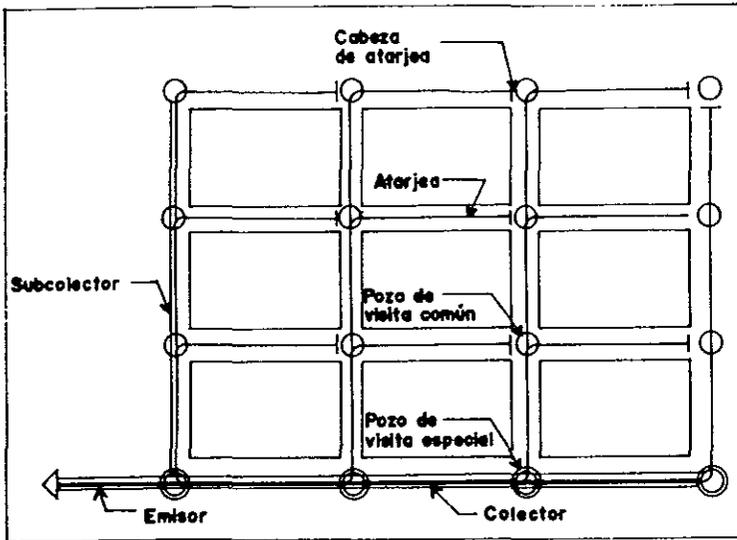


Fig. 3.1 Partes de que consta un sistema de drenaje

- b) **Atarjeas.** Son las tuberías de diámetro mínimo dentro de la red, que se instalan a lo largo de los ejes de las calles de una localidad y sirven para recibir las aportaciones de los albañales o descargas domiciliarias de las casas o edificios.

- c) **Subcolectores.** Son los conductos que reciben las aportaciones de aguas residuales provenientes de las atarjeas y, por lo tanto, tienen un diámetro mayor. Sirven también como líneas auxiliares de los colectores.

- d) **Colector.** Es la línea o conducto principal que se localiza en las partes bajas de la localidad. Su función es capturar todas las aportaciones provenientes de subcolectores, atarjeas y descargas domiciliarias para conducir las hasta la parte final de la zona urbana donde se iniciará el emisor.

e) **Emisor.** Es el conducto comprendido entre el final de la zona urbana de una localidad y el sitio de vertido o en su caso, planta de tratamiento. El emisor recibe sólo aportaciones de aguas residuales provenientes del colector o colectores, por lo que su función es transportar la totalidad de las aguas captadas por el resto de la red de alcantarillado.

f) **Interceptor.** Es un conducto abierto o cerrado que intercepta o desvía las aguas pluviales, aliviando problemas que ponen en peligro a la población.

g) **Disposición final.** Una vez sometidas a tratamiento, quitándoles su poder nocivo, las aguas residuales se podrán verter a corrientes naturales (arroyo, río, lago o mar) o en su caso usarlas para riego agrícola, riego de parques y jardines o canalizarlas hacia industrias.

Por otra parte, las estructuras conexas que permiten el funcionamiento de una red de alcantarillado, son las que se describen en los incisos (h) a (m) siguientes:

h) **Pozos de visita.** Son estructuras parecidas a chimeneas verticales construidas de tabique o cajas de concreto reforzado que se colocan sobre las tuberías. Tienen un acceso por la superficie de la calle, suficientemente amplio para dar paso a un hombre y facilitar que pueda maniobrar en su interior. Su forma generalmente es cónica y sus funciones principales son la de proporcionar ventilación a los conductos, para evitar la acumulación de gases producidos por las aguas residuales, y la de facilitar las maniobras para limpieza de toda red. Se localizan en los cruceros de las calles, en cambios de pendientes o en la dirección de los ejes de las calles para seccionar un tramo demasiado largo.

Existen diferentes tipos de pozos o cajas de visita. Los más comunes se muestran en la tabla 3.1.

TABLA 3.1

ESTRUCTURACION CONEXAS DE UN SISTEMA DE ALCANTARILLADO

Tipo de estructura	Clasificación (Ex. S.R.H.)	Simbología	En tubería hasta de:	Deflexión máxima en la tubería	Díam. máx. de conexión hasta de: 30 a 15 cm ø
Pozo de visita común	VC - 624		20 a 61 cm ø	90°	61
Pozo de visita especial	VC - 1115		76 a 107 cm ø	45°	107
Pozo de visita especial	VC - 1191		122 cm ø	45°	122
Caja de unión	VC - 1188		76 a 107 cm ø		107
Caja de unión	VC - 1333		76 a 122 cm ø		107
Caja de unión	VC - 539		152 a 183 cm ø		122
Caja de unión	VC - 1187		152 cm ø		152
Caja de unión	VC - 1475		213 cm ø		122
Caja de deflexión	VC - 1551		152 a 300 cm ø	45°	
Caidas					Altura máx. de caída
Caja de caída adosada a pozo de visita	VC - 1224		20 a 25 cm ø		2.0 m.
Pozo con caída	VC - 1184		30 a 76 cm ø		1.5 m.
Pozo con caída escalonada	VC - 1610		91 a 244 cm ø		De 50 en 50 cm hasta 2.50 m. en total

- i) **Caidas.** Son estructuras que se utilizan para absorber un desnivel entre la unión de dos tuberías con el fin de ahorrar excavación o de disminuir una pendiente en la tubería para no rebasar la velocidad máxima permitida (tabla 3.1).

- j) **Estaciones de bombeo.** Se diseñan para elevar las aguas de una zona a otra de la población, cuando por razones topográficas no es posible integrarlas al sistema general por *gravedad*.

- k) **Sifones invertidos y puente canal.** Son estructuras que sirven para salvar el paso de una depresión fuerte.

- l) **Coladeras pluviales.** Son estructuras de captación que permiten la entrada del agua de lluvia hasta el sistema de interceptores. Su localización se hará en lugares seleccionados que garanticen la captación de las aguas pluviales.

- m) **Caja derivadora.** Son estructuras que se proyectan en un sistema combinado para inducir, en tiempos de secas, que las aguas negras se transporten por un conducto expresamente diseñado para ellas hasta la planta de tratamiento y, en tiempo de lluvias, las aguas combinadas se viertan directamente a una corriente o cuerpo de agua.

CAPÍTULO IV

EJEMPLO DE APLICACIÓN Y PROCEDIMIENTO DE CÁLCULO

En este capítulo se diseña un sistema de drenaje pluvial, al que se aplica los aspectos teóricos y prácticos, expuestos en los capítulos II y III. La finalidad del ejercicio es desarrollar un proceso de cálculo sencillo que aporte resultados confiables.

4.1 Planteamiento del problema

La precipitación pluvial en zonas urbanas ocasiona inundaciones y desastres de consideración. En el caso de las industrias, la materia prima o bien las funciones de trabajo son alteradas; lo que representa pérdidas económicas. Estas circunstancias obligan a que las obras hidráulicas en su diseño y planeación cumplan con la tarea de disminuir o evitar estos daños.

4.2 Condiciones del proyecto

El proyecto que se utiliza como ejemplo en este trabajo y en el que se diseña un drenaje pluvial, era una propuesta de obra al gobierno de Yucatán pero fue desechado.

La obra civil y eléctrica de la propuesta no se analizan dentro de este trabajo, sin embargo son base en el diseño del sistema de drenaje pluvial..

Presentación del problema

En el poblado de Progreso, Estado de Yucatán, México, se construirá una subestación eléctrica en beneficio de la comunidad. La obra debe contar con un drenaje pluvial eficiente capaz de evitar posibles inundaciones.

Para facilitar el desarrollo de diseño se proporciona a continuación los datos o condiciones eléctricas y civiles de apoyo, a las que se sujeta el proyecto.

Datos generales del proyecto

Superficie del terreno 35.000.00 m²

Superficie a construir 32.000.00 m²

El espacio ocupado por la subestación esta compuesto por 2 áreas de forma rectangular perpendiculares entre sí y de distinto tamaño

El área mayor tiene las dimensiones de 293.00 m. x 73.00 m.

La área menor tiene las dimensiones de 140.00 m x 74.00 m.

La topografía del lugar (plano no. 1) indica un desnivel dirección poniente - oriente de 1.50 m en el sentido largo del área de mayor tamaño

El terreno presenta dos pendientes importantes

La más fuerte se ubica en los primeros 120 metros. En dirección poniente - oriente

La más suave se presenta en el tramo restante

Tipo de suelo Suelto y áreas de concreto hidráulico

Nota

La existencia de dos pisos a diferente nivel se justifica por las siguientes condiciones

1^{ra}. La reducción del desnivel total en secciones de dimensión menor permite disminuir el volumen de cimentación y relleno. (Plano no.1)

2^{da}. Construir un solo nivel implica un volumen de cimentación y relleno importante además de un costo económico excesivo.

Datos hidrológicos de la zona

El clima de la zona es cálido - húmedo de tipo tropical con lluvias en gran parte del año. En las tablas 4.1 a la 4.7 se muestran las alturas de precipitación máximas anuales, registradas a través de un pluviógrafo ubicado en la cercanía del lugar de análisis, entre los años 1983 a 1990 para diferente duración de tiempo: 5, 10, 20, 40, 60, 80 y 100 minutos. El tamaño de la población es de 25 datos

4.3 Procedimiento de diseño

El sistema de drenaje pluvial de la subestación se diseña en función a el gasto que debe ser desalojado a través de él; para calcular dicho parámetro se utiliza la fórmula $(Q = 0.278 C i A)$ del método racional americano. Para la aplicación del modelo anterior se define la intensidad de lluvia (i) del sitio en estudio, a través de la construcción de curvas intensidad - duración - periodo de retorno. El área de captación (A) y su coeficiente de escurrimiento (C) se calcula directamente sobre la escala del proyecto. Finalmente el diámetro de la tubería se estima aplicando la ecuación de Manning para una condición de tubo medio lleno.

Los criterios de diseño se basan en las Normas de Proyecto para Obras de Alcantarillado Sanitario en Localidades Urbanas de la República Mexicana de la SAHOP (Secretaría de Asentamientos Humanos y Obras Públicas).

Fórmulas de cálculo

Sistema	Pluvial
Método	Racional americano
Fórmula	
	$Q = 0.278 C i A$
Gumbel	$Y = \bar{Y} - \frac{S_Y}{\sigma_N} (\bar{Y}_N + \text{Log}_e \text{Log}_e \frac{Tr}{Tr-1})$
Fores R. División	$t_c = t_{cs} = 0.067 L^{1.155} / H^{0.585}$ $t_t = \lambda / V$

$$\begin{array}{ll} \text{Babbitt} & V = 610 C S^{1/2} \\ \text{Manning} & V = 1/n R_h^{2/3} S^{1/2} \end{array}$$

4.3.1 Construcción de las curvas intensidad - duración - período de retorno

Para construir estas curvas se determina la intensidad de lluvia a partir de las alturas de precipitación máximas anuales registradas por un pluviógrafo cercano a la zona de estudio. Una vez que se obtiene, se aplica el método de Gumbel para obtener los excedentes máximos anuales a partir del número de muestras.

4.3.1.1 Obtención de las alturas de precipitación e intensidad de lluvia

- A. Para determinar las alturas de precipitación es necesario seguir los siguientes pasos. (Fig. 4.1)
- B. Se determina un intervalo de tiempo de interés. En este caso : 5, 10, 20, 40, 60, 80 y 100 minutos.
- C. Una vez limitado el intervalo de tiempo se ubican las cúspides de las curvas de mayor representatividad registradas por el pluviógrafo en dicho lapso.
- D. Se contabiliza aritméticamente todas las líneas ascendentes que se ubiquen dentro del intervalo de tiempo en estudio
- E. La suma total de estas líneas determinará la altura de precipitación del intervalo.

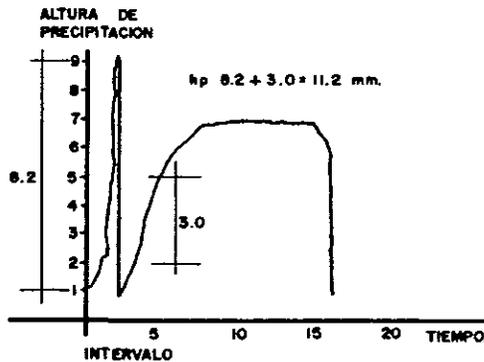


Fig. 4.1 Lectura pluviográfica.

Obtención de la intensidad de lluvia en los intervalos de tiempo: 5, 10, 20, 40, 60, 80 y 100 minutos para un rango de duración de una hora.

El utilizar un rango de duración de una hora tiene por objeto tomar en cuenta que las lluvias que provocan incrementos notables en el escurimiento en cuencas urbanas tienen regularmente una duración entre cero y dos horas. Esto según estudios realizados por la Comisión Nacional del Agua.

A. Se divide el rango de duración entre el intervalo de tiempo de interés y el resultado de esta operación se multiplica por la altura de precipitación.

Se establece que

$$i = 60 \text{ min./ hora} / \text{intervalo (min.)} \times \text{altura de precipitación (mm)}$$

$$i = \text{mm./ hora.}$$

En las tablas 4.1 a la 4.7 se muestra los valores alcanzados por la intensidad de precipitación en los intervalos de tiempo de 5, 10, 20, 40, 60, 80 y 100 minutos para un rango de duración de una hora, aplicando el método de cálculo anterior.

4.3.1.2 Elaboración de las curvas intensidad - duración - período de retorno

A. Se determina la intensidad de lluvia anual máxima probable para un período de retorno de: 5, 10, 20, 40, 50 y 100 años y una duración de: 5, 10, 20, 40, 60, 80 y 100 minutos aplicando la ecuación

$$Y = \frac{\bar{Y} - s_Y}{\sigma_N} \left(\bar{Y}_N + \frac{\log \log e}{e} \frac{Tr}{Tr - 1} \right)$$

El valor de \bar{Y} (media) y S_y (desviación estándar) para cada uno de los intervalos de tiempo se presentan en la tabla 4.8. El valor de $\bar{Y}_N = 0.53086$ y $\sigma_N = 1.09145$ para una población de 25 datos se muestra en la tabla 2.1.

Ejemplo

Si se desea conocer la intensidad máxima probable para un intervalo de 5 minutos y período de retorno de 5 años se tendría que:

Sustituyendo en la ecuación 2.7

$$Y = (79.14) - \frac{(23.66)}{1.09145} \left(0.53086 + \log_e \log_e \frac{5}{5-1} \right)$$

$$Y = 100.5 \text{ mm/min.}$$

Los resultados obtenidos a través del procedimiento anterior se muestran en la tabla 4.9

4.3.1.3 Gráfica intensidad - duración - período de retorno

Una vez que se obtienen los valores de intensidad anual máxima probable, estos se ubican en una gráfica, que relaciona intensidad de lluvia contra tiempo, de tal forma que al unirse los puntos coincidentales del mismo período de retorno calculado formen las curvas intensidad - duración - período de retorno (Gráfica 4.1).

4.3.2 Cálculo del tiempo de concentración (t_c)

El tiempo de concentración permite utilizar las curvas intensidad - duración - período de retorno, pues se obtiene la intensidad de lluvia en función a la magnitud de este.

Para calcular este tiempo se utiliza el método racional americano de la forma siguiente

Intensidad de
Precipitación
mm/hr.

50

100

50

0

50

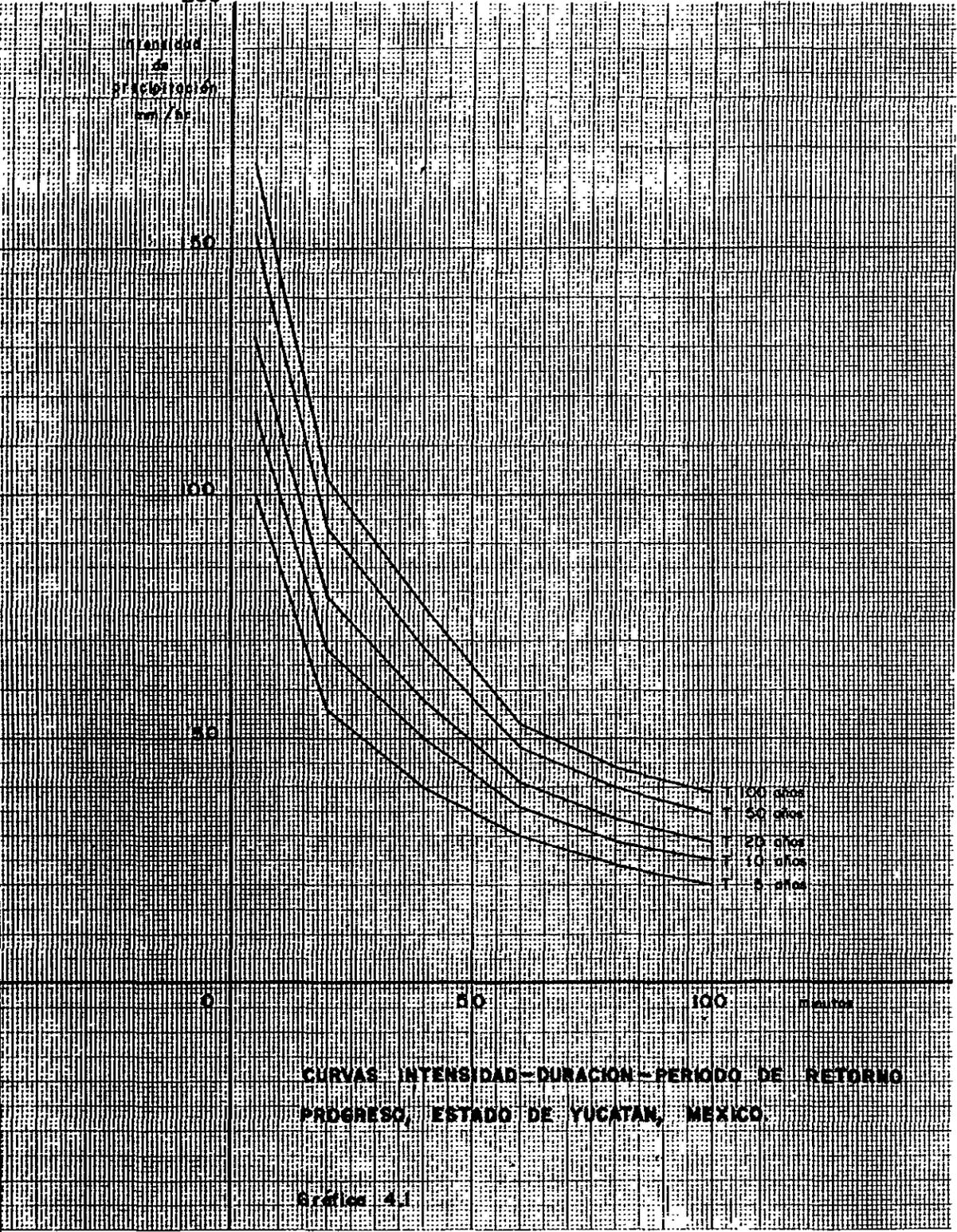
100

minutos

100 años
50 años
20 años
10 años
5 años

CURVAS INTENSIDAD-DURACION-PERODO DE RETORNO
PROGRESO, ESTADO DE YUCATAN, MEXICO.

Gráfico 4.1



1. Se divide la cuenca para su análisis en subcuencas asociadas a cada tramo de la red de drenaje. Plano no. 2
2. Para calcular el tiempo de concentración correspondiente a cada subcuenca se aplica la ecuación

$$t_c = t_{cs} + t_t \dots \dots (2.24)$$

3. El tiempo de concentración sobre las superficies (t_{cs}) de cada subcuenca se calcula con la ecuación

$$t_{cs} = 0.067 (L^{1.155} / H^{0.585})$$

Los diferentes niveles que presenta el terreno natural y que sirven de apoyo para obtener las pendientes de la red de drenaje se proporcionan en el plano no. 6. Las longitudes que permiten calcular el tiempo de concentración sobre las superficies se indican en el plano no.2

Para determinar la pendiente entre dos registros se sigue el siguiente procedimiento

Se calcula entonces la diferencia de cotas entre cabeza de atarjea

$$\text{Cota de terreno } 99.70 - 1.55 = 98.15 \text{ m}$$

$$S = 98.15 - 98.05 / 30.00 = 0.0033 \times 1,000 = 3 \text{ milésimas}$$

$$\text{Compensación } 0.0033 \times 30.00 = 0.10 \text{ m}$$

$$98.50 + 0.10 = 98.15 \text{ m}$$

$$\text{Verificando profundidad } 99.70 - 98.15 = 1.55 \text{ m}$$

Los resultados de todos los cálculos se muestran en la tabla 4.17

En la tabla 4.10 se muestra el ordenamiento de cálculo del tiempo de escurrimiento sobre la superficie para cada tramo de la red de drenaje. En el plano no. 3 se presentan los resultados obtenidos.

4. Cálculo del tiempo de traslado a través de la tubería (t_t):

El tiempo (t_t) se obtiene de la ecuación 2.26

$$t_t = \lambda / V$$

En el plano no. 2, se muestra el valor de la longitud, para cada tramo de tubería

La velocidad se puede obtener a través de la ecuación de Manning o la fórmula de Babbitt. La aplicación de uno u otro procedimiento depende del número de incógnitas o de los datos que se conozca. En el caso de la ecuación de Manning su empleo es difícil por desconocer el diámetro de la tubería y el gasto a transportar. Por tal motivo se recomienda la fórmula de Babbitt (cc. 2.25 b) pues permite calcular la velocidad a partir de la pendiente del cauce y del coeficiente de escurrimiento del suelo.

$$V = 610 C S^{1/2}$$

Para aplicar la fórmula anterior es necesario determinar el valor del coeficiente de escurrimiento considerando el traslado del agua sobre la superficie interna del tubería. El valor para un área de concreto hidráulico es 0.95 (tabla 2.3) y la pendiente que presenta el cauce se obtiene

Por definición (véase capítulo II inciso 2.2.2.3)

$$S = \text{Desnivel} / \text{Longitud total del tramo}$$

Sustituyendo

$$S = 1.50 \text{ m.} / 447.00 \text{ m.} = 3.4 = 4 \text{ milésimas}$$

Sustituyendo en la fórmula de Babbitt

$$V = 610 (0.95) (0.004)^{1/2} = 37.28 \text{ m / min.}$$

En un minuto

$$37.28 \text{ m / min.} / 60 \text{ seg. / min.} = 0.62 \text{ m. / seg.}$$

5. Se suma el tiempo de concentración (t_{cs}) y el tiempo de traslado a través de los colectores (t_t) El resultado de esta operación es el tiempo de concentración para cada subcuenca. Tabla 4.12 y plano no.3

4.3.3 Determinación del coeficiente de permeabilidad

Para llevar a cabo este punto se toma en cuenta las características permeables que presenta el terreno en cada área de captación (área propia o subcuenca). A cada tramo de tubería le corresponderá una o más subcuencas las que serán analizadas como una área tributaria. Por ejemplo en la fig. 4.3 se tiene un área tributaria compuesta por dos áreas propias ambas con diferente tipo de suelo .En la tabla 2.3 se encuentra el valor del coeficiente de escurrimiento máximo que correspondería a cada de tipo de terreno. Posteriormente éste coeficiente se multiplica por su respectiva área propia de esta operación se divide el valor obtenido entre el área total de la subcuenca o cuenca. Las áreas de captación se muestran en plano no.4 y en la tabla no. 4.13 el ordenamiento de cálculo para obtener el coeficiente de escurrimiento. (Fig. 4.3)

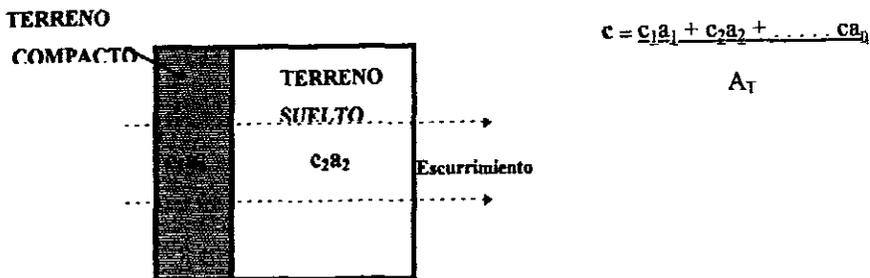


Fig. 4.3

4.3.4 Obtención del gasto

El gasto sobre las áreas de captación se determinan con la ecuación 2.23

$$Q = 0.278 C i A$$

El coeficiente de escurrimiento, de cada área de captación, se obtiene de la tabla no. 4.14

El valor de la intensidad se estima a través de las curvas intensidad - duración - período de retorno (gráfica 4.1) para una ocurrencia de 10 años

4.3.4.1 Obtención del período de retorno

El período de ocurrencia se determina en función de las características y condiciones del proyecto . Existen propuestas de obra hidráulica (presas) sujetas a periodos de retorno amplio: 100,1000 o más años y otras como los drenajes pluviales diseñados con períodos de retorno pequeños del orden de: 2, 5 y 10 años. Estos últimos permiten realizar cualquier cálculo con una probabilidad de ocurrencia mínima del 10 % con respecto a cualquier población de datos pluviográficos.

Para éste ejemplo se desea que el porcentaje de probabilidad de que ocurra una lluvia de cierta intensidad sea del 10 %.

Si tenemos que

$$F = 1 / Tr \dots(2.42)$$

Despejando

$$T_r = 1 / F$$

Sustituyendo

$$T_r = 1 / 0.10 = 10 \text{ años}$$

Se establece entonces que el período de retorno para el ejemplo es del orden de 10 años.

El ordenamiento de cálculo se muestra en la tabla 4.15 y los gastos que transporta cada red se presentan en el plano no 5.

4.3.5 Diámetro de la sección

La tubería propuesta al proyecto es utilizada generalmente en obras de este tipo.

Esta tubería será de concreto simple de sección circular, colocada sobre una plantilla de concreto pobre a una profundidad mínima y recomendable. Ver tabla 4.16.

La pendiente entre cada tramo de tubería se muestra en la tabla 4.17 y corresponde a la diferencia de elevación de un registro a otro entre la longitud total del segmento.

La capacidad de descarga de la tubería será del 50 % (a tubo parcialmente lleno) (Fig. 4.4)

Procedimiento de cálculo

Aplicando Manning se tiene

$$Q = AV = 1/n A R^{2/3} S^{1/2}$$

Sustituyendo

$$Q = 1/n \pi D^2/8 (0,25 D)^{2/3} S^{1/2}$$

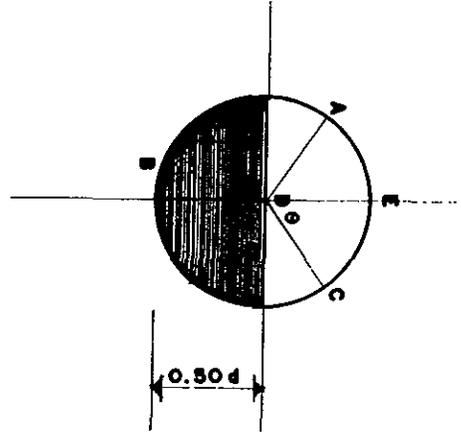


Fig. 4.4

Reduciendo términos ($n = 0.013$, para tubo de concreto. Tabla 4.18)

$$Q = 12 D^{8/3} S^{1/2}$$

Finalmente se tiene que

$$D = (Q / 12 S^{1/2})^{3/8}$$

Con esta ecuación se determinara el diámetro de la sección para cada tramo de tubería (Ver plano no. 7). En la tabla 4.19 se muestra el ordenamiento de cálculo de la red y en la tabla 4.17 se muestra las condiciones de servicio que la tubería ofrece a tubo lleno (valores obtenidos a través del nomograma de Manning para $n=0.013$) y parcialmente lleno.

Nota: La utilización del nomograma de Manning tiene como finalidad de evitar operaciones algebraicas y facilitar la obtención de resultados. Tabla 4.20

Como complemento a este proceso se proporcionan las fórmulas correspondiente a una sección de llenado al : 70, 80 y 90 % (Figuras 4.5)

$$D_{70} = (Q / 20.15 S^{1/2})^{3/8}$$

$$D_{80} = (Q / 23.45 S^{1/2})^{3/8}$$

$$D_{90} = (Q / 25.56 S^{1/2})^{3/8}$$

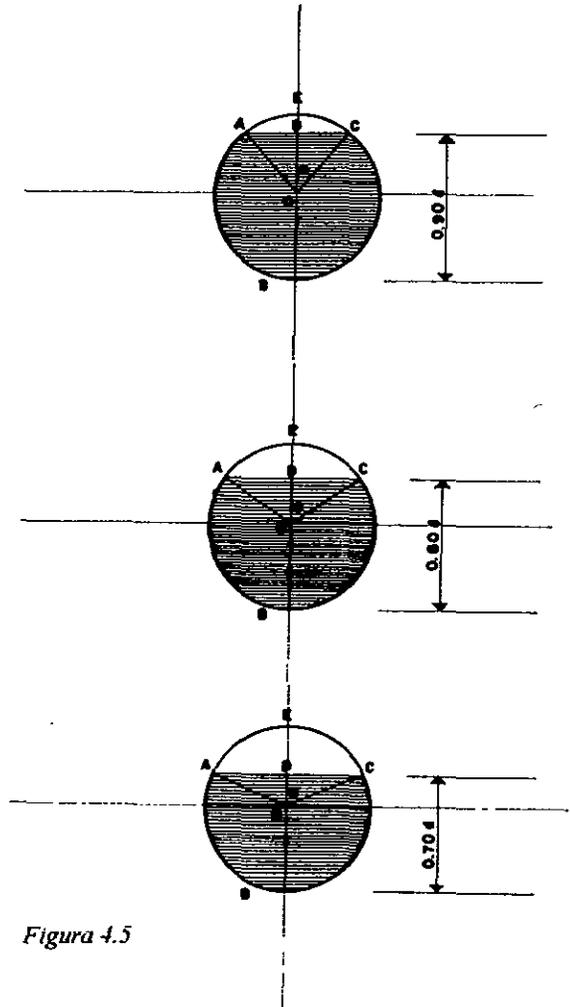


Figura 4.5

**TABLA 4.1 PRECIPITACION MAXIMA SITIO PROGRESO YUCATAN
PARA UNA DURACION = 5 min.**

AÑOS	ALTURA DE PRECIPITACION (mm)	HR / DURACION 60 / 5	INTENSIDAD i = mm / hr
85	10.00	12	120.00
85	10.00	12	120.00
86	10.00	12	120.00
88	10.00	12	120.00
89	10.00	12	120.00
85	7.00	12	84.00
89	7.00	12	84.00
89	7.00	12	84.00
83	6.70	12	80.40
88	6.60	12	79.20
88	6.60	12	79.20
89	6.50	12	78.00
90	6.50	12	78.00
88	6.40	12	76.80
88	6.30	12	76.00
90	5.75	12	69.00
85	5.50	12	66.00
85	5.50	12	66.00
89	5.50	12	66.00
88	5.20	12	62.40
89	5.00	12	60.00
90	4.70	12	56.40
88	4.50	12	54.00
87	3.30	12	39.60
88	3.30	12	39.60

**TABLA 4.2 PRECIPITACION MAXIMA SITIO PROGRESO YUCATAN
PARA UNA DURACION = 10 min.**

AÑOS	ALTURA DE PRECIPITACION (mm)	HR / DURACION 60 / 10	INTENSIDAD i = mm / hr
85	10.00	6	60.00
85	10.00	6	60.00
85	10.00	6	60.00
88	10.00	6	60.00
88	10.00	6	60.00
89	10.00	6	60.00
89	10.00	6	60.00
86	9.70	6	58.20
89	9.50	6	57.00
90	9.50	6	57.00
90	9.50	6	57.00
85	9.30	6	55.80
90	8.80	6	52.80
89	8.70	6	52.20
88	8.50	6	51.00
88	8.50	6	51.00
88	8.40	6	50.40
88	8.00	6	48.00
83	6.80	6	40.80
85	6.70	6	40.20
88	6.30	6	37.80
87	6.00	6	36.00
90	5.60	6	33.60
88	5.50	6	33.00
88	4.00	6	24.00

**TABLA 4.3 PRECIPITACION MAXIMA SITIO PROGRESO YUCATAN
PARA UNA DURACION = 20 min.**

AÑOS	ALTURA DE PRECIPITACION (mm)	HR / DURACION 60 / 20	INTENSIDAD i = mm / hr
85	27.00	3	81.00
89	26.80	3	80.40
88	23.00	3	69.00
87	20.00	3	60.00
86	19.70	3	59.10
90	19.00	3	57.00
89	15.50	3	46.50
88	14.50	3	43.50
85	14.00	3	42.00
89	14.00	3	42.00
88	13.50	3	40.50
88	13.00	3	39.00
90	12.90	3	38.70
85	12.50	3	37.50
83	10.20	3	30.60
85	10.00	3	30.00
85	10.00	3	30.00
87	10.00	3	30.00
87	10.00	3	30.00
90	10.00	3	30.00
88	9.80	3	29.40
88	8.80	3	26.40
86	8.20	3	24.60
85	8.00	3	24.00
88	7.50	3	22.50

**TABLA 4.4 PRECIPITACION MAXIMA SITIO PROGRESO YUCATAN
PARA UNA DURACION = 40 min.**

AÑOS	ALTURA DE PRECIPITACION (mm)	HR / DURACION 60 / 40	INTENSIDAD i = mm / hr
88	37.40	1.5	56.10
89	36.70	1.5	55.05
85	33.00	1.5	49.50
86	30.00	1.5	45.00
88	30.00	1.5	45.00
88	25.50	1.5	38.25
85	24.00	1.5	36.00
89	23.10	1.5	34.65
89	20.50	1.5	30.75
88	19.70	1.5	29.55
90	19.60	1.5	29.40
87	19.50	1.5	29.25
88	18.50	1.5	28.05
83	15.80	1.5	23.70
90	15.40	1.5	23.10
86	14.50	1.5	21.75
88	14.00	1.5	21.00
90	13.80	1.5	20.70
88	13.30	1.5	19.95
85	10.00	1.5	15.00
85	10.00	1.5	15.00
85	9.80	1.5	14.70
87	9.00	1.5	13.50
85	8.00	1.5	12.00
88	8.00	1.5	12.00

TABLA 4.5 PRECIPITACION MAXIMA SITIO PROGRESO YUCATAN
PARA UNA DURACION = 60 min.

AÑOS	ALTURA DE PRECIPITACION (mm)	HR / DURACION 60 / 60	INTENSIDADES i = mm / hr
88	38.00	1	38.00
89	37.20	1	37.20
85	33.80	1	33.80
86	33.50	1	33.50
86	30.00	1	30.00
83	29.00	1	29.00
90	27.80	1	27.80
89	26.70	1	26.70
85	26.30	1	26.30
88	26.00	1	26.00
87	25.50	1	25.50
88	23.00	1	23.00
88	20.00	1	20.00
88	19.80	1	19.80
86	19.00	1	19.00
90	17.50	1	17.50
89	17.00	1	17.00
90	16.80	1	16.80
85	15.50	1	15.50
85	15.00	1	15.50
88	13.80	1	13.80
88	13.80	1	13.80
85	10.00	1	10.00
85	10.00	1	10.00
85	8.50	1	8.50

**TABLA 4.6 PRECIPITACION MAXIMA SITIO PROGRESO YUCATAN
PARA UNA DURACION = 80 min.**

AÑOS	ALTURA DE PRECIPITACION (mm)	HR / DURACION 60 / 80	INTENSIDAD i = mm / hr
89	40.20	0.75	30.15
88	38.50	0.75	28.90
89	38.00	0.75	28.50
85	35.50	0.75	26.60
85	34.00	0.75	25.50
88	33.50	0.75	25.10
86	30.00	0.75	22.50
83	29.00	0.75	21.75
90	28.20	0.75	21.15
88	26.00	0.75	19.50
87	25.50	0.75	19.10
88	24.50	0.75	18.40
88	22.00	0.75	16.50
88	20.00	0.75	15.00
90	18.40	0.75	13.80
85	18.00	0.75	13.55
90	17.80	0.75	13.50
86	16.00	0.75	12.00
85	15.50	0.75	11.60
88	14.40	0.75	10.80
88	13.80	0.75	10.35
86	12.00	0.75	9.00
85	11.00	0.75	8.25
85	10.00	0.75	7.50
85	9.80	0.75	7.35

**TABLA 4.7 PRECIPITACION MAXIMA SITIO PROGRESO YUCATAN
PARA UNA DURACION = 100 min.**

AÑOS	ALTURA DE PRECIPITACION (mm)	HR / DURACION 60 / 100	INTENSIDAD i = mm / hr
88	48.00	0.60	28.80
89	41.00	0.60	24.60
89	38.50	0.60	23.10
85	37.50	0.60	22.50
88	37.00	0.60	22.20
85	34.50	0.60	20.70
88	33.50	0.60	20.10
86	30.70	0.60	18.42
83	29.00	0.60	17.40
90	28.20	0.60	16.92
87	27.30	0.60	16.38
88	26.00	0.60	15.60
88	23.00	0.60	13.80
85	22.00	0.60	13.20
90	18.20	0.60	10.92
90	17.00	0.60	10.20
86	16.00	0.60	9.60
85	15.50	0.60	9.30
88	14.80	0.60	8.88
88	13.80	0.60	8.28
86	13.00	0.60	7.80
88	13.00	0.60	7.80
85	11.00	0.60	6.60
88	10.00	0.60	6.00
85	9.80	0.60	5.88

**TABLA 4.8 INTENSIDAD MEDIA (\bar{Y}) y DESVIACION ESTANDAR (S_y)
 DE LOS INTERVALOS DE TIEMPO 5, 10, 20, 40, 60, 80 Y 100 min.
 PARA UNA POBLACION N = 25**

	DURACION						
	5	10	20	40	60	80	100
\bar{Y}	79.14	50.23	41.75	28.76	22.14	17.45	14.60
S_y	23.66	10.44	16.64	13.05	8.39	7.08	6.51

TABLA 4.9 (Y) INTENSIDAD MAXIMA PROBABLE

$$\text{EC. GUMBEL } Y = \bar{Y} - \frac{S_y}{\sigma_N} \left(\bar{Y}_N + \log_e \log_e \frac{Tr}{Tr-1} \right)$$

Tr (periodo de retorno)	DURACION (min.)						
	5	10	20	40	60	80	100
5	100.15	59.50	56.52	40.14	29.59	23.73	20.38
10	116.40	66.67	67.96	49.52	35.35	28.60	24.85
20	132.02	73.56	78.94	57.93	40.89	33.27	29.14
50	152.20	82.47	93.14	69.06	48.05	39.31	34.70
100	167.36	89.15	103.79	77.41	53.42	43.84	38.87

Tabla No. 4.10

CALCULO DEL TIEMPO DE CONCENTRACION SOBRE LA SUPERFICIE

$$t_{cs} = 0.067 (L^{1.155} / H^{0.585})$$

						hrs.	min.
tcs1	=	(0.067)	(0.022)	1.155	/	(0.00011)	0.585 = 0.168 = 10.127
tcs2	=	(0.067)	(0.020)	1.155	/	(0.00010)	0.585 = 0.159 = 9.592
tcs3	=	(0.067)	(0.031)	1.155	/	(0.000155)	0.585 = 0.205 = 12.314
tcs4	=	(0.067)	(0.033)	1.155	/	(0.000165)	0.585 = 0.212 = 12.760
tcs5	=	(0.067)	(0.031)	1.155	/	(0.000155)	0.585 = 0.205 = 12.314
tcs6	=	(0.067)	(0.036)	1.155	/	(0.00018)	0.585 = 0.223 = 13.409
tcs7	=	(0.067)	(0.020)	1.155	/	(0.00010)	0.585 = 0.159 = 9.592
tcs8	=	(0.067)	(0.029)	1.155	/	(0.000145)	0.585 = 0.197 = 11.854
tcs9	=	(0.067)	(0.035)	1.155	/	(0.000175)	0.585 = 0.219 = 13.196
tcs10	=	(0.067)	(0.035)	1.155	/	(0.000175)	0.585 = 0.219 = 13.196
tcs11	=	(0.067)	(0.021)	1.155	/	(0.000105)	0.585 = 0.164 = 9.862
tcs12	=	(0.067)	(0.016)	1.155	/	(0.000008)	0.585 = 0.140 = 8.446
tcs13	=	(0.067)	(0.027)	1.155	/	(0.000135)	0.585 = 0.189 = 11.381
tcs14	=	(0.067)	(0.015)	1.155	/	(0.000075)	0.585 = 0.135 = 8.141
tcs15	=	(0.067)	(0.035)	1.155	/	(0.000175)	0.585 = 0.219 = 13.196
tcs16	=	(0.067)	(0.025)	1.155	/	(0.000125)	0.585 = 0.181 = 10.893
tcs17	=	(0.067)	(0.040)	1.155	/	(0.00020)	0.585 = 0.237 = 14.239
tcs18	=	(0.067)	(0.018)	1.155	/	(0.00009)	0.585 = 0.150 = 9.033
tcs19	=	(0.067)	(0.018)	1.155	/	(0.00009)	0.585 = 0.150 = 9.033
tcs20	=	(0.067)	(0.029)	1.155	/	(0.000145)	0.585 = 0.197 = 11.854
tcs21	=	(0.067)	(0.029)	1.155	/	(0.000145)	0.585 = 0.197 = 11.854
tcs22	=	(0.067)	(0.039)	1.155	/	(0.000195)	0.585 = 0.233 = 14.035
tcs23	=	(0.067)	(0.020)	1.155	/	(0.00010)	0.585 = 0.159 = 9.592
tcs24	=	(0.067)	(0.021)	1.155	/	(0.000105)	0.585 = 0.164 = 9.862
tcs25	=	(0.067)	(0.019)	1.155	/	(0.000095)	0.585 = 0.155 = 9.315

tcs26	-	(0.067)	(0.019)	1.155	/	(0.000095)	0.585	=	0.155	-	9.315
tcs27	-	(0.067)	(0.030)	1.155	/	(0.00015)	0.585	=	0.201	-	12.086
tcs28	-	(0.067)	(0.035)	1.155	/	(0.000175)	0.585	=	0.219	-	13.196
tcs29	-	(0.067)	(0.035)	1.155	/	(0.000175)	0.585	=	0.219	-	13.196
tcs30	-	(0.067)	(0.023)	1.155	/	(0.000115)	0.585	=	0.173	-	10.387
tcs31	-	(0.067)	(0.022)	1.155	/	(0.00011)	0.585	=	0.168	-	10.127
tcs32	-	(0.067)	(0.037)	1.155	/	(0.000185)	0.585	=	0.227	-	13.620
tcs33	-	(0.067)	(0.027)	1.155	/	(0.000135)	0.585	=	0.189	-	11.381
tcs34	-	(0.067)	(0.034)	1.155	/	(0.00017)	0.585	=	0.216	-	12.979
tcs35	-	(0.067)	(0.030)	1.155	/	(0.00015)	0.585	=	0.201	-	12.086
tcs36	-	(0.067)	(0.035)	1.155	/	(0.000175)	0.585	=	0.219	-	13.196
tcs37	-	(0.067)	(0.034)	1.155	/	(0.00017)	0.585	=	0.216	-	12.979

Tabla No. 4.11

**CALCULO DEL (t_t) TIEMPO DE TRASLADO A TRAVES DE LOS
COLECTORES TOMANDO COMO BASE UNA VELOCIDAD DE
0.62 m / seg.**

	Tramo		long. (m)	velocidad m. /seg.		t traslado seg.	t traslado min.
t_t	1-2	=	23.00	0.62	=	37	0.62
t_t	2-3	=	26.00	0.62	=	42	0.70
t_t	4-5	=	23.00	0.62	=	37	0.62
t_t	5-6	=	26.50	0.62	=	42	0.70
t_t	3-6	=	40.00	0.62	=	64	1.07
t_t	6-7	=	26.00	0.62	=	42	0.70
t_t	7-8	=	25.00	0.62	=	40	0.67
t_t	8-13	=	13.50	0.62	=	22	0.36
t_t	9-13	=	24.00	0.62	=	39	0.64
t_t	10-9	=	26.00	0.62	=	42	0.70
t_t	13-14	=	22.00	0.62	=	35	0.59
t_t	12-14	=	24.00	0.62	=	39	0.64
t_t	11-12	=	28.00	0.62	=	42	0.70
t_t	15-14	=	25.00	0.62	=	40	0.67
t_t	14-17	=	12.00	0.62	=	19	0.32
t_t	17-18	=	10.00	0.62	=	16	0.27
t_t	16-18	=	14.50	0.62	=	23	0.39
t_t	18-19	=	32.00	0.62	=	51	0.86

t_t	19-20	=	16.50	0.62	=	26	0.44
t_t	21-20	=	32.00	0.62	=	51	0.86
t_t	20-24	=	25.50	0.62	=	41	0.68
t_t	22-23	=	10.50	0.62	=	17	0.28
t_t	23-24	=	32.00	0.62	=	51	0.86
t_t	24-25	=	22.50	0.62	=	36	0.60
t_t	26-25	=	32.00	0.62	=	51	0.86
t_t	25-29	=	36.00	0.62	=	58	0.96
t_t	27-28	=	10.50	0.62	=	17	0.28
t_t	28-29	=	32.00	0.62	=	51	0.86
t_t	29-30	=	27.50	0.62	=	44	0.74
t_t	31-30	=	32.00	0.62	=	51	0.86
t_t	30-36	=	20.00	0.62	=	32	0.53
t_t	32-35	=	10.50	0.62	=	17	0.28
t_t	35-36	=	32.00	0.62	=	51	0.86
t_t	36-37	=	31.50	0.62	=	51	0.86
t_t	33-34	=	10.50	0.62	=	17	0.28
t_t	34-37	=	32.00	0.62	=	51	0.86

Tabla No. 4.12

TIEMPO DE CONCENTRACION (min.)

No. Registro.	T _{cs} min.		t _t min.		ELECCION DEL TIEMPO MAXIMO			min.
1	10.127	+	0.62	=	10.747			= 10.747
2	9.592	+	0.70	=	10.292	11.447		= 11.447
3	12.314	+	1.07	=	13.384	12.517		= 13.384
4	12.760	+	0.62	=	13.380			= 13.380
5	12.314	+	0.70	=	13.014	14.080		= 14.080
6	13.409	+	0.70	=	14.109	14.780	13.217	= 14.780
7	9.592	+	0.67	=	10.262	15.450		= 15.450
8	11.854	+	0.36	=	12.214	15.810		= 15.810
9	13.196	+	0.64	=	13.836	14.536		= 14.536
10	13.196	+	0.70	=	13.896			= 13.896
11	9.862	+	0.70	=	10.562			= 10.562
12	8.446	+	0.64	=	9.086	11.202		= 11.202
13	11.381	+	0.59	=	11.971	15.126	16.400	= 16.400
14	8.141	+	0.32	=	8.461	16.720	14.186 11.522	= 16.720
15	13.196	+	0.67	=	13.866			= 13.866
16	10.893	+	0.39	=	11.283			= 11.283
17	14.239	+	0.27	=	14.509	16.990		= 16.990
18	9.033	+	0.86	=	9.893	12.143	17.850	= 17.850
19	9.033	+	0.44	=	9.473	18.290		= 18.209
20	11.854	+	0.68	=	12.534	18.970	13.394	= 18.970
21	1.854	+	0.86	=	12.714			= 12.714

22	14.035	+	0.28	=	14.315			=	14.315
23	9.592	+	0.86	=	10.452	15.175		=	15.175
24	9.862	+	0.60	=	10.462	15.775	19.570	=	19.570
25	9.315	+	0.96	=	10.275	11.135	20.530	=	20.530
26	9.315	+	0.86	=	10.175			=	10.175
27	12.086	+	0.28	=	12.366			=	12.366
28	13.196	+	0.86	=	14.056	13.226		=	14.056
29	13.196	+	0.74	=	13.936	14.796	21.270	=	21.270
30	10.387	+	0.53	=	10.917	11.517	21.800	=	21.800
31	10.127	+	0.86	=	10.987			=	10.987
32	13.620	+	0.28	=	13.900			=	13.900
33	11.381	+	0.28	=	11.661			=	11.661
34	12.979	+	0.86	=	13.839	12.521		=	13.839
35	12.086	+	0.86	=	12.946	14.760		=	14.760
36	13.196	+	0.85	=	14.046	15.610	22.650	=	22.650
37	12.979	+	0.99	=	13.969	23.640	14.829	=	23.640

Tabla No. 4.13

AREAS TRIBUTARIAS

No. Registro.	Area Propia		Area tributarias
1	784		
2	728	-	1512
3	1148	-	2660
4	1288		
5	736	-	2024
6	2024	-	6708
7	920	-	7628
8	1014	-	8642
9	630	-	2115
10	1485		
11	825		
12	425	-	1250
13	741	-	11,498
14	425	-	13,985
15	812		
16	310	-	
17	400	-	14,385
18	450	-	15,145
19	540	-	15,685
20	1296	-	17,881
21	900		
22	852		
23	400	-	1252

24	576	-	19,709
25	684	-	20.868
26	475		
27	480		
28	1000	-	1480
29	1440	-	23,788
30	936	-	25,374
31	650		
32	732		
33	432		
34	1008	-	1440
35	875	-	1657
36	1260	-	28,291
37	1188	-	30,919

Tabla No. 4.14

CALCULO DEL COEFICIENTE DE ESCURRIMIENTO

1	268.8	/	784		=				0.343					
2	249.6	+	268.8	/	1512	=	518.4	/	1512	=	0.343			
3	443.6	+	518.4	/	2660	=	962.0	/	2660	=	0.362			
4	620.8	/	1288							=	0.482			
5	322.8	+	620.4	/	2024	=	943.2	/	2024	=	0.466			
6	455.1	+	943.2	+	962.0	/	6708	=	2360.3	/	6708	=	0.352	
7	357.6	+	2360.3	/	7628	=	2718.8	/	7628	=	0.356			
8	397.8	+	2718.8	/	8642	=	3116.6	/	8642	=	0.360			
9	277.8	+	668.7	/	2115	=	946.5	/	2115	=	0.448			
10	668.7	/	1485							=	0.450			
11	357.5	/	825							=	0.433			
12	176.5	+	357.5	/	1250	=	534	/	1250	=	0.427			
13	222.3	+	946.5	+	3116.6	/	11498	=	4285.4	/	11498	=	0.373	
14	167.0	+	355.6	+	534.0	+	4285.4	/	13985	=	5342	/	13985	0.382
15	355.6	/	812.0							=	0.438			
16	177.95	/	310								0.573			
17	200.0	+	5342.0	/	14385	=	5542	/	14385	=	0.385			
18	135.0	+	177.95	+	5542.0	/	15145	=	5854.95	/	15145	=	0.386	
19	210.0	+	5854.95	/	15685	=	6064	/	15685	=	0.386			
20	475.0	+	210.0	+	6064	/	17881	=	6749	/	17881	=	0.377	
21	210.0	/	900							=	0.233			
22	446.0	/	852							=	0.523			
23	180.0	+	446.0	/	1252	=	626.0	/	1252	=	0.500			
24	259.2	+	626.0	+	6749	/	19709	=	7634.2	/	19709	=	0.387	
25	250.8	+	142.5	+	7634.2	/	20868	=	8027.5	/	20868	=	0.384	

26	142.5	/	475				=	0.300
27	240.0	/	480				=	0.500
28	300.0	+	240.0	/	1480	=	540.0 / 1480	= 0.365
29	528.0	+	540.0	+	8027.5	/	23788 = 9095.5 / 23788 =	0.382
30	343.2	+	195.0	+	9095.5	/	25374 = 9633.7 / 25374 =	0.380
31	195.0	/	650				=	0.300
32	414.0	/	732				=	0.566
33	216.0	/	432				=	0.500
34	484.8	+	216.0	/	1440	=	700.8 / 1440	= 0.486
35	326.0	+	414.0	/	1657	=	740.0 / 1657	= 0.447
36	534.8	+	740	+	9633.7	/	28291 = 10908.5 / 28291 =	0.385
37	416.4	+	700.8	+	10908.5	/	30919 = 12025.7 / 30919 =	0.389

Tabla No. 4.15

CALCULO DEL GASTO Q_p ($m^3/seg.$)

$$Q = 0.278 C i A$$

No. Registro	i (mm/hr)		A (Km^2)		C				Q $m^3/seg.$
1	98	X	0.000784	X	0.343	X	0.278	=	0.00732
2	98	X	0.001512	X	0.343	X	0.278	=	0.01412
3	91	X	0.002660	X	0.362	X	0.278	=	0.02435
4	90	X	0.001288	X	0.482	X	0.278	=	0.01553
5	88	X	0.002024	X	0.466	X	0.278	=	0.02307
6	86	X	0.006708	X	0.352	X	0.278	=	0.05645
7	85	X	0.007628	X	0.356	X	0.278	=	0.06416
8	84	X	0.008642	X	0.360	X	0.278	=	0.07265
9	86	X	0.002115	X	0.448	X	0.278	=	0.02265
10	88	X	0.01485	X	0.450	X	0.278	=	0.01634
11	99	X	0.000825	X	0.433	X	0.278	=	0.00983
12	97	X	0.001250	X	0.427	X	0.278	=	0.01439
13	82	X	0.011498	X	0.373	X	0.278	=	0.09776
14	81	X	0.013985	X	0.382	X	0.278	=	0.12029
15	89	X	0.000812	X	0.438	X	0.278	=	0.00879
16	96	X	0.000310	X	0.573	X	0.278	=	0.00474
17	81	X	0.014385	X	0.385	X	0.278	=	0.12470
18	80	X	0.015145	X	0.386	X	0.278	=	0.13001
19	79	X	0.015685	X	0.386	X	0.278	=	0.13296
20	78	X	0.017881	X	0.377	X	0.278	=	0.14617
21	93	X	0.000900	X	0.233	X	0.278	=	0.00542
22	84	X	0.000852	X	0.523	X	0.278	=	0.01040

23	83	X	0.001252	X	0.500	X	0.278	=	0.01444
24	77	X	0.019709	X	0.387	X	0.278	=	0.16327
25	75	X	0.020868	X	0.384	X	0.278	=	0.16707
26	100	X	0.000475	X	0.300	X	0.278	=	0.003961
27	93	X	0.000480	X	0.500	X	0.278	=	0.00620
28	88	X	0.001480	X	0.365	X	0.278	=	0.01321
29	73	X	0.023788	X	0.382	X	0.278	=	0.18441
30	70	X	0.025374	X	0.380	X	0.278	=	0.18763
31	98	X	0.000650	X	0.300	X	0.278	=	0.00531
32	72	X	0.000732	X	0.566	X	0.278	=	0.00829
33	97	X	0.000432	X	0.500	X	0.278	=	0.00582
34	89	X	0.001440	X	0.486	X	0.278	=	0.01731
35	85	X	0.001657	X	0.447	X	0.278	=	0.01750
36	69	X	0.028291	X	0.385	X	0.278	=	0.20893
37	68	X	0.030919	X	0.389	X	0.278	=	0.22736

Tabla No. 4.16

PROFUNDIDAD MÍNIMA (TEORICA) Y PROFUNDIDAD RECOMENDABLE DE

INSTALACION PARA TUBERIAS DE DRENAJE

PROFUNDIDAD MÍNIMA (TEÓRICA) Y PROFUNDIDAD RECOMENDABLE DE INSTALACIÓN PARA TUBERÍAS DE ALCANTARILLADO		
Díámetro (cm)	Profundidad teórica (m)	Profundidad recomendable (m)
20	1.52	1.55
25	1.57	1.60
30	1.62	1.65
38	1.70	1.70
45	1.77	1.80
61	1.93	1.95
76	2.08	2.10
91	2.23	2.25
107	2.39	2.40
122	2.54	2.55
152	2.84	2.85
183	3.15	3.15
213	3.45	3.45
244	3.76	3.80

Tabla No. 4.17

VALOR DE : PENDIENTE, GASTO Y VELOCIDAD PARA TUBO LLENO Y PARCIAMENTE LLENO (NOMOGRAMA DE MANNING, $n=0.013$)

TRAMO	Ø	S	V T lleno	QT lleno	Q real	V real
	Comercial	milésimas	m / s	lt / s	lt / s	m / s
1-2	20	6	0.87	25	7.3	0.72
2-3	25	4	0.93	37	14.1	0.71
3-6	25	3	1.10	32	24.3	0.73
4-5	25	6	0.90	46	15.5	0.86
5-6	25	4	1.05	37	23.1	0.80
6-7	45	3	0.93	150	56.5	0.89
7-8	45	3	0.96	150	64.2	0.92
8-13	45	3	0.98	150	72.6	0.96
10-9	25	3	1.00	32	16.3	0.66
9-13	25	4	1.05	37	22.6	0.79
13-14	45	5	1.00	200	97.8	1.24
11-12	20	6	0.93	25	9.8	0.77
12-14	25	4	0.89	37	11.4	0.67
15-14	20	6	0.91	25	8.8	0.74
14-17	45	5	1.05	200	120.3	1.30
17-18	45	5	1.06	200	124.7	1.32
16-18	20	3	0.88	16	4.8	0.49
18-19	60	5	0.88	430	130.0	1.33
19-20	60	2	1.00	260	133.0	0.95
21-20	20	4	0.85	20	5.5	0.55
20-24	60	2	1.03	260	146.1	0.98
22-23	20	6	0.96	25	10.4	0.78
23-24	25	4	0.94	37	14.4	0.71

24-25	60	3	1.00	320	163.3	1.15
26-25	20	4	0.78	20	4.0	0.51
25-29	60	3	1.01	320	167.1	1.16
27-28	20	6	0.84	25	6.2	0.68
28-29	25	4	0.92	37	13.2	0.70
29-30	60	4	0.98	400	184.4	1.34
31-30	20	4	0.85	20	5.3	0.55
30-36	60	4	0.98	400	187.6	1.35
32-35	20	6	0.90	25	8.3	0.74
35-36	25	4	0.98	37	17.5	0.75
33-37	60	4	1.01	400	209.0	1.39
33-34	20	6	0.82	25	5.8	0.67
34-37	25	6	0.93	46	17.3	0.88
37	60	5	1.01	430	227.4	1.53

Tabla No. 4.18

VALORES DEL COEFICIENTE DE MANNING (n)

<i>Naturaleza de las paredes</i>	<i>n</i>
Mampostería de piedra bruta	0.020
Mampostería de piedras rectangulares	0.017
Mampostería de ladrillos, sin revestido	0.015
Mampostería de ladrillo, revestida	0.012
Canales de concreto, terminación ordinaria	0.014
Canales de concreto, con revestimiento liso	0.012
Canales con revestimiento muy liso	0.010
Canales de tierra en buenas condiciones	0.025
Canales de tierra, con plantas acuáticas	0.035
Canales irregulares y mal conservados	0.040
Conductos de madera cepillada	0.011
Barro (vitrificado)	0.013
Tubos de acero soldado	0.011
Tubos de concreto	0.013
Tubos de fierro fundido	0.012
Tubos de asbesto - cemento	0.011

Tabla No. 4.19

CALCULO DEL DIAMETRO DE LA TUBERIA, LLENADO AL 50%

Ec. $(Q / 12 S^{1/2})^{3/8}$

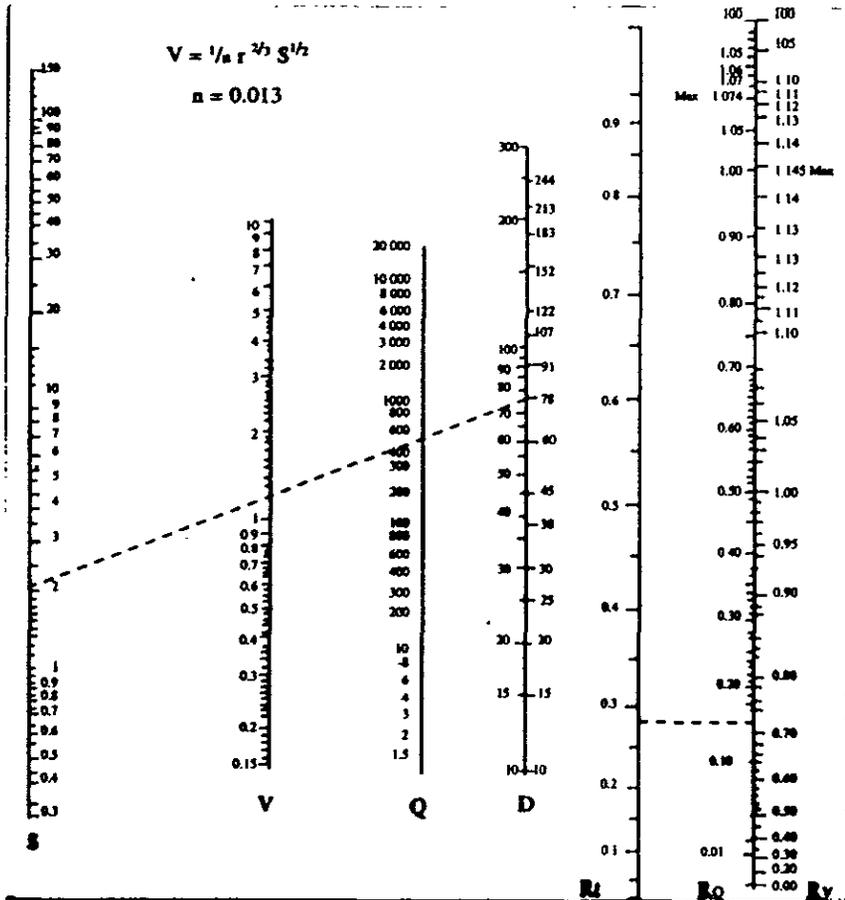
TRAMO	$X = Q / 12 S^{1/2}$		$X^{3/8}$	=	D real (m)	D comercial (m)
1-2	0.00732 / 0.929	=	0.008 ^{3/8}	=	0.16	20
2-3	0.01412 / 0.758	=	0.018 ^{3/8}	=	0.22	25
3-6	0.02430 / 0.657	=	0.025 ^{3/8}	=	0.25	25
4-5	0.01553 / 0.929	=	0.016 ^{3/8}	=	0.21	25
5-6	0.02307 / 0.758	=	0.030 ^{3/8}	=	0.27	25
6-7	0.05645 / 0.657	=	0.085 ^{3/8}	=	0.40	45
7-8	0.06416 / 0.657	=	0.098 ^{3/8}	=	0.42	45
8-13	0.07265 / 0.657	=	0.110 ^{3/8}	=	0.44	45
10-9	0.01634 / 0.657	=	0.025 ^{3/8}	=	0.25	25
9-13	0.02265 / 0.758	=	0.030 ^{3/8}	=	0.27	25
13-14	0.09776 / 0.848	=	0.115 ^{3/8}	=	0.45	45
11-12	0.00983 / 0.929	=	0.106 ^{3/8}	=	0.18	20
12-14	0.01144 / 0.758	=	0.015 ^{3/8}	=	0.21	25
15-14	0.00879 / 0.929	=	0.009 ^{3/8}	=	0.17	20
14-17	0.12029 / 0.848	=	0.142 ^{3/8}	=	0.48	45
17-18	0.12470 / 0.848	=	0.147 ^{3/8}	=	0.49	45
16-18	0.00474 / 0.657	=	0.007 ^{3/8}	=	0.16	20
18-19	0.13001 / 0.848	=	0.153 ^{3/8}	=	0.50	60
19-20	0.13296 / 0.536	=	0.250 ^{3/8}	=	0.60	60
21-20	0.00542 / 0.758	=	0.007 ^{3/8}	=	0.16	20
20-24	0.14617 / 0.536	=	0.273 ^{3/8}	=	0.61	60
22-23	0.01040 / 0.929	=	0.011 ^{3/8}	=	0.19	20

23-24	0.01444 / 0.758	=	$0.019^{3/8}$	=	0.23	25
24-25	0.16327 / 0.657	=	$0.248^{3/8}$	=	0.59	60
26-25	0.00396 / 0.758	=	$0.005^{3/8}$	=	0.14	20
25-29	0.16707 / 0.657	=	$0.254^{3/8}$	=	0.60	60
27-28	0.00620 / 0.929	=	$0.007^{3/8}$	=	0.16	20
28-29	0.01321 / 0.758	=	$0.017^{3/8}$	=	0.22	25
29-30	0.18441 / 0.758	=	$0.243^{3/8}$	=	0.59	60
31-30	0.00531 / 0.758	=	$0.007^{3/8}$	=	0.16	20
30-36	0.18763 / 0.758	=	$0.247^{3/8}$	=	0.59	60
32-35	0.00829 / 0.929	=	$0.009^{3/8}$	=	0.17	20
35-36	0.01750 / 0.758	=	$0.023^{3/8}$	=	0.24	25
36-37	0.20893 / 0.758	=	$0.276^{3/8}$	=	0.62	60
33-34	0.00582 / 0.929	=	$0.006^{3/8}$	=	0.15	20
34-37	0.01731 / 0.929	=	$0.018^{3/8}$	=	0.23	25
37	0.22736 / 0.848	=	$0.266^{3/8}$	=	0.61	60

Nota: el diámetro real se ajusta al diámetro comercial.

Tabla No. 4.20

NOMOGRAMA DE MANNING



Ejemplo: $D = 76$ cm, con $S = 2$ milésimas, uniendo los puntos de estos datos se obtienen Q tubo lleno = 516 lt/seg y V tubo lleno = 1.14 m/seg. Si circularon 80 lt/seg con $S = 2$ milésimas se calcula: $R_Q = \frac{80}{516} = 0.16$ que llevado a su escala permite obtener $R_v = 0.73$ y $R_T = 0.27$ mediante los cuales se calculan V_1 parc. lleno = $1.14 \times 0.73 = 0.83$ m/seg, $T_1 =$ parc. lleno = $0.27 \times 0.76 = 0.21$ m.

FUENTE: Original elaborado por los ingenieros R. Popoca E. y R. Guzmán y revisado por el ingeniero S. Lugo N. en julio de 1950; actualizado por el Ing. Julio Vargas R. y el Ing. Ulises Aguilera en julio de 1979, en la Dirección General de Construcción de Sistemas de Agua Potable y Alcantarillado de la ex-Secretaría de Asentamientos Humanos y Obras Públicas.

4.3.6 Aplicación de los métodos de tratamiento

Antes de descargar las aguas pluviales al colector general, o bien a una corriente natural se aplica un método de tratamiento, el cual puede estar constituido por varias operaciones unitarias, en el caso específico de la subestación eléctrica, estará compuesto por una trampa de grasas, debido al derrame de desechos aceitosos desprendidos por los transformadores.

Dimensión de la trampa de grasas

La construcción, elaboración y diseño de la trampa para grasa en la subestación eléctrica no se lleva a la práctica en este trabajo, solo se determinan las dimensiones del tanque contenedor donde se llevará a cabo el proceso de tratamiento del agua. Para calcularlo es necesario establecer la cantidad de agua pluvial que escurrirá cuando se presente una lluvia de intensidad máxima probable para un período de retorno de 10 años

El volumen del tanque se determina con ayuda del método de hidrograma unitario triangular. Este método permite establecer el gasto máximo probable que puede presentarse en un instante dado, dentro de la cuenca en estudio. Al punto de referencia anterior se le llama gasto pico y se calcula de siguiente forma

Tiempo de concentración (t_c) ec.2.18

$$t_c = 23.640 \text{ min. . . . tabla 4.12}$$

Tiempo de retraso (t_r) ec. 2.19 b

$$t_r = 0.6 t_c = 0.6 (23.64) = 14.18 \text{ min.}$$

Duración efectiva de la tormenta (d) ec. 2.37 b, para una cuenca pequeña

$$d = t_c = 23.64 \text{ min.}$$

Tiempo pico (t_p) ec. 2.36

$$t_p = 0.5d + 0.6 t_c = 0.5 (23.64) + 0.6 (23.64) = 26.00 \text{ min.}$$

Tiempo base (t_B) ec. 2.35

$$t_B = 2.67 t_p = 2.67 (26.00) = 69.42 \text{ min.}$$

El criterio de cálculo establece que el tiempo de concentración es igual a la duración de la lluvia, por lo tanto si el tiempo de duración de la tormenta es grande el escurrimiento también lo será.

Para un tiempo pico de 26.00 min. se presenta una intensidad del orden 60.00 mm / hora (gráfica 4.1) valor inferior al que se obtendría con un tiempo de concentración de 23.64 min. por lo tanto se escoge éste último valor ya que proporciona un escurrimiento mayor al que aporta el tiempo pico.

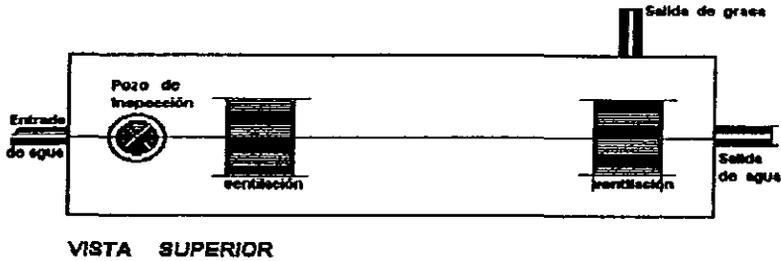
Entonces

$$Q_p = 0.227 \text{ m}^3 / \text{seg.}$$

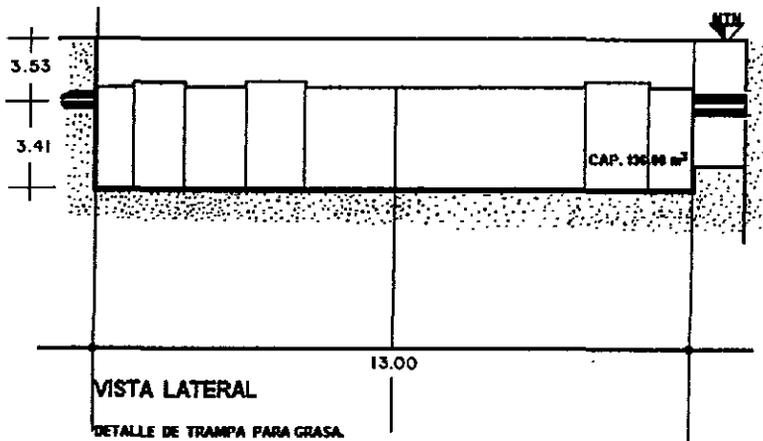
Este último valor es el gasto máximo en la red para un instante determinado el que representa un volumen efectivo de

$$\text{Vol } t_p = (0.227) (19.57) (60) = 266.54 \text{ m}^3.$$

Por lo que el tanque podría tener las siguientes dimensiones (plano no. 8 y 9)



Plano no. 8



Plano no. 9

Dimensión de la trampa para grasas.

La trampa de grasas estará formada por un tanque de tipo rectangular dividido en dos secciones y ubicado a una profundidad de 3.53 m. Las dimensiones del recipiente son de 3.41 m. de altura , 6.00 m. de ancho y una longitud de 13.00, lo que proporciona un volumen de 266.00 m^3 .

Generalmente estas trampas se constituyen de dos tanques un que capta y disminuye la velocidad del flujo y otro que permite el reposo de la mezcla y la separación agua - aceite .

El transporte de efluentes de uno a otro depósito es a través de un tamizado ubicado en el fondo del muro que divide el tanque. Las rejillas de este tamiz tendrá una aberturas de 1 pulgada (2.54 cm.) y tiene finalidad de retener sólidos de gran tamaño.

Finalmente el desalojo de agua y grasa de la trampa ,se lleva a cabo, a través de dos tuberías independientes. La primera se localiza en el lado opuesto a la entrada de la mezcla , la segunda se ubica aún costado de la misma trampa, a una altura que en función del tiempo permita coleccionar la grasa sólida previamente separada del agua. La ventilación se realiza por medio de rejillas ubicadas en la losa superior las cuales se diseñan de tal manera que puedan impedir la entrada de basura o la caída de personal dentro de los tanques.. Plano No. 9 y 10.

4.3.6.1 Cantidades de obra

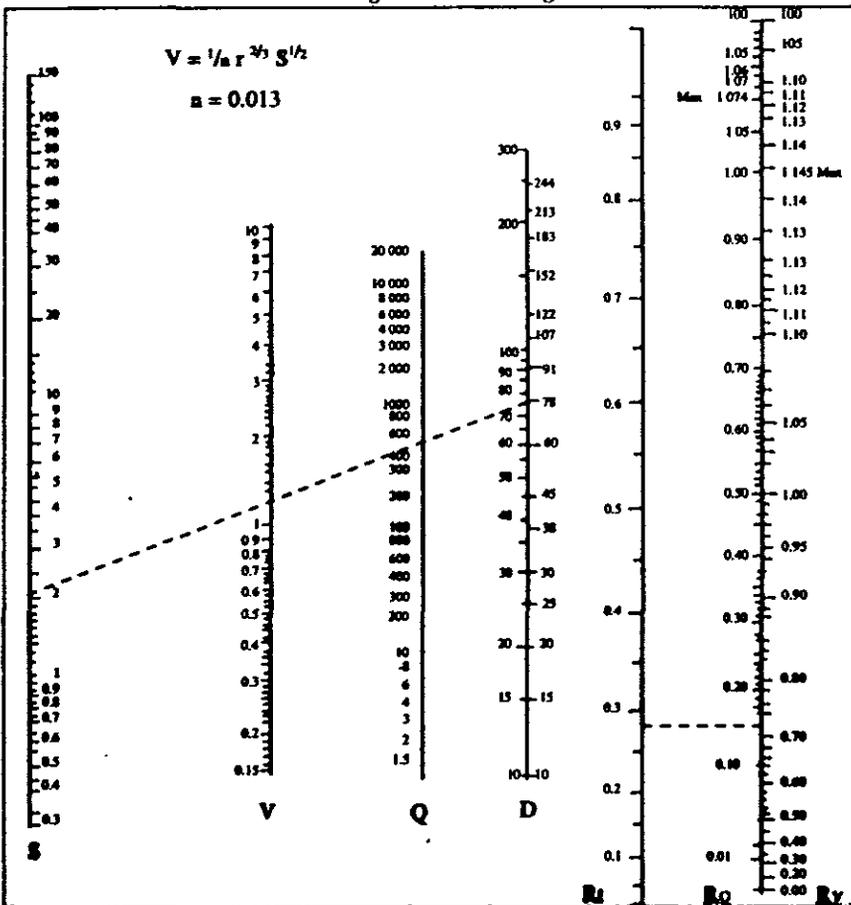
Una vez que se conocen el diámetro de cada tramo de tubería se analiza su existencia comercial Si ésta no se encuentra dentro de los diámetros comerciales entonces se ajusta el valor a otro que cumpla con este requisito.

El proceso de cálculo para determinar la cantidad de material necesario para construir la obra hidráulica no se incluye en este trabajo solo se muestran el volumen de los conceptos.

CANTIDAD DE MATERIAL NECESARIO PARA LA OBRA

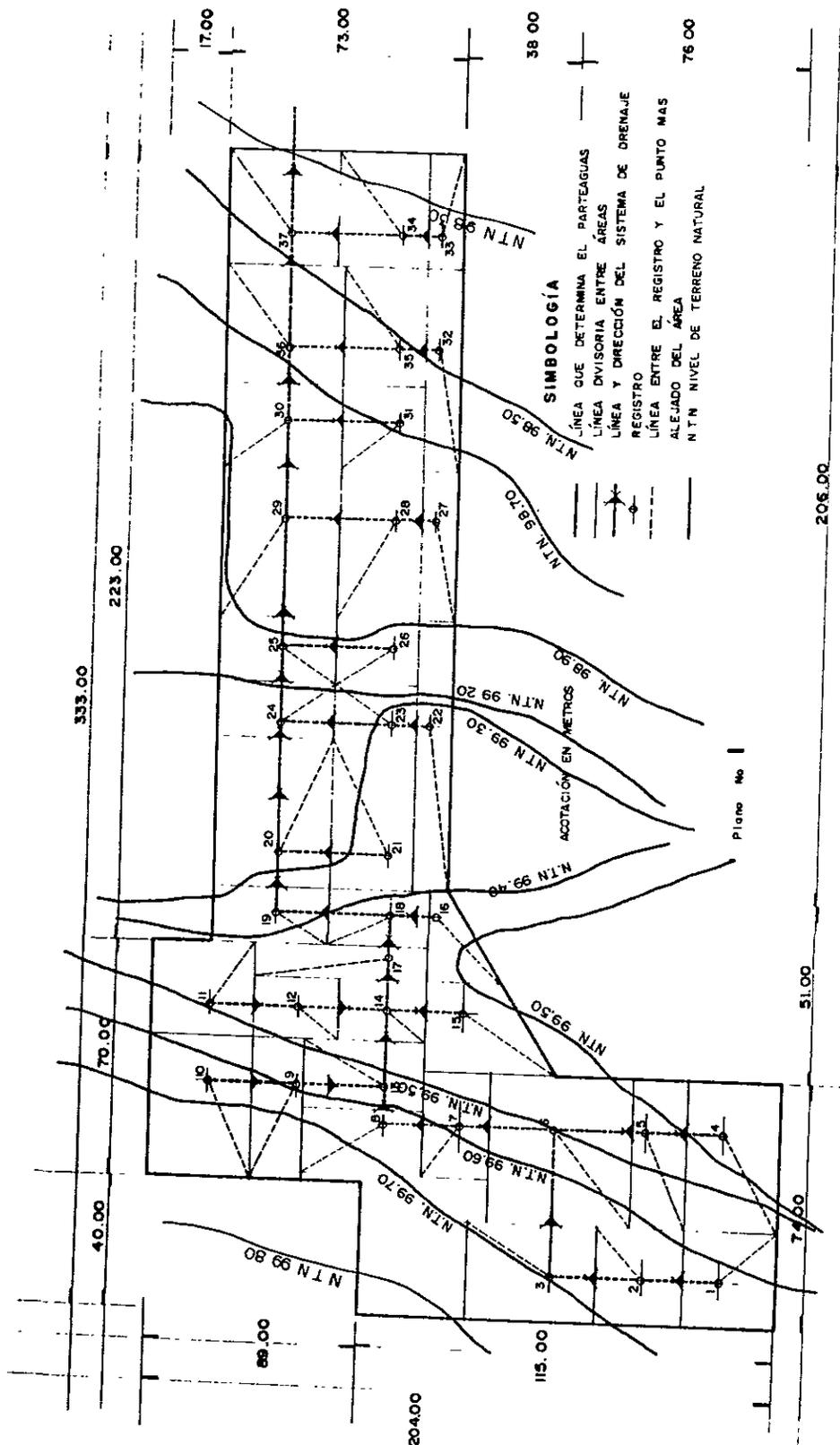
Concepto	Unidad	Cantidad
Excavación	m ³	1258
Relleno	m ³	547
Sobre acarreo (coe.abund. 0.3)	m ³	930
Plantilla	m ²	620
Tubo de diámetro		
20	ml	430
25	ml	90
38	ml	109
45	ml	97
60	ml	179

Figura 30
Nomograma de Manning



Ejemplo: $D = 76$ cm, con $S = 2$ milésimas, uniendo los puntos de estos datos se obtienen Q tubo lleno = 516 lt/seg y V tubo lleno = 1.14 m/seg. Si circularon 80 lt/seg con $S = 2$ milésimas se calcula: $R_Q = \frac{80}{516} = 0.16$ que llevado a su escala permite obtener $R_V = 0.73$ y $R_T = 0.27$ mediante los cuales se calculan V_1 parc. lleno = $1.14 \times 0.73 = 0.83$ m/seg, T_1 = parc. lleno = $0.27 \times 0.76 = 0.21$ m.

FUENTE: Original elaborado por los ingenieros R. Popoca E. y R. Guzmán y revisado por el ingeniero S. Lugo N. en julio de 1950; actualizado por el Ing. Julio Vargas R. y el Ing. Ulises Aguilera en julio de 1979, en la Dirección General de Construcción de Sistemas de Agua Potable y Alcantarillado de la ex-Secretaría de Asentamientos Humanos y Obras Públicas.



333.00
223.00
70.00
40.00
17.00
73.00
38.00
76.00
204.00
88.00
115.00
74.00
206.00
51.00

SIMBOLOGÍA

- LINEA QUE DETERMINA EL PARTEAGUAS
- LINEA DIVISORIA ENTRE ÁREAS
- LINEA Y DIRECCIÓN DEL SISTEMA DE DRENAJE
- REGISTRO
- LINEA ENTRE EL REGISTRO Y EL PUNTO MAS ALEJADO DEL ÁREA
- NTN NIVEL DE TERRENO NATURAL

ACCOTACIÓN EN METROS

Plano No |

333.00

40.00

2.23.00

70.00

17.00

89.00

73.00

204.00

115.00

38.00

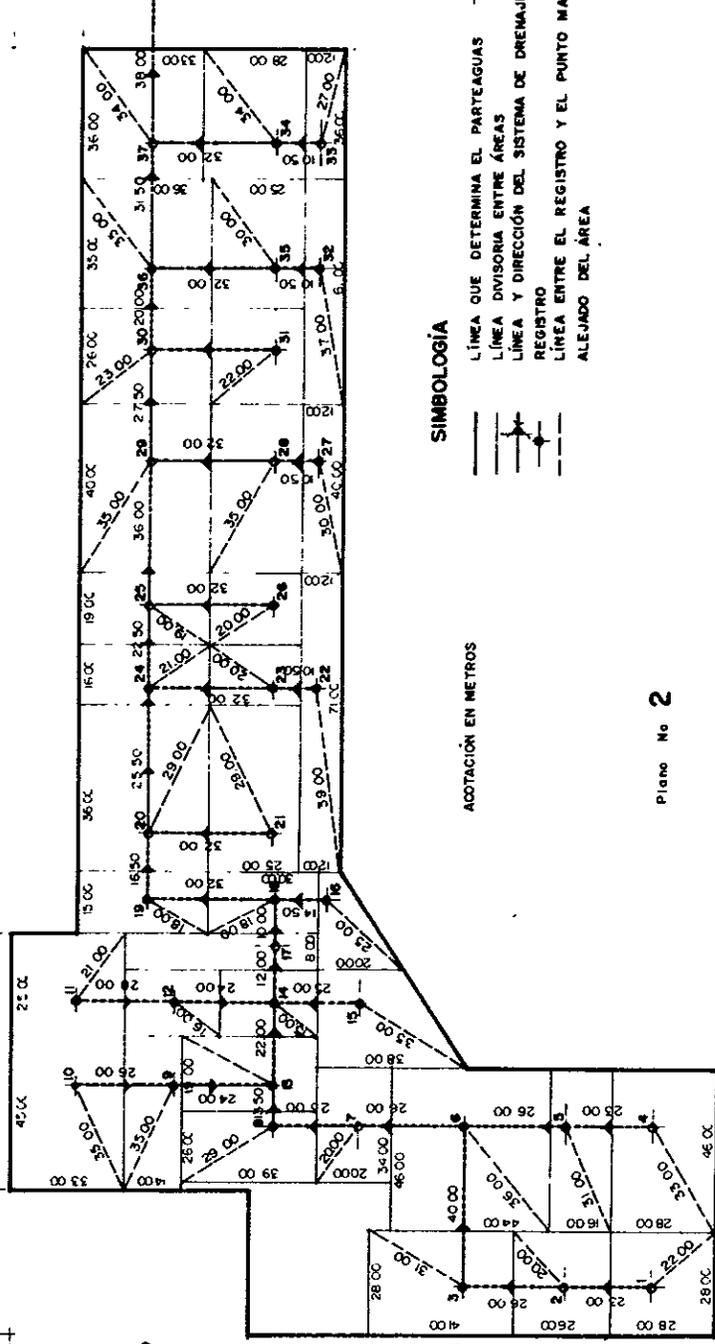
76.00

Plano No 2

74.00

51.00

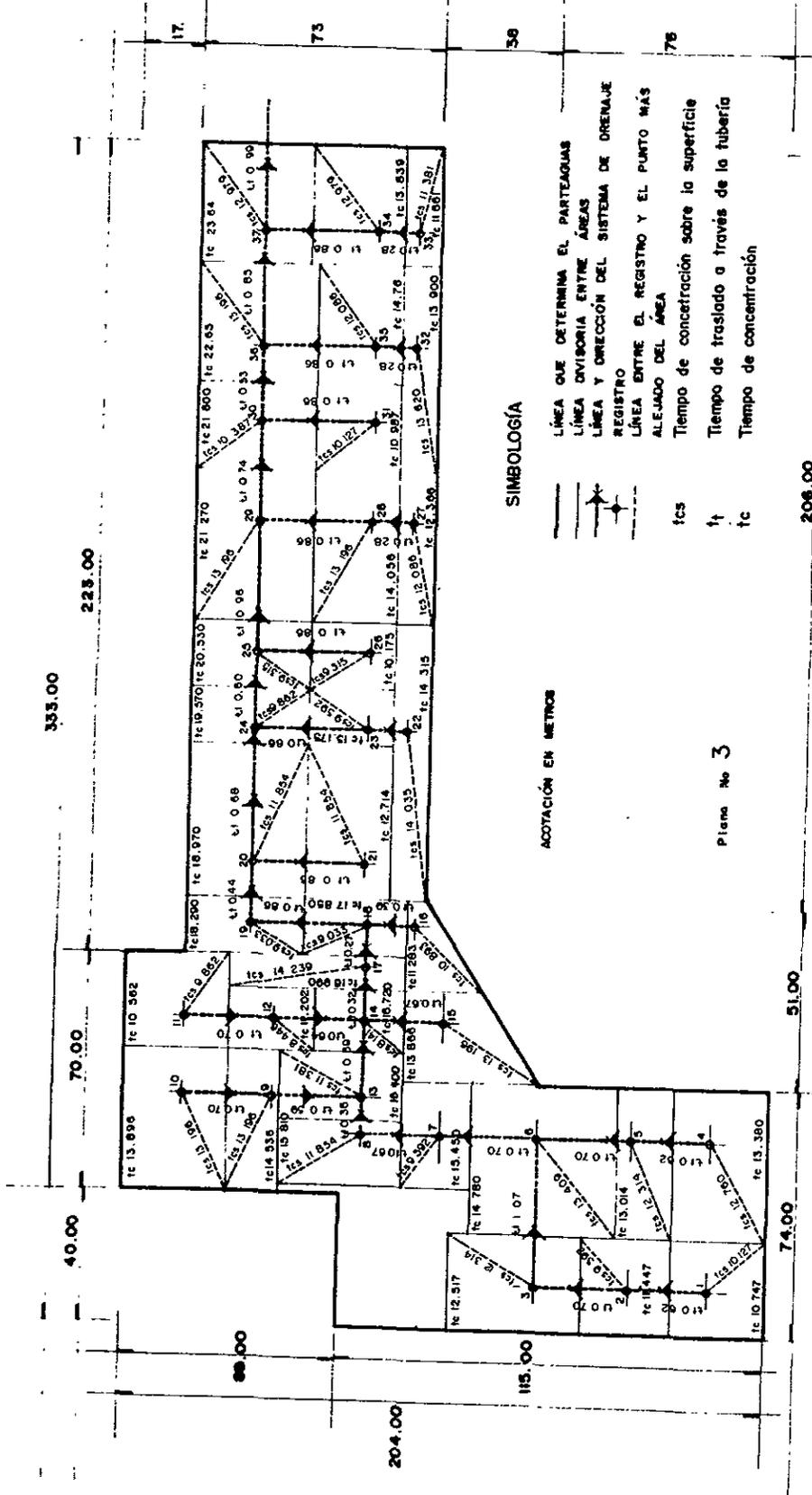
206.00



SIMBOLOGIA

ACOTACIÓN EN METROS

- LINEA QUE DETERMINA EL PARTEAGUAS
- - - LINEA DIVISORIA ENTRE ÁREAS
- LINEA Y DIRECCIÓN DEL SISTEMA DE DRENAJE
- REGISTRO
- LINEA ENTRE EL REGISTRO Y EL PUNTO MAS ALEJADO DEL ÁREA



333.00

223.00

70.00

40.00

88.00

204.00

115.00

74.00

51.00

208.00

17.

73

38

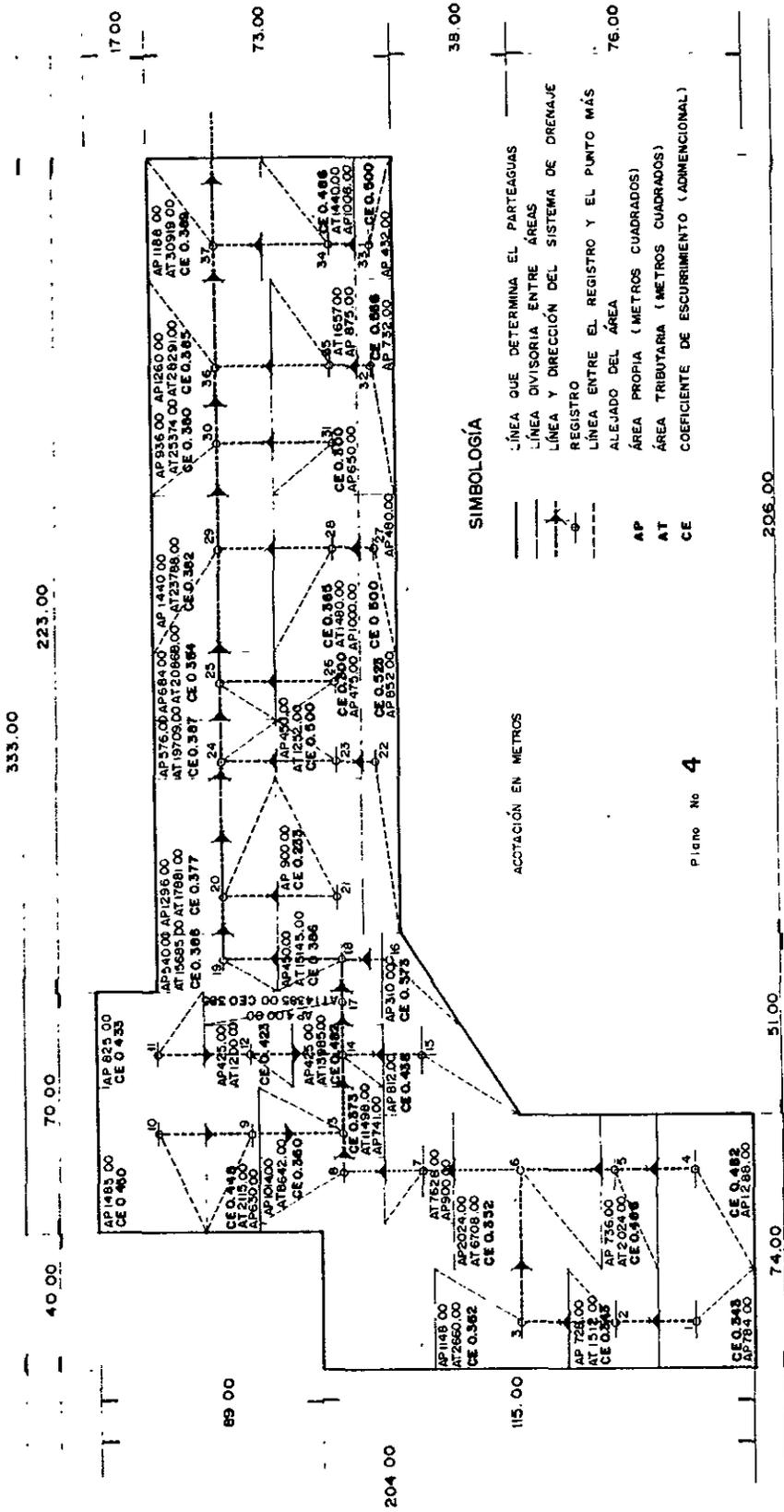
76

SIMBOLOGÍA

ACOTACION EN METROS

- LÍNEA QUE DETERMINA EL PARTEO AGUAS
- LÍNEA DIVISORIA ENTRE ÁREAS
- LÍNEA Y DIRECCIÓN DEL SISTEMA DE DRENAJE
- REGISTRO
- LÍNEA ENTRE EL REGISTRO Y EL PUNTO MÁS ALEJADO DEL ÁREA
- fcs Tiempo de concentración sobre la superficie
- ft Tiempo de traslado a través de la tubería
- tc Tiempo de concentración

Plano No 3



333.00

223.00

70.00

40.00

17.00

89.00

204.00

73.00

38.00

SIMBOLOGIA

ACOTACION EN METROS

- LINEA QUE DETERMINA EL PARTEAGUAS
- LINEA DIVISORIA ENTRE AREAS
- LINEA Y DIRECCION DEL SISTEMA DE DRENAJE
- REGISTRO
- LINEA ENTRE EL REGISTRO Y EL PUNTO MÁS ALEJADO DEL AREA
- AP AREA PROPIA (METROS CUADRADOS)
- AT AREA TRIBUTARIA (METROS CUADRADOS)
- CE COEFICIENTE DE ESCURRIMIENTO (ADIMENCIONAL)

Plano No 4

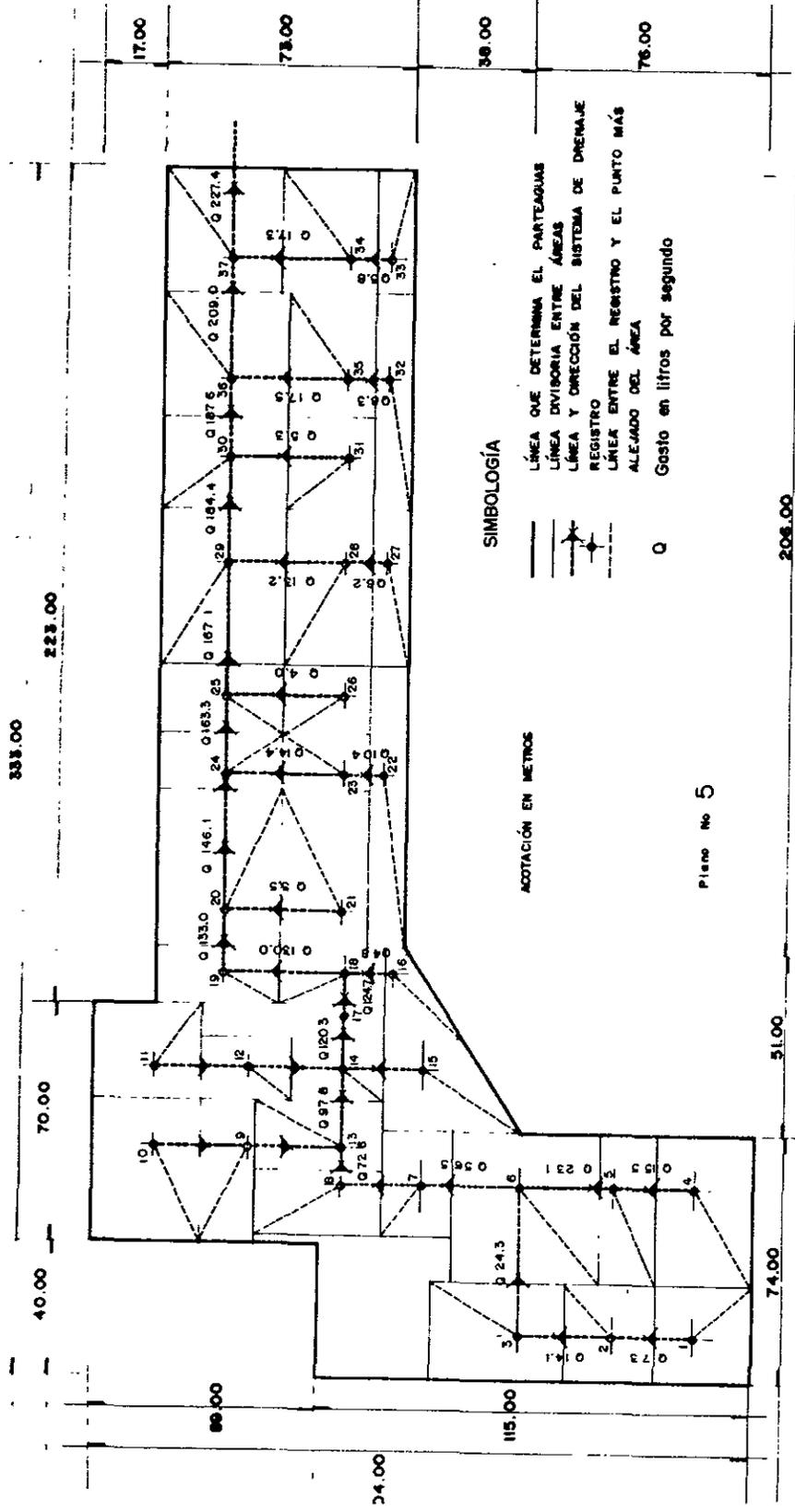
206.00

51.00

74.00

115.00

204.00



333.00

223.00

70.00

40.00

17.00

78.00

38.00

76.00

80.00

34.00

115.00

74.00

51.00

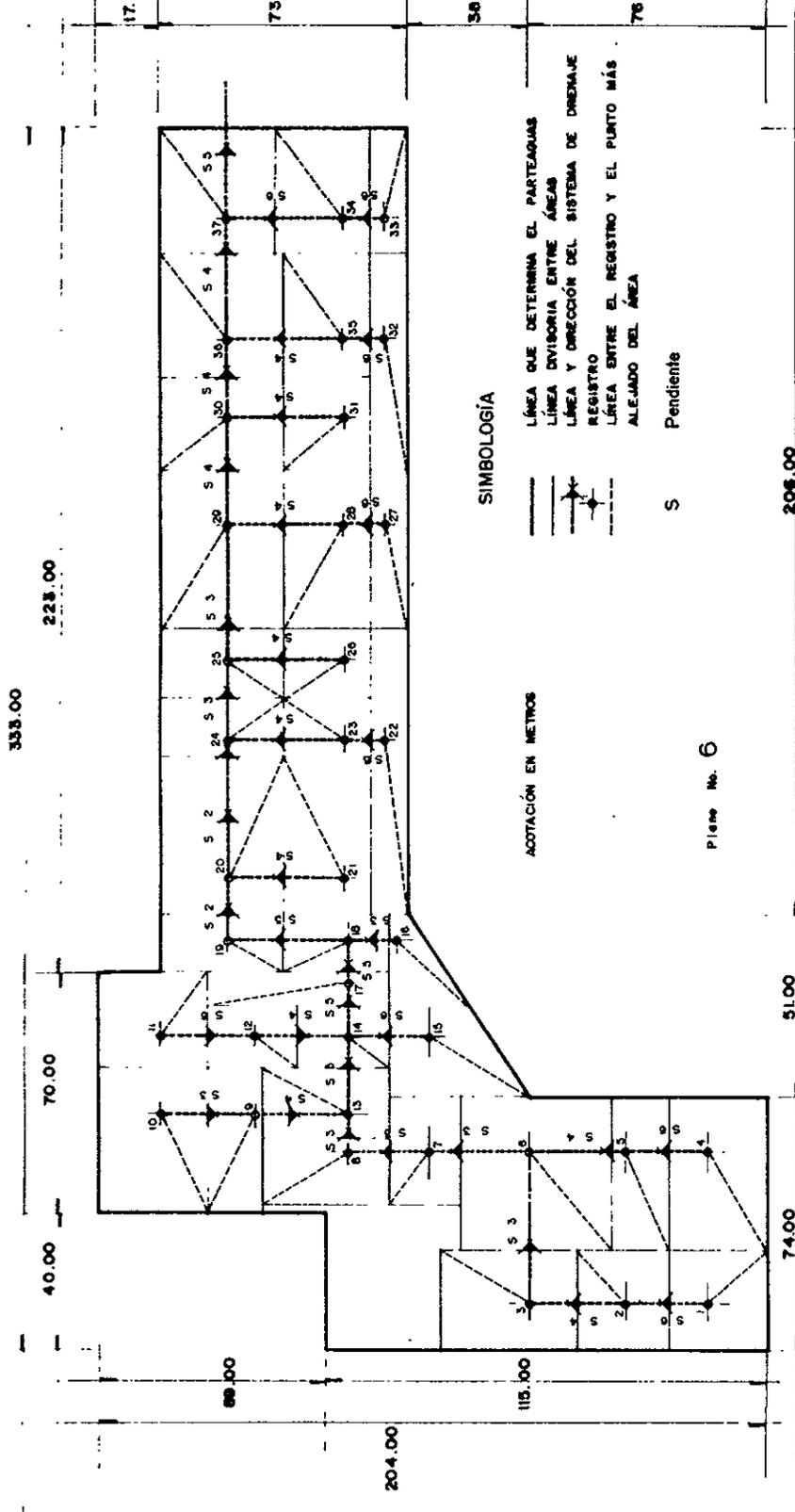
206.00

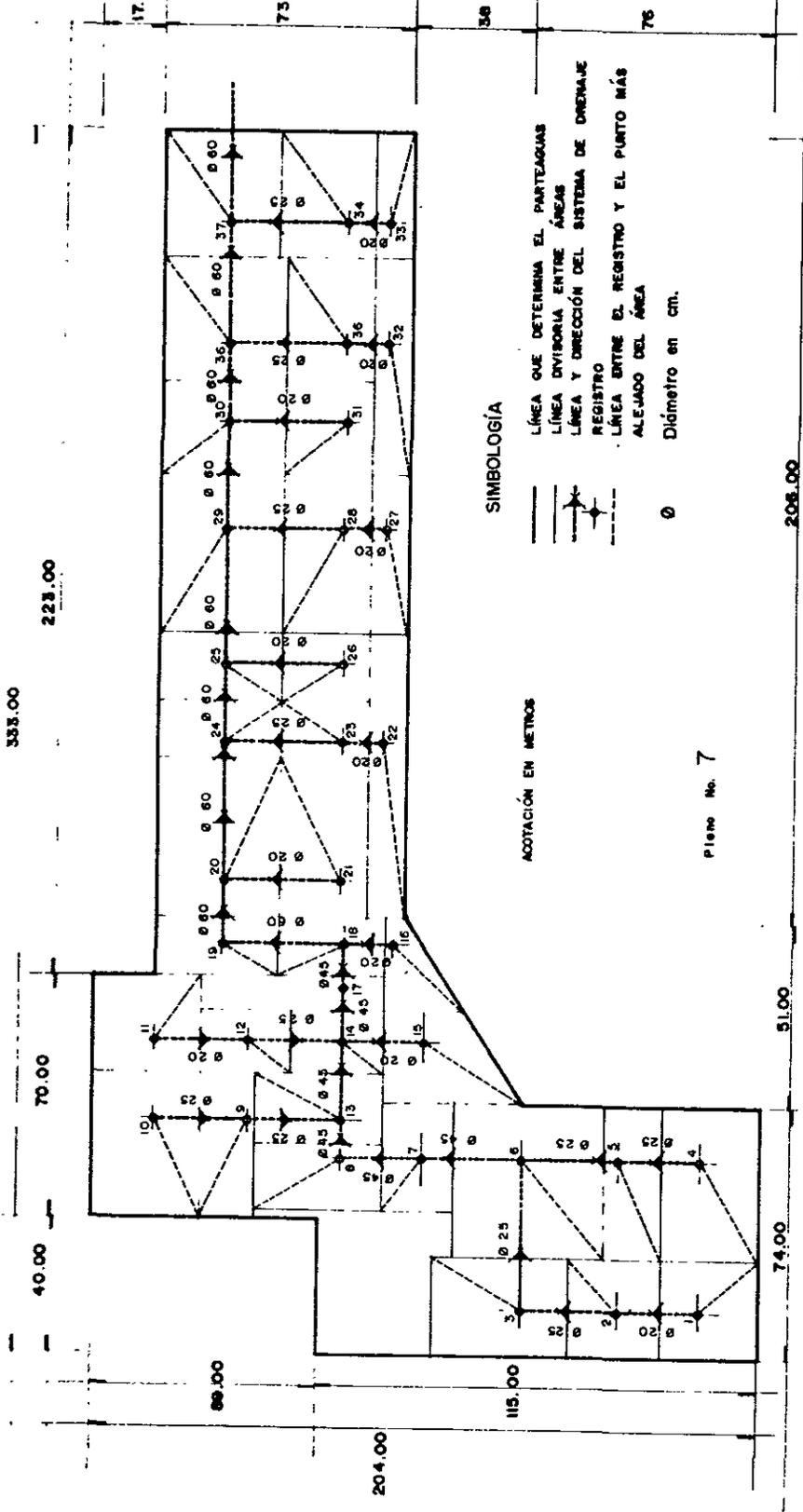
SIMBOLOGÍA

ACOTACIÓN EN METROS

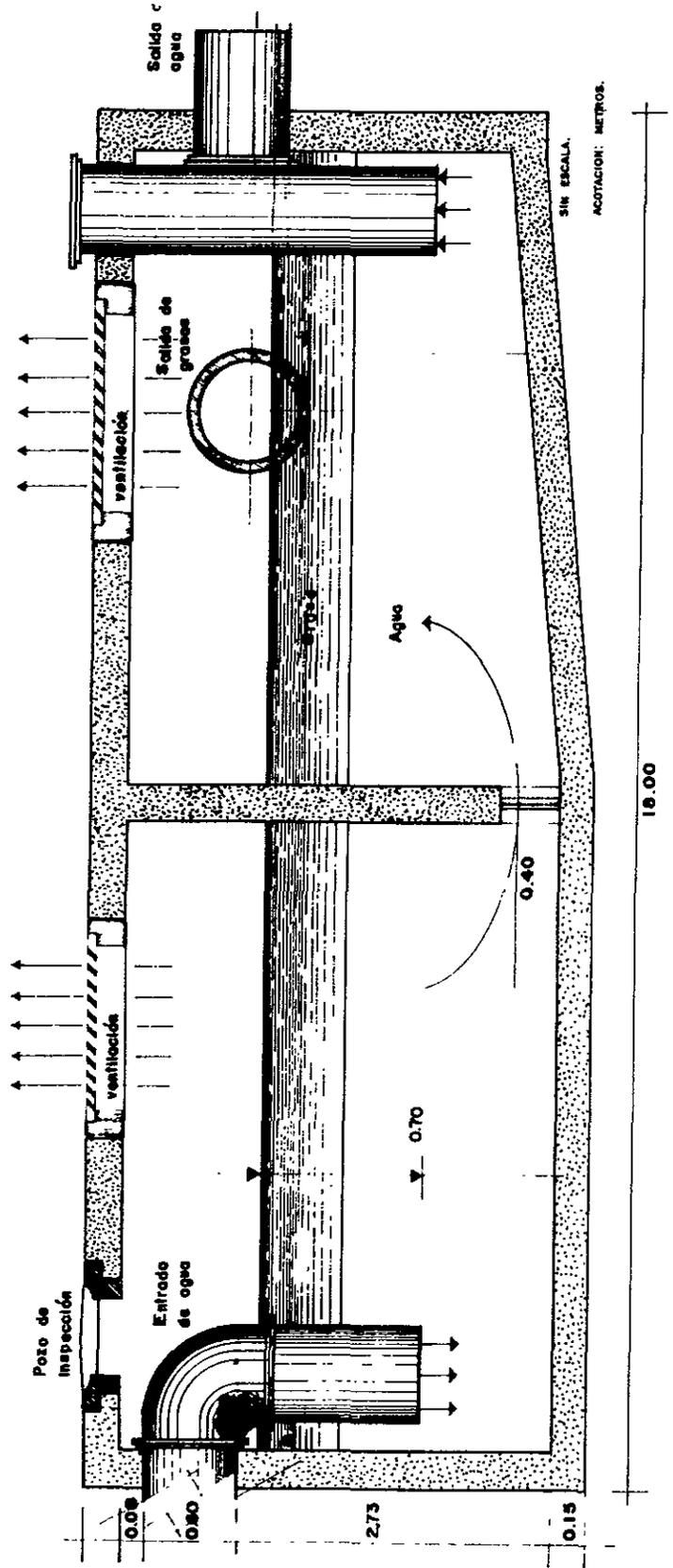
- LÍNEA QUE DETERMINA EL PARTEEAJAS
- LÍNEA DIVISORIA ENTRE ÁREAS
- LÍNEA Y DIRECCIÓN DEL SISTEMA DE DRENAJE
- REGISTRO
- LÍNEA ENTRE EL REGISTRO Y EL PUERTO MÁS ALEJADO DEL ÁREA
- Gasto en litros por segundo

Plano No 5





CORTE TRANSVERSAL DE LA TRAMPA PARA GRASA.
Plano No. 10



CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

El marco teórico expuesto en el capítulo II y III permite determinar

1. El valor de la tormenta de diseño que sirve para calcular la capacidad del drenaje pluvial, se basa en considerar que la lluvia es uniforme en el tiempo y espacio; Este valor se determina a partir de las curvas intensidad de la lluvia - duración - periodo de retorno y se utiliza solamente la información de los pluviógrafos que están más cercanos a la zona de estudio.
2. Los métodos descritos que relacionan a la precipitación con el escurrimiento son los más usados en nuestro medio; sin embargo, no pueden usarse en forma discriminada pues requieren de un conocimiento adecuado de la cuenca en estudio, antes de seleccionar aquel que se adapte más al problema real.
3. Los sistemas de drenaje se clasifican en relación a la calidad de agua que transportan condición que permite establecer: las características de construcción, diseño, mantenimiento y aplicación de métodos de tratamiento que habiliten la purificación de los flujos transportadas por el alcantarillado.

Los resultados obtenidos del ejemplo numérico desarrollado en el capítulo IV permiten establecer

1. El gasto máximo que alcanza el escurrimiento superficial a la salida de la cuenca en estudio para una lluvia de intensidad máxima probable de 68 mm / hr. con periodo de retorno de 10 años es de $0.227 \text{ m}^3/\text{s}$. y se obtiene en un tiempo de 23.64 min.

2. El rango de velocidad de 0.49 m/s a 1.53 m/s que alcanza el flujo dentro de la tubería para las pendientes y diámetros (comerciales) establecidos por el criterio de cálculo, se encuentran dentro del rango permisible de 0.30 m/s a 3.00 m/s establecido por las Normas de Proyecto para Obras de Alcantarillado Sanitario en Localidades Urbanas de la República Mexicana.
3. Para determinar el diámetro de la tubería se establece inicialmente la condición de cálculo a tubo medio lleno y posteriormente se analiza para una sección a tubo lleno con ayuda del nomograma de Manning. La finalidad es evitar operaciones algebraicas tediosas, agilizando la obtención de resultados confiables que en base a los lineamientos normativos de un sistema de alcantarillado permitan la construcción de un proyecto de drenaje de tipo pluvial.
4. El aceite que se aplica a los transformadores eléctricos para su mantenimiento mezclado con el agua pluvial constituyen el contaminante más significativo que se forma dentro de la subestación eléctrica, por lo que se recomienda la construcción de una trampa de grasas que separe a estos elementos y disminuya los efectos nocivos que ocasionaría su descarga directa a una corriente natural.

La trampa de grasa es un método de tratamiento primario por lo que en el caso de contener el flujo elementos contaminantes no considerados para este proceso se recomienda un sistema secundario o avanzado.

5. Se debe reflexionar que la hidrología urbana es una ciencia, que actualmente se ha integrado dentro del desarrollo de la sociedad moderna, pues rige directamente el crecimiento y seguridad de los núcleos urbanos, donde se ha especializado como una herramienta del ingeniero civil en la resolución de problemas de tipo hidrológico.

BIBLIOGRAFÍA

1. APARICIO, Mijares Francisco Javier. "Fundamentos de hidrología de superficie". Limusa. Tercera edición. México. D.F 1994. p.p. 303.
2. AZEVEDO, Netto. J.M. "Manual de hidráulica". Edgart Blucher Ltda. Sexta edición. Sao Paulo. Brasil. 1975. p.p. 578.
3. BABBITT, Harold. E. Bauman, E. Robert. "Alcantarillado y aguas negras". C.E.C.S.A. Novena edición. España. 1975. p.p. 745.
4. BABCOCK, Rossell H. "El tratamiento de aguas potables, industriales y de desecho". Limusa. Primera edición. Méx. 1976. p.p. 118.
5. FLOTOR, T. H. Y Tebbut. "Fundamentos de control de la calidad del agua". Limusa. Primera edición. México. 1990. p.p. 239.
6. GAMRASNI, M. A. "Aprovechamiento agrícola de aguas negras urbanas". Limusa. Primera edición. México. 1985. p.p. 143.
7. HILLEBOE, Herman. E. "Manual de tratamiento de aguas". Departamento de sanidad del Estado de Nueva York. Limusa. Novena reimpresión. México. 1987. p.p. 547.
8. Manual de Diseño de Obras Civiles. Comisión Federal de Electricidad. C.F.E. Instituto de Investigaciones Eléctricas. Hidrotecnia. Hidrología. A.1.2.

9. MASKEN, Gordon Fair. "Purificación de aguas, tratamiento y remoción de aguas residuales". Vol. II. Limusa. Tercera reimpresión. México. 1979.
10. MATAIX, Claudio. "Mecánica de Fluidos y Máquinas hidráulicas". Harla. Segunda Edición. México. D.F. 1982. p.p. 660.
11. METCALF, Eddy. "Ingeniería Sanitaria, redes de alcantarillado y bombeo de aguas negras residuales". Labor. Primera edición. España. 1981. p.p. 684.
12. METCALF, Eddy. "Ingeniería Sanitaria, tratamiento y reutilización de aguas residuales". Labor. Segunda edición. España. 1985. p.p. 1464.
13. México. D.G.C.O.H.D.F. "Plan Maestro de Uso y Reuso de Aguas residuales". D.G.C.O.H. México. 1984. V.1.
14. PATTON, C.P.C.S. Alexander, F.I.Kramer. "Curso de Geografía Física". Vincens. 1ª Edición. España. 1978. p.p. 318.
15. PEREZ, Carmona Rafael. "Desagües". Escala. Segunda edición. Escala. Bogota, Colombia. 1978. p.p. 284.
16. POWELL, Sheppard T. "Acondicionamiento de aguas para la industria". Limusa. Primera edición. México. 1986. p.p. 631.
17. ROMERO, Centeno Jorge Alejandro. Sub-Director general de administración del agua. C.N.A. "Sistemas de información meteorología". En Ingeniería Hidráulica en México. Comisión Nacional del Agua. Vol. III No. Especial. 1994. p.p. 166.

18. SCHULZ, Christopher R. y Okun, Daniel A. "Tratamiento de aguas superficiales para países en desarrollo". Limusa. Primera edición. México. 1990. p.p. 391.
19. SPRINGALL, Rolando. "Análisis estadístico y probablistico de datos hidrológicos". Facultad de Ingeniería. UNAM. México. 1975.
20. STOKER, H. Stephen y Seager, Spancer L. "Química ambiental. Contaminación del aire y del agua". Blume. Primera Edición. Barcelona, España. 1981.
21. WINTLER, Michael A. "Tratamiento Biológico de aguas de desecho". Limusa. Primera edición. México. 1986. p.p. 338.