5018

INGENIERIA

FACULTAD DE INGENIERIA

Recomendaciones para Proyecto y Diseño de Redes de Alcantarillado

T E S I S

Que para obtener el título de:

INGENIEROS CIVILES

p r e s e n t a n :

JOSE ALFREDO MARCOS HUERTA MOTA

FELIPE RAMIREZ GOMEZ

México, D. F 1972

Universidad Nacional Autónoma de México
UNAM
Biblioteca Central
Dirección General de Bibliotecas de la UNAM

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.

A nuestros Padres

Con cariño y agradecimiento.

A nuestros Padres

Con cariño y agradecimiento.

A nuestros Maestros

Por sus consejos y enseñanzas.

A nuestros Familiares, Amigos y Compañeros.

FACULTAD DE INGENIERIA
Exámenes Profesionales
Núm. 40-759
Exp. Núm. 40/214.2/

Universidad Nacional Autónoma de México

A los Pasantes señores Felipe RAMIREZ GOMEZ,
J. Alfredo Marcos HUERTA MOTA.
P r e s e n t e .

En atención a su solicitud relativa, me es grato transcribir a ustedes a continuación el tema que aprobado por esta Dirección propuso el Profesor Ing. Ernesto Murguía Vaca, para que lo desarrollen como tesis en su Examen Profesional de Ingeniero CIVIL.

"RECOMENDACIONES PARA PROYECTO Y DISEÑO DE REDES DE ALCANTARILLADO".

I. Estimación de las aportaciones.

II. Tipos de alcantarillado.

III. Elaboración de tablas de cálculo.

IV. Construcción de las redes de alcantarillado.

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

A t e n t a m e n t e
"POR MI RAZA HABLARA EL ESPIRITU"
México, D.F. 18 de Octubre de 1972
EL DIRECTOR

Dr. Juan Casillas G. de L.

JCGL'GSA'mrg.

I N D I C E

			Página
	GENERALIDADES		1
CAPITULO I	ESTIMACION DE LAS APORTACIONES		
	I.1	Factores que intervienen en las aportaciones	2
	I.2	Clasificación y definición de Aguas	12
	I.3	Estimación de cantidades de Aguas	13
CAPITULO II	TIPOS DE ALCANTARILLADO		
	II.1	Consideraciones generales sobre alcantarillado	58
	II.2	Clasificación y disposición de las diferentes formas de los Colectores	59
	II.3	Especificaciones Generales	67
CAPITULO III	ELABORACION DE TABLAS DE CALCULO		
	III.1	Nomenclatura de la red	83
	III.2	Cálculo de los gastos básicos	84
	III.3	Descripción de las tablas de cálculo	91
CAPITULO IV	CONSTRUCCION DE LAS REDES DE ALCANTARILLADO		
	IV.1	Tramos y pendientes	111
	IV.2	Entibación y fortificación	112
	IV.3	Colocación de las tuberías	115
	IV.4	Conservación de las alcantarillas	117
	IV.5	Instalaciones complementarias de las alcantarillas	119
	IV.6	Elevación de Aguas Residuales	121

El propósito del presente trabajo, es el de recopilar fórmulas, conceptos y normas que permitan el buen diseño de un sistema de Alcantarillado Sanitario. Además, por los temas desarrollados en él, se puede considerar como una guía práctica para los alumnos del curso Sistemas de Alcantarillado que se imparte actualmente en la Facultad de Ingeniería de la Universidad Nacional Autónoma de México.

Agradecemos al Ing. Ernesto Murguía Vaca su dirección y colaboración para la realización del tema, ya que él sugirió este trabajo con el fin arriba mencionado.

GENERALIDADES

La finalidad principal de un proyecto de alcantarillado es solucionar el problema de alejamiento de las aguas negras y pluviales de una población,o bien mejorar la red existente si ésta ya es deficiente. Esta circulación de aguas se hace mediante conductos cerrados los cuales trabajando por gravedad las desaloja en una forma rápida y eficiente a lugares adecuados,para no afectar la salud y producir epidemias a los habitantes del lugar, lo que representaría un atraso en el proceso económico y social de la población.

El establecimiento de un sistema de alcantarillado adecuado, requerirá un cuidadoso trabajo de Ingeniería. Este trabajo comprenderá estudios de: población, topográficos, climatológicos y geológicos principalmente. En función de los estudios de población y climatológicos se estimarán las aportaciones, las cuales nos servirán para el dimensionamiento correcto de las alcantarillas y con esto evitar se desborden, produciendo daños en las propiedades, peligros y perjuicios para la salud, etc.

Resulta de vital importancia la estimación de las aportaciones ya que con esto determinaremos los gastos básicos de proyecto, además, con conocimientos de Hidráulica y especificaciones sobre velocidades, pendientes permisibles en tuberías etc.,podremos dar la inclinación y dimensionar adecuadamente las alcantarillas.

Los estudios geológicos y topográficos nos servirán entre otras cosas para la disposición adecuada de la red colectora.

Además de los estudios anteriores, deberán realizarse investigaciones dentro de la población de diversos aspectos, tales como físicos, humanos, económicos, políticos, zonas de futuro desarrollo, etc. De esta manera tendremos una visión clara y amplia de los problemas que afronta ella, y, de acuerdo con esto elaborar soluciones adecuadas.

CAPITULO I

ESTIMACION DE LAS APORTACIONES

1.1 Factores que intervienen en las aportaciones

Fundamentalmente son cuatro los factores que influyen en las aportaciones de aguas residuales que recoge una red de alcantarillado. En orden de importancia son los siguientes: la Población de Proyecto, la Climatología del lugar, la Topografía del mismo y la Geología.

La población de proyecto, junto con ciertos factores de la climatología, específicamente, la temperatura y la humedad componentes del clima nos definirán la dotación de agua potable que se suministrará a la población, con esto podremos conocer la aportación de aguas residuales que recogerá la red de alcantarillado ya que la aportación de las aguas es función de la dotación de agua potable.

Otro factor de la climatología que influye de manera independiente a los anteriores es la Hidrología del lugar, la cual estudia las precipitaciones pluviales, estas aguas incrementarán la aportación de las aguas residuales captadas por las alcantarillas.

La topografía del lugar también influirá en la variación de las aportaciones desde un punto de vista hidrológico, ya que la acumulación y circulación natural sobre la superficie del agua de lluvia, variará si la población se encuentra en terreno plano, en la cima de una montaña, o bien en la parte central de una cuenca, esto es circulará más rápidamente si se encuentra en la cima de la montaña y se concentrará más si se encuentra en el centro de la cuenca.

La geología del lugar aunque en menor escala, también influye en las fluctuaciones de la aportación, si los estratos de suelo son muy permeables por ejemplo arena o grava, el agua se infiltrará llegando a formar parte de las aguas freáticas, esto traerá como consecuencia disminución en las aportaciones de aguas de lluvia o bien infiltraciones en las alcanta--

rillas. Si los estratos del suelo son impermeables por ejemplo arcillas la infiltración disminuirá notablemente.

1.1.1 Maneras de conocer estos factores

1.1.1.1 Población de proyecto.

Será uno de los estudios más importantes por considerar, tendrá en cuenta a la población que se servirá, considerándose el incremento de ella hasta el final del período económico de la obra. (Entenderemos por período económico, el tiempo durante el cual las obras sirvan eficientemente, y el capital en ellas invertido, con sus réditos y gastos de operación y conservación queden liquidados por los usuarios).

Para poder valuarla requeriremos necesariamente de los datos del número de habitantes de años anteriores y con esto conocer la variación de ellos. En otros casos además será necesario considerar el aspecto económico y social de la población. Para problemas prácticos en ingeniería es suficiente sólo estimar la población, en función del número de habitantes para el proyecto a realizar que puede ser de dos maneras: Estimación de las poblaciones semicensales para los años próximos y pasados recientes y Estimación de la población para períodos de diseño más largos.

Dentro del primer grupo podemos decir que son aquellos que se realizan para los años intermedios entre los censos o bien postcensales a partir del último censo. Para proyectos de alcantarillado, es poco común calcular las aportaciones conociendo la población mediante la solución que presenta este primer grupo, puesto que la población crece de manera tan rápida que el proyecto a realizar resultaría insuficiente casi inmediatamente; sólo en casos especiales es aplicable este método.

La estimación de la población futura para períodos de diseño más largos, puede hacerse por medio de: Métodos gráficos y Métodos Analíticos.

Métodos gráficos

Hay dos maneras dentro de estos métodos que nos proporcionan la población futura: " A ojo" y "por comparación". A ojo, la población se calcula por medio de observaciones a las gráficas censos - tiempo, esto es, se dice si en las gráficas se observa que en X años la población se incrementó Y habitantes, en W años se incrementará Θ habitantes, es decir es simple aplicación del calculista, de fenómenos numéricos y humanistas. Como podrá observarse esta manera es muy difícil de aplicar con exactitud, puesto que requiere de personal ampliamente experimentado, esto lo hace poco aplicable.

El método por comparación un poco más realista que el anterior, consiste en suponer que el crecimiento de la región en estudio, resultará similar al de alguna otra región tipo más antigua, cuyo crecimiento demográfico se supone ha presentado características similares a las que tendrá la población motivo del estudio.

En la aplicación de este método tendremos los siguientes problemas: la selección de la región de comparación, la selección de la zona de comparación, que con los pequeños elementos de observación disponibles se puedan apreciar en su justo término de las posibilidades de que las mismas leyes de la región tipo las siga la región de estudio y por último la o las poblaciones mismas.

De lo anterior podemos concluir que el método comparativo es de aplicación limitada, probablemente su mayor utilidad la encontraremos en las regiones desarrolladas en áreas metropolitanas urbanizadas,que tienen terrenos potencialmente utilizables. El empleo de este método deberá ser cauteloso, sin embargo es un recurso cuando no se dispone de mayor información.

Métodos Analíticos

Estos métodos podemos clasificarlos en función de su desarrollo teórico para el cálculo de la población futura de la siguiente manera:

Método aritmético.

Método del interés compuesto o geométrico.

Método de incrementos diferenciales.

Método de Folwell o parabólico.

Método logístico.

Esta serie de métodos toman como base los datos censos-tiempo del lugar en estudio. En función de ellos se calculará la población de proyecto.

Las siguientes reglas, son generales para cualquiera de los métodos anteriores, razón por la cual las expondremos previamente al estudio de ellos.

Reglas

a) Con los datos censos - tiempo, construiremos una gráfica de la manera siguiente: En el eje de las absisas llevaremos los años de los censos, es decir graficaremos los decenios. En el eje de las ordenadas se anotarán las poblaciones correspondientes a los años de los censos anteriores.

b) Graficados los puntos "tiempos-población" se ligarán con líneas

rectas o bien con curvas resultantes de aplicar métodos analíticos tales como: De los puntos escogidos, de los promedios o bien el Método de los mínimos cuadrados. Generalmente la forma resultante al aplicar estos métodos a los puntos graficados trae como consecuencia figuras de tipo de ecuación lineal, parabólica o exponencial; en cualquier caso deberá escogerse la ecuación con la forma más simple que sea posible.

c) Se escogerán dos o más puntos de la curva, en función del método que se aplique, estos puntos se elegirán de los últimos decenios que ya cumplan con una ley de crecimiento determinada, generalmente se escogen los últimos tres decenios de los datos que se tengan.

d) Aplicación del Método más adecuado. Ejemplo: A continuación explicaremos brevemente algunos de los métodos anteriores para lo cual consideraremos los siguientes datos:

Años	Población
(1)	(2)
1900	1 947
1910	5 968
1920	6 642
1930	5 574
1940	5 579
1950	7 564
1960	9 000
1970	10 100

Deseamos conocer la población para 1995, es decir hemos considerado un período económico de proyecto de 20 años a partir de 1975.

Para la aplicación de los diferentes métodos, procederemos a aplicar las reglas explicadas anteriormente.

Pasos:

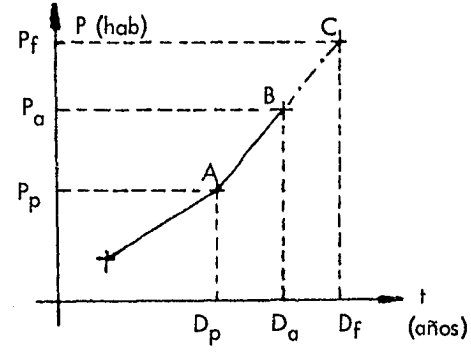
a) Construcción de la gráfica (ver figura I-A)

b) Para este caso se puede ajustar a una recta mediante el método de mínimos cuadrados, pero no habría continuidad por lo cual se unieron los puntos for

mando una curva más o menos definida (ver figura I-a), para la aplicación de los métodos se eliminarán los casos anteriores a 1940.

Método Aritmético

Este método considera que a partir de los últimos datos censos- tiempo, la gráfica resultante se incrementará de una manera lineal, esto es que a partir de los últimos decenios la gráfica tendrá un crecimiento aritmético. Lo anterior podemos explicarlo de la siguiente manera:



Regla: Se tomarán en cuenta los 2 últimos datos de censos que se tengan

La pendiente de la recta AB es

$$m = \frac{P_a - P_p}{Da - Dp}$$

será la misma para la recta BC, ya que las hemos supuesto colineales, su ecuación será de la forma

$$Y - Y_1 = m\,(X - X1)$$

luego

$$Y = m\,(X - X_1) + Y_1$$

donde $Y = Pf$; $X = D_f$; $X_1 = Da$; $Y_1 = Pa$

por lo tanto la ecuación queda

$$\boxed{P_f = \frac{P_a - P_p}{Da - Dp}\,(D_f - D_a) + P_a}$$

en la expresión anterior, tenemos:

$P_f =$ Población futura.

$P_a =$ Población en el decenio actual.

$P_p =$ Población elegida como anterior o población en el decenio anterior al actual.

$Df =$ Decenio o fecha futura.

$D_a =$ Decenio actual.

$D_p =$ Decenio anterior al actual o decenio pasado.

La expresión anterior es la que nos define el Método Aritmético.

Aplicando este método al ejemplo tenemos:

c) Elegiremos los dos últimos decenios, esto es

$$P_a = 10,100;\ P_p = 9,000\ ;\ P_f = ?$$

luego

$$D_a = 1970;\ D_p = 1960;\ D_f = 1995$$

d) Aplicación del Método.

$$P_f = \frac{P_a - P_p}{D_a - D_p}\ (D_f - D_a) + P_a$$

sustituyendo valores:

$$P_f = \frac{10\ 100 - 9\ 000}{1970 - 1960}\ (1955 - 1970) + 10\ 100$$

$$P_f = \frac{1\ 100}{10}\ 25 + 10\ 100 = 2\ 750 + 10\ 100$$

$$\underline{P_f = 12,850 \text{ hab}}$$

<u>Método del interés compuesto o geométrico.</u>

El método como el nombre lo indica toma como base la fórmula de interés compuesto.

$$C = C_i\ (1 + r)^n$$

donde:

C = Capital.

C_i = Capital inicial.

r = % de interés

n = Intervalo de tiempo.

aplicando esta fórmula al cálculo de la población tenemos

$$\boxed{P_n = P_o\ (1 + r)^n}$$

donde:

P_n = Población que se desea calcular.

P_o = Población tomada como inicial.

$$1 + r = \sqrt[n]{\frac{P_n}{P_o}}$$

n = Intervalo de tiempo en decenios.

aplicación:

c) Elegiremos los decenios a partir de 1940 a 1970.

d) Aplicación del método.

$$P_n = P_o (1 + r)^n$$

a) $Pn = P_{1970} = 10\,100$; $P_o = P_{1940} = 5\,579$; $n = 3$

$$10\,100 = 5\,579 (1 + r)^3 \therefore (1 + r)^3 = \frac{10\,100}{5\,579} = 1.82$$

$$1 + r = \sqrt[3]{1.82} = 1.22$$

b) ahora: $P_n = P_{1995} = ?$; $P_o = P_{1970} = 10,100$; $n = 2.5$; $1+r = 1.22$

$$P_{1995} = 10,100\,(1.22)^{2.5} = 10\,100 \times 1.65 = 16,800$$

$$P_{1995} = 16,800 \text{ hab.}$$

Método de Incrementos diferenciales.

Este método toma en cuenta los datos a partir del censo elegido como inicial. La ventaja respecto a los métodos anteriores es que el resultado estará influído por los datos que se tengan.

c) Análogamente el método anterior elegiremos los decenios a partir de 1940 a 1970.

d) Aplicación del método.

Año	Población	Δ	Δ₁
1940	5 579	1985	
1950	7 564		- 549
1960	9 000	1936	
1970	10 100	1100	- 336
		4521	- 885

Promedios: $\frac{4521}{3} = 1507$ $\frac{-885}{2} = -442$

Para el cálculo de la población consideraremos que la segunda diferencia será constante e igual a - 442.

Años	Población	Δ_1	Δ_2
1970	10 100		
		1065	
1980	11 165		- 442
		623	
			- 442
1990	11 788		
		131	
2000	11 969		

Interpolando $P_{1995} = \frac{11\,788 + 11\,969}{2} = \frac{23\,757}{2}$

$$P_{1995} = 11\,878 \text{ hab}$$

Método de Folwell o Parabólico.

El método de Folwell trata de adaptar la continuación de la curva a una ecuación sea del tipo

$$P = a + b\,x^c$$

donde:

P = Población de proyecto.

a, b y c = constantes

x = período de tiempo expresado en decenios.

El método consistirá en valuar las constantes a, b y c para poder conocer el valor de P.

c) Elegiremos a partir de 1940 hasta 1970.

d) Aplicación.

Formaremos la siguiente tabla y procederemos como se indica para poder valuar las constantes a, b y c.

X	Año	Población
0	1940	5 579
1	1950	7 564
2	1960	9 000
3	1970	10 100

hecha la tabla, la forma de valuar las constantes es la siguiente:

Si $X = 0$; $P = a$.·. $P_{1940} = 5\,579$, luego, $a = \underline{5579}$

Si $X = 1$; $P = a + b(1)^c$.·. $P_{1950} = a + b$, luego, $7564 = 5\,579 + b$; $b = \underline{1985}$

Si $X = 2$; $P = a + b\,(2)^c$.·. $P_{1960} = 5\,579 + 1985\,(2)^c = 9\,000$

$$3421 = 1985\,(2)^c;\ \log 3421 = \log 1985 + c \log 2$$

$$3.524 = 3.297 + c\ 0.3010\ .\cdot.\ c = \frac{0.2370}{0.3010} = 0.788$$

$$c = 0.788$$

Si $X = 3$; $P = 10,100$; $10,100 = 5\,579 + 1985\,(3)^c$; $4521 = 1985 \times 3^c$

$$\log 4521 = \log 1985 + c \log 3;\ 3.654 = 3.297 + c(0.476)$$

$$c = \frac{0.357}{0.476} = 0.75;\ c = 0.75$$

Promediando:

$$\frac{0.788 + 0.750}{2} = 0.769\ ;\ c = 0.769$$

Resumiendo:

$$a = 5\,579\ ;\ b = 1985 =\ c = 0.769$$

Luego:

$$P = 5\,579 + 1985 \times^{0.769}$$

para 1995: $P_{1995} = 5\,579 + 1985\,(5.5)^{0.769}$

$$5.5^{0.769} = 3.7;\ P_{1995} = 5\,579 + 1985 \times 3.7 = 55579 + 7320$$

$$\underline{P_{1995} = 12\,899 \text{ hab.}}$$

<u>Método logístico.</u>

El método logístico, Verholst lo define de la siguiente manera: Si la --

población crece en un ambiente limitado de oportunidades económicas, la razón de crecimiento tiene que tender a ser cada vez menor, a medida que la población crece; de tal manera que la razón de crecimiento es alguna función de la población en sí misma, limitada a un valor de saturación por el nivel de oportunidades económicas.

Raymond Pearl lo define: la rapidez instantánea de crecimiento es proporcional al cociente de la población (en el instante considerado Y) entre el valor de saturación, y también a lo que le falta para llegar a ese valor de saturación.

Una de las expresiones que resultan es la siguiente:

$$Y = be^{-kt}$$

donde b y k son incógnitas.

t = tiempo.

necesitamos dos datos censales para calcular las incógnitas de la fórmula y dar su expresión general para valores de población futuros.

Esta expresión es la misma que la del método geométrico.

Resumen

Para el cálculo de la población futura se eligirá uno cualquiera de los métodos anteriores o bien aplicar todos y considerar como resultado final el promedio de ellos. El método a escoger estará en función de los datos de población que se tengan, de observaciones y experiencias que resulten de aplicar los diversos métodos.

Los datos obtenidos para poblaciones futuras, pueden considerarse más o menos ciertos cinco años después del último dato censal, aunque podemos aplicarlos hasta cincuenta años, considerando los datos resultantes con grandes reservas.

1.1.1.2 La Climatología

De la Climatología nos interesaron fundamentalmente: la lluvia, temperatura, evaporación y vientos. Para fines deun proyecto de alcantarillado será importante el estudio hidrológico, es decir el estudio de la lluvia, el volumen de agua durante la época de lluvias y estiaje ya que en función del caudal máximo que se presente en la época de lluvias diseñaremos nuestras obras. Como podrá observarse estos factores se conocerán si se tiene en la zona estaciones climatológicas distribuidas convenientemente.

Posteriormente se indicará la manera de valuar estas aguas de lluvia en

función de los datos pluviográficos que se tengan.

Los estudios del agua durante la época de estiaje servirán para saber si en el lugar de desfogue habrá una depuración natural o si habrá necesidad de instalar una planta depuradora.

1.1.1.3 La topografía.

Para proyectar cualquier obra de Ingeniería, será necesario contar con los planos topográficos de la población, así como el plano regulador de ella. Teniendo estos planos podrá hacerse una distribución adecuada de la red de alcantarillado. Los levantamientos de estos planos podrá realizarse de dos maneras: por medio de levantamientos directos (empleando tránsito, estadales, etc.) o bien por medio de levantamientos fotogramétricos (esto es a base de vuelos sobre la zona).

Dentro de estos estudios es importante mencionar las escalas empleadas para este tipo de proyectos en los planos topográficos; éstas son las siguientes: 1:2 000 para la población en estudio y 1:5 000 para la región colindante. En el plano de la población deberán consignarse las curvas de nivel a cada 0.50 m cuando el terreno es plano, en general se colocan a cada metro y cuando el terreno es accidentado a cada 2.0 m.

Será importante respetar estas especificaciones referentes a los planos topográficos, ya que la calidad del diseño del proyecto será función de la calidad del plano topográfico trazado. Esto es las escalas a emplear serán según el trabajo por ejecutarse.

1.1.1.4 La geología.

Existen cartas geológicas que nos permiten conocer la Estratigrafía del lugar, pero será preferible conocerla directamente, haciendo estudios del subsuelo, realizando sondeos para conocer la estratigrafía del suelo y en esta forma tener idea del tipo de material que se removerá (arcillas, limos, roca, etc.) en las excavaciones y tener una idea general del costo de ella, además este tipo de estudios nos permitirán conocer la profundidad del manto freático y con esto junto con el tipo de suelo (arcilla, limo, etc.) darnos una idea de las infiltraciones que tendremos.

1.2 Clasificación y definición de aguas.

Las diferentes aguas que capta un sistema de alcantarillado, reciben el nombre genérico de aguas residuales. Estas se clasifican en función de los factores que intervienen en las aportaciones, así tenemos: aguas residuales domésticas o aguas ne--

gras, aguas de lluvia y aguas de filtración.

Aguas residuales domésticas o aguas negras.

También se conocen con el nombre de aguas sanitarias debido a que atienden a las necesidades sanitarias de la población, tales como viviendas, edificios comerciales, fábricas, instituciones, etc. Estas aguas son importantes en la estimación del gasto medio en las aportaciones, posteriormente veremos la manera de valuarla.

Aguas de lluvia.

Son los líquidos que recogen las alcantarillas durante un período de lluvias o después de él, es decir estas aguas son debidas a las precipitaciones pluviales. La estimación del caudal máximo de estas aguas también son importantes en el cálculo de las aportaciones para un proyecto de alcantarillado.

Aguas de filtración.

Son las aguas que penetran en el subsuelo del lugar, las que nos interesarán serán las que penetran en las alcantarillas, es decir al filtrarse en el terreno, éstas tienden a introducirse por las uniones defectuosas, tubos rotos, paredes de las bocas de limpieza, orificios de las tapas de estas bocas o bien desagües de sótanos inundados. Estas aguas aunque en menor grado influyen también en las aportaciones.

Otro tipo de aguas que suelen infiltrarse en las alcantarillas son las del nivel freático del subsuelo.

Aguas industriales.

Como su nombre lo indica son aguas residuales que fueron utilizadas en procesos industriales siendo su calidad muy variable, dependiendo del tipo de industria.

1.3 Estimación de cantidades de aguas.

Teniendo definidos los diferentes tipos de aguas y los factores que intervienen en las aportaciones de estas aguas, procederemos a estudiar la manera de cuantificar estos gastos para las diferentes clases de aguas:

1.3.1 Aguas residuales domésticas.

Para determinar el gasto de diseño de estas aguas necesitaremos conocer la Dotación de agua potable que se le proporciona al lugar, es decir el gasto de diseño estará en función del agua suministrada. En consecuencia la cantidad previsible de las aguas residuales domésticas deberá verse precedida de un estudio del consumo de agua, tanto en las condiciones presentes, como en las condiciones futuras.

De lo anterior concluimos que para definir el gasto de diseño, requeriremos conocer la aportación de estas aguas domésticas que están en función de la dotación de agua potable suministrada; se considerará que la aportación varía del 70 al 80 % de la dotación. Siguiendo las recomendaciones de la Secretaría de Recursos Hidráulicos consideraremos que la aportación variará del 60 al 80 % de la dotación, normalmente el 75% de la DOTACION.

Los estudios de aportaciones a la red de drenaje dependerán de factores como son: el uso del agua, las condiciones del manto freático, de las juntas en los tubos, de la densidad de población, de las condiciones del clima en las diferentes épocas del año, etc.

Para efectos de cálculo tomaremos los valores de la dotación mostrada en el siguiente cuadro.

DOTACION EN l/h/día

Población de proyecto en habitantes	Tipo de clima		
	Cálido	Templado	Frío
De 2 500 a 15 000	150	125	100
De 15 000 a 30 000	200	150	125
De 30 000 a 70 000	250	200	175
De 70 000 a 150 000	300	250	200
De 150 000 o más	350	300	250

Las dotaciones anteriores deberán ajustarse a las necesidades del lugar, a sus posibilidades físicas, económicas, sociales y políticas de acuerdo con el estudio de factibilidad que se realice en cada localidad. Además del clima y del número de habitantes, la dotación al igual que la aportación también estará en función del uso que se le de al agua, es decir si se empleará para uso doméstico, industrial o comercial, de los desperdicios y fugas de agua, etc. La tabla anterior agrupa los anteriores factores aunque clasifica la dotación a través del clima.

El cuadro anterior fue elaborado por el Departamento de Agua Potable y Alcantarillado de la Secretaría de Recursos Hidráulicos por medio de métodos estadísticos con el fin de conocer tanto la aportación, como la dotación en poblaciones de Mé-

xico específicamente.

Hemos visto que el gasto de estas aguas estará en función de la aportación, la cual definiremos de la manera siguiente:

APORTACION: es la cantidad de aguas negras, expresada en litros por habitante y por día.

La aportación de las áreas industriales se tomará considerando la posibilidad de regular sus caudales dentro de las propias factorías, antes de conectar sus descargas a la red municipal.

Definida la aportación y la manera de calcularla, pasaremos ahora a definir el gasto medio de estas aguas y con esto definir los diferentes gastos que se considerarán en un proyecto de alcantarillado.

GASTO MEDIO: La manera de conocer este gasto está dada por las expresiones:

$$Q_m = \frac{P_p x A}{86\ 400}$$

donde:

P_p = población de proyecto.

A = aportación en litros por habitante y por día.

86 400 = factor para pasar de día a segundos.

Q_m = gasto medio expresado en l/s.

o bien:

$$Q_m = \frac{A x D x L}{86\ 400}$$

donde:

A = aportación.

D = densidad de población expresado en hab/km.

L = longitud acumulativa servida hasta el punto considerado, estará expresado en kms.

La aplicación de cualquiera de estas dos expresiones, estará en función de los datos que tengamos, ya sea que conozcamos la población de proyecto, o bien la densidad de población.

Posteriormente estudiaremos la aplicación de estas expresiones en la elaboración de tablas de cálculo para el proyecto.

Este gasto se verá afectado por un coeficiente de aportación, el cual varía del 50 al 90 % según la urbanización del lugar, esto es: F = 50 a 70 % para sector residencial clase alta, F = 70 a 90 % sector residencial clase media, F = 80 a 90 % sector popular, F = 70 a 90 % para poblaciones urbanas de menos de 20 000 habitantes.

GASTO MAXIMO.- El cálculo del gasto máximo estará en función del gasto medio considerando que este gasto estará afectado de ciertos coeficientes de variación que lo incrementarán.

Coeficientes de variación:

Las fluctuaciones que sufre el caudal de aguas negras de la población, dependerán de las variaciones del tiempo en las diferentes épocas del año, el día, la hora y otras condiciones del lugar por ejemplo, la situación geográfica.

Considerando estos cambios, al estimar el volumen de aguas negras se han estudiado estos coeficientes.

Generalmente estos coeficientes son dos: Coeficiente de previsión y otro coeficiente que cuantifica la variación máxima instantánea.

Coeficiente de previsión.- Este coeficiente incrementa el gasto máximo instantáneo, pretendiéndose con él prever los excesos en las aportaciones de cualquier tipo de aguas. Los valores de este coeficiente varían de 1 a 2, aunque normalmente se considera el valor de 1.5.

Coeficiente de variación máxima instantánea.- Resulta más general la aplicación de este coeficiente, puesto que nos definirá el gasto máximo instantáneo, el día de máximo desecho y con esto obtener el gasto máximo horario para nuestro proyecto de alcantarillado.

El coeficiente anterior se conoce como " COEFICIENTE DE HARMON ", se representa en la letra " M ", y nos relaciona el gasto máximo horario con el gasto medio diario.

FORMULA DE HARMON:

Esta fórmula nos definirá el coeficiente M de la siguiente manera:

$$M = 1 + \frac{14}{4 + \sqrt{P}}$$

donde: P = Población de proyecto expresada en miles de habitantes.

Se ha observado que para poblaciones mayores de 182 500 habitantes, el

valor del coeficiente M será constante e igual a 1.8; es decir se acepta que para esta cantidad de habitantes ya no se sigue la ley de variación establecida por Harmon. El valor 1.8 es el resultado de considerar dos coeficientes de variación, el coeficiente de variación diario y el coeficiente de variación horario, con valores comunes de 1.2 y 1.5 respectivamente es decir 1.8 = 1.2 X 1.5.

Estos coeficientes de variación son los empleados para el proyecto de una red de distribución de agua potable, y se emplean para el proyecto de la red de alcantarillado, por considerar que esta red es un reflejo de la red de agua potable.

En el anexo I-3-A se muestra una tabla que indica los diferentes coeficientes de Harmon para distintas poblaciones y en la gráfica I-3-a el dibujo de estos valores, observándose la ley de variación establecida por Harmon para su coeficiente.

FORMULA DE BABBIT:

No solamente Harmon se preocupó por el estudio del coeficiente que relaciona el gasto máximo horario con el gasto medio diario, es decir el coeficiente de variación máximo instantáneo. Harold E. Babbit analizó este coeficiente y estableció la fórmula siguiente:

$$\boxed{M = \frac{5}{P^{1/5}}}$$

donde:

P = Población de proyecto en miles de habitantes.

La expresión anterior sólo es aplicable para poblaciones que varíen de 1 000 a 100 000 habitantes análogamente a la expresión establecida por Harmon.

En el anexo I-3-B se establecen valores para M calculados por la fórmula de Babbit y por la fórmula de Harmon, observándose que los valores calculados por Babbit resultan un poco mayores a los establecidos por Harmon. Existe otra fórmula establecida en Kentucky, E.U.A. la cual queda definida por la expresión:

$$M = \frac{7.0}{Q^{0.187}}$$

aunque esta fórmula es aplicable para poblaciones hasta de un millón de habitantes, las fórmulas de Harmon y Babbit son de mayor aplicación.

Tomando en cuenta los conceptos y fórmulas anteriores, podemos establecer la expresión del gasto máximo, la cual es la siguiente:

$$\boxed{Q_{máx} = MQ_{medio}}$$

expresión de fácil aplicación ya que conocemos todos los factores.

GASTO MINIMO:

El gasto mínimo considerado en un proyecto de alcantarillado quedará definido por las ecuaciones:.

$$Q_{mín} = \frac{Q_{medio}}{M}$$

o bien:

$$Q_{mín} = Q_{inf} + \frac{1}{2} Q_m$$

la aplicación de cualquiera de estas dos fórmulas será en función de los datos con que se cuente. Usualmente la segunda ecuación se emplea ya en la elaboración de la tabla de cálculo.

GASTO MAXIMO MAXIMORUM:

Para un proyecto de alcantarillado este gasto estará definido por la expresión:

$$Q_{máx\ máx} = 2\ Q_{máx\ aguas\ negras}$$

de fácil aplicación para valuar este gasto.

GASTO MINIMO MINIMORUM:

Lo definiremos por medio de la ecuación:

$$Q_{mín\ min} = \frac{Q_{mín\ aguas\ negras}}{2}$$

con las fórmulas anteriores podremos valuar los diferentes gastos de proyecto de las aguas residuales domésticas componentes de la aportación de estas aguas hacia las alcantarillas.

1.3.2 Aguas de lluvia

Las aguas de lluvia, como ya se ha indicado son producidas por las precipitaciones pluviales del lugar, lo cual traerá como consecuencia secciones considerables de tubería.

Para valuar el gasto producido por estas aguas describiremos los siguien-

tes métodos:

1.- Métodos empíricos.

2.- Métodos gráficos.

1.- Métodos empíricos

Son métodos que nos proporcionan el valor de Q para cada región, es decir se llega a una expresión de Q a través de experimentos en la región en estudio.

Esto es, los métodos empíricos nos conducen a fórmulas deducidas por investigadores particulares para sitios particulares y en épocas particulares, resultando inútiles si se varían las condiciones para las que fueron obtenidas. Dentro de estos métodos tenemos:

a) Método Racional.

b) Método de Burkli - Ziegler.

c) Método de Chow.

d) Fórmulas para zonas urbanas, por ejemplo, las de Chicago.

De los métodos anteriores, los más comunes para proyectos de alcantarillado son los tres primeros en ese orden, es decir, el tradicional es el Método Racional, -- aunque en la actualidad también ya son de uso común el de Burkli - Ziegler y el de Chow.

METODO RACIONAL:

Cuando se carece de datos sobre la lluvia, generalmente se emplean fórmulas empíricas para deducir el valor del escurrimiento o determinar la capacidad de los cursos naturales existentes que desaguan la zona en que han de instalarse las alcantarillas, a fin de hacer éstas de capacidad similar al valor resultante de aplicar estas fórmulas. Este tipo de métodos se emplean poco en la actualidad, ya que generalmente pueden obtenerse la información suficiente para realizar un análisis de los varios factores que afectan al volumen de los escurrimientos y permiten valuar cada uno por separado. A continuación describiremos el Método Racional el cual queda definido por la expresión:

$$\boxed{Q = ACI}$$

donde:

A= área drenada que se considerará en el proyecto.

C= coeficiente de escurrimiento.

I= intensidad de lluvia.

METODO DE BURKLI - ZIEGLER:

Otro método empleado para proyectos de alcantarillado es el de Burkli - Ziegler, la expresión que lo define es la siguiente:

$$\boxed{Q = CAI\sqrt[4]{\frac{S}{A}}}$$

la cual puede escribirse:

$$Q = CA^{3/4} S^{1/4} I$$

La fórmula anterior puede resolverse a través de un nomograma, dándole la forma:

$$Q = KA^{3/4}$$

donde:

$K = CIS^{1/4}$

Q = gasto en l/s.

A = área en hectáreas.

C = constante < 1 = coeficiente de escurrimiento.

I = intensidad en mm/hora.

S = pendiente en milésimos.

La manera de valuar estos factores es la siguiente:

Area

Contando con el plano escala 1:2 000 procederemos a subdividir el área de la población en pequeñas cuencas definidas por pequeños parteaguas, cuando la población tiene más o menos una topografía de lomerío fuerte. Cuando la topografía es plana, se sigue el criterio de la distribución de cargas en una losa, es decir, se dividirán las manzanas en superficies conocidas, tales como trapecios, triángulos o bien rectángulos. Para el primer caso el criterio que se seguirá, será hacer la distribución de las atarjeas y coladeras, (ver Capítulo II) y en función de ello hacer la división de subcuencas mencionada, correspondiendo a cada coladera y a cada atarjea una deteminada área. Para el segundo caso las superficies regulares tendrán como lados paralelos, a las atarjeas distribuidas anteriormente, los vértices de estas figuras serán los pozos de visita.

Después de esta distribución procedemos a sacar el área que correspon-

de a cada figura trazada o conociendo el área a la que prestarán servicio las atarjeas podremos conocer el gasto aplicando la fórmula que se desee emplear, si se conoce C e I.

Coeficiente de escurrimiento C.

Dentro de los estudios físicos de la población, será importante observar el tipo de recubrimiento que tienen las calles(pavimento, empedrado, etc.), tipo de azotea de las casas, patios, jardines, etc. Todo lo anterior nos dará idea de los tipos de escurrimientos que tendremos en la población debidos principalmente a las aguas de lluvia. Tomando como base estos estudios se ha llegado a representar todo lo anterior por medio del coeficiente de escurrimiento C, los valores de este coeficiente se obtienen experimentalmente por lo que existen tablas que nos indican el valor de C a emplear dependiendo de el tipo de cubierta y de la urbanización de la zona principalmente.

Las siguientes tablas nos proporcionan diferentes valores de este coeficiente.

ZONA	COEFICIENTE C
Más densamente construída	0.7 a 0.9
Densamente construída	0.5 a 0.7
Residenciales	0.25 a 0.5
Suburbanas	0.1 a 0.25

Otra tabla que nos define el valor del Coeficiente de escurrimiento o coeficiente de impermeabilidad, es la siguiente.

VALORES DEL COEFICIENTE DE IMPERMEABILIDAD "C"

ZONA	COEFICIENTE C
1.- Cubiertas metálicas o teja vidriana	0.95
2.- Cubiertas con teja ordinaria o impermeabilizante	0.90
3.- Pavimentos asfálticos en buenas condiciones	0.85 a 0.90
4.- Pavimentos de concreto	0.80 a 0.85
5.- Empedrados (juntos pequeños)	0.75 a 0.80
6.- Empedrados (juntos ordinarios)	0.40 a 0.50
7.- Pavimentos de macadam	0.25 a 0.60
8.- Superficies no pavimentadas	0.10 a 0.30
9.- Parques y jardines	0.05 a 0.25
10.- Zonas comerciales y densamente construidas	0.70 a 0.90
11.- Zonas adyacentes a las anteriores	0.50 a 0.70
12.- Zonas residenciales con casas separadas	0.25 a 0.50
13.- Zonas suburbanas no desarrolladas totalmente	0.11 a 0.25

Una definición del coeficiente C es la siguiente:

$$C = \frac{\text{lo que escurre}}{\text{lo que llueve}}$$

como podrá observarse el valor de C es adimensional, también suele llamarse coeficiente de impermeabilidad.

Intensidad I.

La intensidad de lluvia la podemos definir en general, como la relación entre la altura de lluvia medida en lámina de agua de una cierta tormenta y el tiempo en transcurrir ésta, esto es:

$$i = \frac{h}{t}$$

Las unidades de esta expresión serán mm/hr o cm/hr. En los registros de pluviógrafos la intensidad de lluvia en determinado momento, estará representada -

por la pendiente de la gráfica.

En el mismo registro, para fines estadísticos se acostumbra tomar únicamente los datos correspondientes a los tiempos

5,10,15,20,30,45,60,75,90,120,150 y 180

o bien 7.5,15,22.5,30,45,60,75,100,120,150 y 180

estos tiempos expresados en minutos. Para encontrar la intensidad en mm/hr, multiplicaremos la intensidad por $\frac{60}{t}$ (t de los tiempos anteriores).

En caso en que la duración de la lluvia sea menor que la máxima supuesta de 180 minutos, la intensidad se calcula con el último valor de h y t registrado.

De la expresión que define a la intensidad, observamos que ésta varía inversamente respecto al tiempo es decir para una intensidad mayor tendremos un tiempo menor, por lo cual no será constante en la zona donde se produce la lluvia. Considerando lo anterior se han hecho investigaciones para valuar la intensidad de lluvia, estos estudios se realizaron tomando como base los datos pluviográficos. A través de estas exprerienciasse han logrado establecer ecuaciones que nos permiten valuar la intensidad para determinados lugares. Entre las ecuaciones que nos definen i, tenemos las siguientes formas:

1).- $i = \frac{a}{t+b}$

2).- $i = \frac{a}{t^n}$

3).- $i = \frac{a^c}{t+b}$

4).- $i = \frac{aT^b}{t^c}$

donde:

n, a, b, c = constantes por determinar.

i = intensidad.

t = duración de la tormenta.

T = período de retorno o intervalo de recurreacia.

Para fines de proyectos de alcantarillado las dos primeras expresiones son las que se aplican para valuar la intensidad, las dos restantes se emplean para proyectos hidráulicos, por ejemplo:presas de almacenamiento, presas para generación de energía,

etc.

Para el cálculo de la intensidad es importante elegir el período de retorno o intervalo de recurrencia en que se pueda presentar la lluvia de diseño. Para proyectos de alcantarillado, este período se acostumbra tomar de cinco años y más.

Conocido este período, se procede a calcular la intensidad aplicando cualquiera de las dos primera formas, por su facilidad.

Para valuar la intensidad considerando la primera fórmula

$$i = \frac{a}{t+b}$$

se procede como sigue:

A) De un determinado año, se observan en las estaciones pluviográficas:

1.- Los meses de mayor precipitación pluvial con sus respectivas duraciones y alturas de lluvia registradas (es decir la lámina de agua presentada y su duración.)

2.- Para cada mes se ordenarán los datos en incrementos de 5 en 5 minutos, (si tenemos por ejemplo duraciones 5,10,15,20,25,30, etc. se ordenan las intensidades i5 =i10, i10-i15,i15-i20, i20-i15...) de 10 en 10 minutos (considerando las duraciones anteriores ordenaríamos las intensidades i10-i0,i15-i5,i20-i10, i25-i15, etc.) de 15 en 15 minutos etc. así hasta agotar la máxima duración registrada.

3.- Del análisis anterior hecho para los meses más lluviosos del año se elige el de mayor intensidad de lluvia para cada duración, este mes será el representativo del año en estudio. De manera análoga se procede con los demás años.

4.- Con lo anterior obtendremos las mayores precipitaciones en los años de registro. De esto pasaremos a formar un Cuadro con las Máximas Precipitaciones Anuales para Diferentes Duraciones,el cual será la base para el siguiente estudio probabilístico para calcular la intensidad de lluvia de proyecto.

B) Estudio probabilístico.

1.- Estudio de frecuencias.

a) Obtención de las intensidades registradas en mm/hr, ya que el pluviógrafo la registra en mm/min, se multiplica la altura de lluvia h registrada en el pluviógrafo, por el número de minutos que componen una hora y dividiendo esto entre la duración en estudio, por ejemplo: d = 5 minutos, h = 10 minutos.

$i = \frac{h}{t}$, luego $i = \frac{10}{5} = 2$; $i = 2$ mm/min; $i = 1 \frac{mm}{min}$

$\times \frac{60 \text{ min}}{1 \text{ hr}}$ $i = 120$ mm/hr o bien de la manera explicada

$i = 10 \times \frac{60}{5} = 120$ $i = 120$ mm/hr.

b) Ordenar en sentido decreciente los datos obtenidos en el inciso anterior.

c) Cálculo del rango de variación.

Esto se logra tomando en cuenta el número de datos de registro, en función de ellos se elegirá el número de intervalos de clasificación. El número de intervalos de clasificación varía de 5 a 20 (se han encontrato estos valores estadísticamente considerando el número de datos, que desean clasificar), la elección del número de intervalos de clasificación adecuado se hace por tanteos, procurando que este intervalo tome en cuenta a todos los datos registrados. Un método que nos da idea del valor de este número de intervalos es el Método de los Promedios Movibles, el cual toma como base los datos de registro que se tienen y considera un promedio pesado de ellos.

Elegido el número de intervalo de clasificación, se procede a calcular el rango de variación

$$R = \frac{i \text{ máx} - i \text{ mín}}{n}$$

donde R = rango de variación.

i máx = intensidad máxima encontrada en el inciso

b.

i mín = intensidad mínima encontrada en el inciso b.

n = número de intervalos de clasificación.

En la anterior expresión es donde se comprueba si el valor n elegido es el correcto, puesto que al aplicar la fórmula se encuentra el rango de variación y al considerarlo en los datos se observará si toma en cuenta a todos.

d) Considerando los conceptos anteriores (número de intervalos de clasificación y rango de variación) los datos registrados se agrupan en intervalos, con estos intervalos y la tabla obtenida en el inciso b se procede a formar el siguiente cuadro:

INTERVALO	MARCA DE CLASE	f	f ACUMULADA	% de la f ACUMULADA	CENTRO DE FAJA
(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)

El cuadro se llena de la siguiente manera:

Columna 1 .- Colocaremos dos números, el primero se elegirá considerando un número menor que la intensidad mínima registrada en los datos (con esto incluiremos también este número) a este valor se le sumará el rango de variación encontrado en el inciso c, obteniéndose con ello el segundo número que irá colocado en el primer renglón.

El segundo renglón lo formarán también dos números, el primero será el segundo del primer renglón, más una unidad, el segundo núme-

ro será la suma de este primer número más el rango de variación. De igual manera procedemos con los demás renglones hasta llegar al máximo valor de intensidad registrada (esto es en el último intervalo se incluirá este valor).

Con lo anterior agrupamos a todos los datos registrados en intervalos.

Columna 2.- La columna dos será la mitad del invervalo colocado en cada renglón.

Columna 3.- Colocaremos el número de ies de los datos, que se encuentren dentro del intervalo registrado en cada renglón (de la tabla del inciso b) .

Columna 4.- Será la columna tres acumulada.

Columna 5.- Tendremos porcentajes de la frecuencia acumulada, esto es:

$$\frac{m}{M} \times 100$$

donde: m = valor que aparece en cada renglón en la columna 4.

M = valor final de la frecuencia acumulada (será el valor registrado en el último renglón de la columna (4)

Columna 6.- Será la mitad del valor registrado en cada renglón.

2.- Tipo de distribución.

En función de los valores registrados en la tabla del inciso d en las columnas 2 y 6, elegiremos el tipo de distribución probabilística que emplearemos para nuestros datos.

Dentro de estas distribuciones tenemos las siguientes:

Distribución aritmética.

Distribución geométrica.

Distribución de Pearson.

Distribución de valores extremos.

Distribución normal.

Para cada distribución podemos graficar centro de faja (o frecuencia) contra marca de clase (o intensidades máximas) en hojas de papel gráfico de probabilidad especiales, las cuales hay para las diferentes distribuciones.

El tipo de distribución que se empleará será en función de los datos obtenidos en las columnas 2 y 6 del inciso d anterior y se obtendrá por tanteos, es decir, supondremos una determinada distribución, graficaremos en el rayado correspondiente a

esa distribución valores de centro de faja contra marca de clase. Si la gráfica resultante sigue más o menos la trayectoria de una línea recta (esto es que la gráfica resultante no presente quiebres bruscos) la distribución supuesta será la elegida.

Conocida la distribución a emplear para nuestros datos, el paso siguiente será calcular los parámetros de la distribución elegida.

Calculados estos parámetros, se procede a adaptar los puntos graficados en el rayado anterior a la curva representativa de la distribución elegida.

Para ilustrar lo anterior supongamos que la distribución elegida es la Distribución Geométrica, los parámetros que emplearemos para este tipo de cálculos serán la Media Geométrica μg y la Desviación Standard σg los cuales quedan definidos de la siguiente manera:

$$\log \mu g = \frac{\sum \log x}{n} \quad \text{(para datos no agrupados)}$$

$$\log \sigma g = \frac{\log^2 xg}{n-1}$$

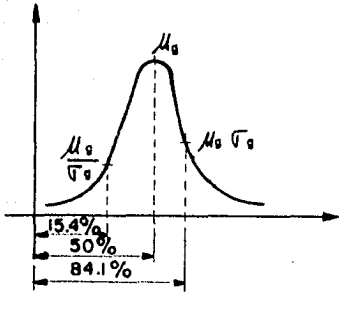
$$\log \mu g = \frac{\log x}{n} \quad \text{(para datos agrupados)}$$

sacando antilogarítmos obtendremos los valores de μg y σg. Los factores que constituyen estas expresiones se calculan en función de la columna Marca de Clase, frecuencia y porcentaje de la frecuencia acumulada, columnas 2, 3 y 5 respectivamente del inciso d anterior, la marca de clase es $x \frac{\sum f}{n}$, será la columna 5 expresada en forma decimal, esto es dividiremos entre 100, con ello obtendremos $\log \mu g$ y en consecuencia conoceremos $\log \sigma g$ (n-1), será el valor que aparece en el renglón de la columa 2 menos una unidad.

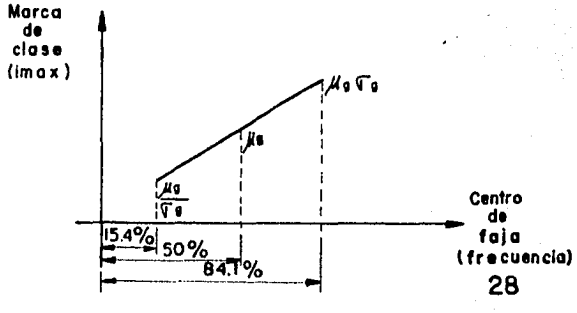
Conocidos estos parámetros se procede a estudiar la curva representativa de la distribución. Para esta distribución, la curva debe pasar por los puntos

$(\mu g / \sigma g$, 15.4 %) (μg, 50 %) y ($\mu g \times \sigma g$, 84.1 %) es decir

En coordenadas cartesianas



En papel logarítmo probabilístico



Los porcentajes se refieren a áreas bajo la curva, estas áreas representan la probabilidad de que se presente tal o cual evento en determinado intervalo. Para el caso de las aguas de lluvia, es decir para datos pluviográficos, se ha estudiado que para una distribución geométrica, la curva pasa por los puntos antes mencionados. Esto es dichos porcentajes junto con los parámetros (calculados en función de los datos anteriores) nos definen áreas bajo la curva, que nos representa la probabilidad de que se presente la lluvia de mayor intensidad para las diferentes duraciones, para un período de retorno determinado; lineas abajo se indica la manera de elegir este período.

De manera semejante se razona para las duraciones restantes, obteniéndose en el rayado especial una serie de rectas representando a las diferentes duraciones. A estas curvas se les llama CURVAS INTENSIDAD - FRECUENCIA - DURACION, (ver figura I.3.2.A)

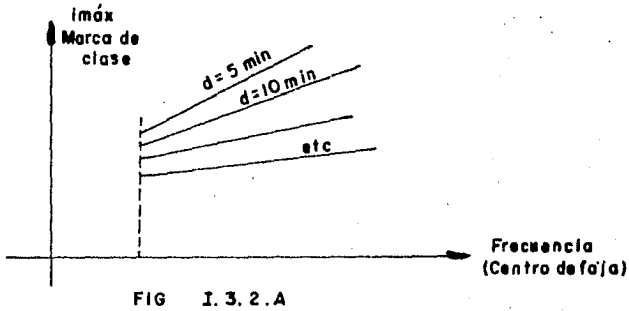


FIG I. 3. 2. A

Se haría un estudio similar, si se tratase de otra distribución y de igual manera se obtendrían las curvas intensidad - frecuencia - duración.

Obtenidas las curvas anteriores el paso siguiente para obtener la fórmula de la intensidad, será el seleccionar las intensidades (representadas en el eje vertical Marca de Clase) de diversas duraciones para:

a) El aguacero igualado o excedido una vez en dos años

$$\frac{1}{2} = \frac{50}{100} = 50\ \%$$

b) El aguacero igualado o excedido una vez en 10 años

$$\frac{1}{10} = \frac{10}{100} = 10\ \%$$

Es decir, elegiremos el período de retorno o tiempo de recurrencia de

la lluvia para las diferentes duraciones. Elegido este período de retorno, el porcentaje - elegido se llevará al eje de frecuencias y se trazará una vertical cortando a todas las rectas representativas de las diferentes duraciones, en el punto que las corte se trazarán horizontales refiriendo estos puntos al eje vertical i máx, con ello obtendremos intensidades máximas para las diferentes duraciones. De lo anterior, obtendremos una serie de puntos en un sistema de ejes cartesianos que nos representarán a la ecuación:

$$i = \frac{a}{t + b} \qquad (A)$$

los valores de a y b, se obtienen considerando la serie de puntos representativos de esta ecuación, mencionados anteriormente por medio de los siguientes métodos:

Método gráfico.

Método de mínimos cuadrados.

es decir ajustaremos esta serie de puntos a la forma de la ecuación A.

El método gráfico consiste en graficar valores de t contra $\frac{1}{i}$ (obtenidas en las curvas intensidades - frecuencias - duraciones) en coordenadas cartesianas , es decir la ecuación anterior queda:

$$\frac{1}{2} = \frac{t + b}{a} = \frac{t}{a} + \frac{b}{a}$$

ecuación de una recta de la forma y = mx + b. Los puntos (t, 1/i) graficados, se ajustarán a una recta. Con esto podremos conocer su pendiente y la ordenada al origen, con - lo cual se obtendrían las constantes a y b.

El método de mínimos cuadrados consistirá en resolver las ecuaciones:

$$\sum \frac{t}{(i)} = \frac{1}{a} \sum t^2 + \frac{b}{a} \sum t \text{.....}(1)$$

$$\sum \frac{1}{(i)} = \frac{1}{a} \sum t + n \frac{b}{a} \qquad \text{.....}(2)$$

Para obtener estos factores se forma la siguiente tabla:

t (min)	$\frac{mm}{i\ hr}$	1/i	t/i	t^2
(1)	(2)	(3)	(4)	(5)

donde: La columna 1 estará formada por las diferentes duraciones de lluvia (5,10,15...etc.), la columna 2 serán las intensidades encontradas al cortar las rectas representativas de las diferentes duraciones (columna 1) con la vertical que indica el período de retorno de la lluvia de diseño.

Conocidas las constantes a y b, para conocer el valor de la intensidad de proyecto i definida por la expresión A sólo falta conocer el valor de t, este valor puede ser:

1).- El tiempo de duración de la lluvia de proyecto, es decir el tiempo que se considera durará la intensidad máxima. Por ejemplo, si se considera que queremos la i máx para una duración d, simplemente sustituiremos d por t en la ecuación y obtendremos i máx.

El caso anterior es considerando que el tiempo de concentración de la lluvia en las alcantarillas será igual al tiempo de duración de la lluvia de proyecto y que éste será constante en toda la zona.

2).- El tiempo de concentración de la lluvia para cada tramo de atarjea, es decir calcularemos dicho tiempo y lo sustituiremos en la ecuación (A) en el lugar de t obteniendo así la intensidad para los diferentes tramos que forman la red.

Dependiendo de la topografía del lugar de proyecto, será el valor de t que consideremos, por ejemplo si el lugar se encuentra situado en una zona con fuerte pendiente, el agua escurrirá rápidamente y en este caso se escogerá el caso 1,-

si el terreno es plano con pendiente más o menos regulares aplicaremos el caso 2.

El caso 2 es el más general para elegir el valor de t en la aplicación de la fórmula para valuar la intensidad, es decir se calculará el tiempo de concentración correspondiente a cada tramo.

El tiempo de concentración se define como el tiempo que tarda en recorrer una partícula de agua desde la parte más alejada de la cuenca hasta el lugar de desfogue.

Algebraicamente se expresa:

$$t_c = te + ti$$

donde: t_c = tiempo de concentración.

te = tiempo exterior.

ti = tiempo interior.

Tiempo exterior.- Se ha calculado experimentalmente para diversos lugares y se ha concluído que un valor aproximado varía entre 5 y 20 minutos.

Tiempo interior.- Será el tiempo que la gota de agua circule por el interior de la atarjea. El valor de este tiempo será función de la longitud de la tubería y de la velocidad permisible dentro de ella ($v = \frac{l}{t}$ $\therefore$ $t = \frac{l}{v}$)

Otra forma de valuar la intensidad de lluvia de una manera más general y sin recurrir a una expresión que nos defina a la intensidad es la siguiente:

1) Datos pluviográficos.

Cuadro que indica el día, la duración, la altura de lluvia y la intensidad

FECHA	5 min.		10 min.		Etc
	A	B	A	B	
	0.2	2.4	0.2	1.2	

A.- Altura de lluvia en mm.

B.- intensidad en mm/hr $i = \frac{h}{t}$; $i = \frac{0.2 \times 60}{5} = 2.4$;

$$i = \frac{0.2 \times 60}{10} = 1.2 \text{ etc.)}$$

2) Ordenamiento de los datos pluviográficos,se ordenan las intensidades en forma decreciente.

3) Resumen del inciso II.

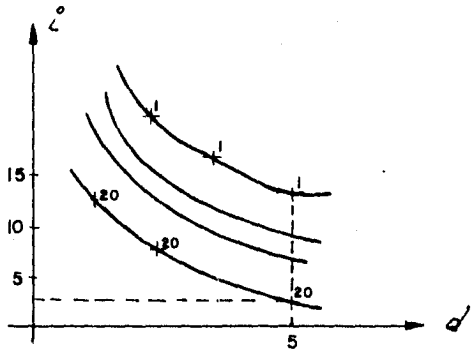
En el inciso II habrá cifras iguales, o bien un poco mayores o menores, en este inciso estableceremos rangos de variación que nos permitan agruparlos.

Intensidad	Duración		
	5 min	10 min	etc
0 - 5	20	25	
5.1 - 10	32	24	
etc			

4) Deducción de las curvas intensidad - duración - frecuencia.

Agrupados los datos del inciso II, se procede a trazar la gráfica

1.3.2.B



Gráfica 1.3.2. B

uniremos puntos de igual frecuencia correspondiente a las diferentes duraciones e intensidades, por ejemplo 20 es la frecuencia, correspondiente a una intensidad de 0-5 mm/hr y a una duración de 5 minutos (ver ejemplo inciso III) trazaremos a la mitad del intervalo de 0-5 en el eje vertical una línea horizontal, y en el eje t horizontal en el valor 5 una línea vertical donde se corten, tendremos un punto de frecuencia 20, de duración 5 minutos y de intensidad variable de 0-5 mm/hr, a dicho punto se le colocará el 20 a un lado - para indicar que es su frecuencia. Procederemos de igual forma para los demás intervalos - y duraciones, colocándose su frecuencia respectiva. Hecho lo anterior procederemos a -- unir puntos de igual frecuencia con lo cual obtendremos las curvas intensidad - duración - frecuencia.

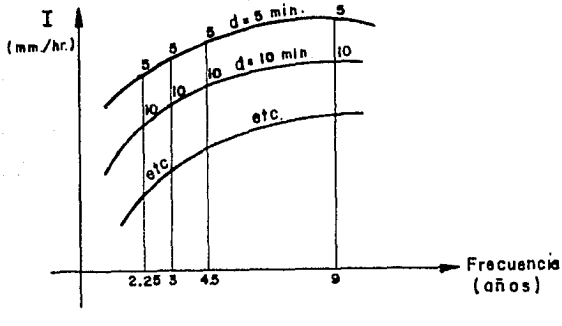
Nos interesan las curvas, que nos representan, a las mínimas frecuencias (puesto que las lluvias más intensas serán las menos frecuentes) en el período de -- tiempo que se recopilaron los datos.

Por ejemplo, nos interesrán los puntos, que unan 1 con 1, el 2 con el 2, así sucesivamente, si suponemos que el período de que se tienen datos son 9 años por - ejemplo, la curva 1 nos indica, que una vez en 9 años se presentó esta tormenta, la curva 2 nos indica que 2 veces en 9 años; esto es, cada 4.5 años, la curva 3, que 3 veces en 9 años se presentó; es decir, cada 3 años, así sucesivamente.

5) Deducción de curvas Intensidad - Frecuencia - Duración.

Conocidas las curvas de menor frecuencia en el inciso anterior, es decir la curva 1,2,3,4 correspondientes a 9, 4.5, 3.2.25 de frecuencia en 9 años de datos, en este inciso graficaremos estas frecuencias, con sus respectivas duraciones e intensidades (ver gráfica 1.3.2.C) de la siguiente manera:

En el eje horizontal colocaremos las frecuencias escogidas y en el eje vertical las intensidades; en la curva con frecuencia para 9 años del inciso anterior y con



Gráfica 1.3.2.C

una duración de 5, 10, 15, etc. minutos (es decir para todas las duraciones registradas) observamos cuáles son intensidades respectivas las cuales referiremos a la vertical que - pasa por la frecuencia de 9 años, en estos puntos colocaremos las diferentes duraciones. Procediendo de igual manera para las demás frecuencias obtendremos una serie de puntos, uniremos los puntos de igual duración, obteniéndose así las gráficas intensidad - frecuencia para las diferentes duraciones.

De estas gráficas podrá observarse que la lluvia de menor duración corresponderá a una intensidad mayor.

6) Elección de la intensidad i de proyecto.

Con las curvas Intensidad - Frecuencia - Duración, tenemos - un resumen total de las lluvias de la región, sus diferentes intensidades, duraciones y -- frecuencias. Con esto podremos elegir la lluvia de diseño para el proyecto de alcantarillado considerando el período económico del mismo, la topografía del lugar y la importancia de la población a servir.

Esta intensidad así valuada se considerará constante en la zona de proyecto, además también se supone que el tiempo de concentración de la lluvia será menor que el tiempo de duración de ella, esto es tc td.

Por ejemplo si el período económico de proyecto son 5 años y la duración de lluvia que interesa es de 30 minutos, esto es la lluvia de diseño tendrá una frecuen

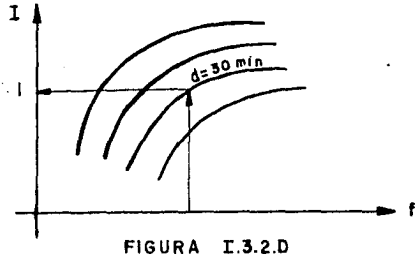


FIGURA I.3.2.D

cia de 5 años, o sea que en los 9 años de registro se presentó 1 o 2 veces máximo, lo cual - indica que nuestras obras se diseñarán para una intensidad que se presentará cada 5 años, - procederemos de la manera como se indica en la figura I.3.2.D.

Específicamente para la ciudad de México, se han hecho estudios para valuar la intensidad y se ha llegado a las siguientes conclusiones:

Para aguaceros ordinarios el Ing. Roberto Gayol encontró:

$$i = \frac{448}{t + 22}$$

Para aguaceros extraordinarios el Ing. Raúl E. Ochoa propone:

$$i = \frac{500}{t^{0.5}}$$

ambas ecuaciones expresan el valor de i en mm/hr.

Se considera aguacero ordinario aquel que se presenta una vez en 5 años y extraordinario si se presenta cada 20 años.

Otras fórmulas que suelen emplearse son las siguientes:

Fórmula de Barocio $i = \frac{320}{t^{0.5}}$

Fórmula de Bonilla $i = \frac{510}{t^{0.645}}$

La elección del método a emplear será en función:

a) de los datos pluviográficos que se tengan

b) de la población a servir

c) de la importancia del proyecto

Pendiente S.

Será la tangente del ángulo que forma la tubería con el terreno, es decir la obtendremos teniendo la diferencia de elevaciones, del terreno en los cruceros y dividiendo esta diferencia entre la longitud de cruceros se obtendrá para cada tramo de tubería limitada por dos cruceros.

Conocidos todos los factores de que se componen las fórmulas del Método Racional y del de Burkli Ziegler, lo único que restaría sería aplicar la fórmula elegida. En el Capítulo III se trata la manera de aplicar estas fórmulas para la elaboración ya de un proyecto.

METODO DE CHOW:

Este método también se emplea para conocer el gasto máximo en las alcantarillas, su aplicación se debe a que por muy grande que sea el lugar de proyecto, lo

dividiremos en subcuencas que corresponderán a las diferentes alcantarillas que se colocarán.

El método se basa en la siguiente expresión:

$$\boxed{Qm = AXYZ} \qquad (1)$$

donde:

A= área de la cuenca en hectáreas

X= factor de escurrimiento

Y= factor climático

Z= factor de reducción

Factor de escurrimiento : $X = \frac{Peb}{d}$ (2)

donde:

Peb = lluvia en exceso en la estación base

d= duración de lluvia

$$Peb = \frac{\left(P - \frac{508}{N} + 508\right)^2}{P + \frac{2032}{N} - 2032} \qquad (3)$$

donde:

P = lluvia en la zona de proyecto

N = número de escurrimiento

El valor de Peb también lo podemos valuar aplicando la gráfica I.3.2-A en función de N, el cual conoceremos por medio de tablas.

Factor climático: $Y = 2.78\frac{P}{Pb}$ (4)

donde:

2.78 = Factor de conversión de unidades $\left(= \frac{10^6\ m^2 \times 10^{-2} m}{3600\ seg.} \right)$

P= lluvia en la zona de proyecto

Pb= lluvia en la estación base

Factor de reducción: $Z = \frac{q_{md}}{2.78A}$ (5)

donde:

q_m = gasto de pico del hidrograma unitario

d= duración de lluvia

2.78 = factor de conversión de unidades

A = área en hectáreas.

Z = también se conoce como la relación entre el gasto de pico del hidrograma unitario debido a una lluvia de duración d y el escurrimiento de la misma intensidad de lluvia supuesta de duración infinita. Se obtiene calculando la relación $\frac{d}{tc}$

Tiempo de concentración:

$$tc = 0.0050 \frac{L}{\sqrt{S}}^{0.64} \qquad (6)$$

donde:

L = longitud de recorrido

S = pendiente del recorrido.

La expresión anterior también puede calcularse empleando la figura 1.3.2.B en función de la pendiente y de la longitud, o bien la que emplea la Secretaría de Recursos Hidráulicos

$$tc = 0.001634 \frac{L}{CS^{\frac{1}{2}}}$$

donde:

C = coeficiente de escurrimiento.

La siguiente tabla nos presenta valores de C para la aplicación de esta fórmula

Zona	C
Cubiertas con teja o impermeabilizantes	0.9
Pavimentos asfaltados	0.85
Empedrados	0.75
Zona centro ciudad	0.85
Zona no urbana	0.60
Patios y Jardines	0.30

La expresión 5 también podemos resolverla gráficamente por medio de la gráfica 1.3.2-C en función de la relación $\frac{d}{tc}$

El procedimiento de cálculo para la aplicación del método de Chow es el siguiente:

I) Requeriremos de los siguientes datos:

1.- Datos fisiográficos

a) Area de la cuenca por estudiar.

b) Longitud de recorrido de la gota, desde la parte más alejada de la cuenca de la alcantarilla hasta donde desemboca en la atarjea, esto medido aproximadamente.

c) Pendiente del recorrido de la gota.

d) Tipos de suelo en la cuenca.

e) uso del suelo en la cuenca.

2.- Datos climatológicos, tales como:

a) Curvas intensidad - duración período de retorno para la estación base de la zona en estudio.

b) Forma de ligar la estación base con la cuenca en estudio.

II) Aplicaremos el método de la manera siguiente:

1.- Con los datos del tipo y uso del suelo se calcula el valor de N empleando tablas.

2.- Se elige una cierta duración de lluvia d.

3.- De las curvas intensidad - duración - período de retorno, con el valor de d asignado en 2 y el período de retorno elegido, se calcula la intensidad de lluvia para esa tormenta. Multiplicando la intensidad de lluvia de la duración d se obtiene la precipitación total Pb en cm. ($P_b = i \times d$)

4.- Con el valor de N calculado en 1 y en el valor de Pb calculado en 3 se calcula la lluvia en exceso en la estación base, Peb empleando la ecuación 3 o la figura 1.3.2.A.

5.- Con el valor de Peb calculado en 4 y el valor de d escogido en 2 se calcula X ($X = \frac{Peb}{d}$)

6.- Usando la ecuación 4 calculamos Y, P lo conoceremos directamente en la estación pluviográfica en la zona, Pb lo conocemos del incido 3.

7.- Con la longitud y la pendiente del cauce, aplicando la ecuación 6 o la figura I.3.2.D se calcula el valor de t_p.

8.- Se calcula la relación $\frac{d}{t_p}$ y empleando la figura I.3.2.C se obtendrá el valor de Z.

9.- Aplicando la ecuación 1 se calcula el gasto.

10.- Se repite de 3 a 9 para otras duraciones de tormenta.

11.- Se representará mediante una gráfica, el gasto contra duraciones de tormenta escogida, el mayor gasto será el de diseño.

I.3.3 Aguas de filtración.

La manera de calcular estas aguas se obtiene experimentalmente, los valores que se consideran son:

Mínimo 0.5 lts/seg/hr.

Máximo 1.0 a 2.0 lts/seg/hr.

Máximo 1.5 lts/seg/hr.

otras veces se consideran valores comprendidos entre 15 y 75 m^3/km/día.

I.3.4 Aguas Industriales.

Para las aguas industriales en forma general consideraremos que su aportación varía entre 1.0 y 0.50 lts/hr en superficies clasificadas como industriales en ciudades metropolitanas.

Las aguas negras comerciales la aportación estará de acuerdo a la densidad y tipo de edificio del sector, comúnmente se toma dentro de la aportación residencial, si no es de esta manera suele considerarse de 1.00 a 2.00 lts/seg/hr según edificación.

METODO GRAFICO:

Este método se conoce en general, como el " Método Gráfico Alemán " y nos proporciona el caudal máximo a través de las diferentes atarjeas que descargan sus aguas hacia un mismo subcolector o colector.

El método está basado en la expresión matemática que define el método racional Q = CIA; donde ahora la intensidad se considera constante, en la zona.

La idea del método es hacer una representación gráfica del escurrimiento del agua en el tramo, la figura típica resultante será un trapecio.

Los pasos a seguir para la aplicación del método son los siguientes:

1) En un sistema de coordenadas cartesianas x e y, llevaremos los tiempos de concentración y los gastos respectivamente de cada uno de los tramos de atarjea correspondiente al colector o subcolector en estudio.

2) Se fijan los tiempos de concentración y el tiempo de duración de la lluvia, normalmente para el tc consideraremos de 5 a 20 minutos y para el td de 40 a 60 minutos.

3) El gasto por tramo se determina por la fórmula Q = CIA donde C se fijará en función del tipo de suelo y cubiertas que haya en la zona y A se determinará por áreas tributarias para cada tramo (en general áreas de figuras geométricas).

4) Considerando los incisos 2 y 3 se formará la siguiente tabla:

Tramo	Area ha	Gasto lts/seg.		tc min
		Parcial	Acumulado	
(1)	(2)	(3)	(4)	(5)

5) Procederemos a graficar los valores que aparecen en las columnas 4 y 5, de la siguiente manera:

a) En el eje horizontal de tiempos fijaremos la duración de la lluvia d.

b) Se dibuja el primer tramo, comenzando con una línea inclinada que se inicia en el origen y termina en el punto de abscisa tc del tramo y ordenada Q en el tramo.

c) Se dibuja el segundo tramo, también comenzando con una línea inclinada, pero ahora tendrá como origen el punto-

cero de abscisa y Q del primer tramo de ordenada y terminará en el punto tc del segundo tramo como abscisa y de ordenada Q del primer tramo más el Q del segundo tramo.

d) Se dibuja el tercer tramo, con una línea inclinada, teniendo como origen el punto de abscisa cero y de ordenada Q del primer tramo más Q del segundo tramo y terminando en el punto tc del tercer tramo como abscisa y Q del primer tramo más el Q del segundo tramo, más el Q del tercer tramo.

Procederemos análogamente con los demás tramos de que se componga el subcolector. Si los tramos de atarjea tienen ramales o subramales se procede en forma semejante, colocando primero el subramal, después el ramal y enseguida el tramo. Ilustraremos lo anterior considerando la siguiente disposición de atarjeas (ver figura I.3.2.E) La figura resultante tendrá la siguiente forma indicada en la gráfica, figura I.3.2.F.

Se acostumbra colocar las figuras de la gráfica I.3.2.F abatiendo los picos superiores hacia la parte baja de la figura de cada tramo, quedando la figura anterior de la manera que se ve en la gráfica I.3.2.G.

Esta figura geométrica correspondiente a cada tramo nos indica que en un principio se efectúa la acumulación del agua escurrida hasta alcanzar su máximo en el tiempo de concentración correspondiente a cada tramo, a partir del cual se mantiene constante hasta el tiempo de duración de la lluvia, para disminuir hasta agotarse en un tiempo igual al de concentración.

Lo anterior se explica de la siguiente manera: al iniciarse la lluvia, se introduce inmediatamente el agua que cae cerca de la coladera y al mismo tiempo empieza a escurrir el agua que cae en el punto más alejado y tarde en llegar a la coladera precisamente el tiempo de concentración inicial, a partir de este momento se concentra todo el caudal escurrido hasta que termine la lluvia presentándose después una disminución semejante al aumento inicial.

e) Los trapecios representados en la gráfica I.3.2.G se deslizarán para colocarlos unos sobre otros defasados el tiempo de concentración en los tramos sucesivos y quedando con el mismo origen los concurrentes, es decir colocaremos un trapecio sobre otro defa--

sándose el tiempo de concentración respectivo de cada tramo y en los tramos que tengan ramales, ambos se iniciarán en el mismo punto (ver gráfica I.3.2.H)

La figura resultante presenta algunas discontinuidades pero tendrá la misma área que las anteriores, es decir no seguirán representando el volumen total escurrido.

f) Para obtener una figura de lados continuos volveremos a abatir las salientes de la izquierda hacia abajo y las de la derecha hacia arriba. Estos rebatimientos pueden hacerse de dos maneras:

A.- Sobre las mismas figuras.

B.- Sobre el eje de los tiempos.

Para el primer caso, cuando se abaten las salientes sobre las mismas figuras, el gasto máximo que escurrirá por esta serie de atarjeas será representado por la vertical mayor comprendida entre los límites de la figura resultante (ver gráfica I.3.2.I) Este gasto será el concentrado en el tramo inferior, el extremo de esta vertical nos indicará el tramo a partir del cual diseñaremos nuestras atarjeas con el gasto máximo. De la figura se observa que a partir del tramo 7 y sus anteriores empezaremos a diseñar con el gasto máximo, excepto los tramos 4', 5', 6'' y 6' que eliminarán el gasto respectivo que lleva solamente el tramo.

El segundo caso es el más general, aunque es el más laborioso, puesto que necesitaremos (para mayor facilidad) hacer la figura expuesta en el primer caso (gráfica I.3.2.I) y posteriormente abatir sobre los ejes todas las demás figuras. La manera de abatir éstas, se muestran en la gráfica I.3.2.J.

Para la elaboración de la gráfica I.3.2.J deberá tenerse cuidado al abatir los diferentes puntos; reglas generales que nos permiten elaborar esta gráfica son las siguientes:

a) Sobre los puntos que se abaten hasta el eje t (todas las salientes del lado izquierdo) trácense líneas de referencia verticales hasta cortar el contorno de la figura, los puntos de corte de estas líneas con las diferentes figuras se notarán de alguna manera ya sea con letras o bien con números.

b) Deberá tomarse en cuenta que la distancia vertical entre dos puntos, permanece constante al abatirse uno de ellos; esto es, al abatirse uno de los pun-

tos, si se requiere abatir el otro, simplemente se medirá la distancia vertical inicial entre ellos y se encontrará dicho punto.

c) Los puntos se abatirán siguiendo cierto orden, es decir se abatirán los más cercanos al punto abatido.

La gráfica I.3.2.J además de proporcionarnos el gasto máximo de diseño y a partir de qué tramo empieza a escurrir, nos proporcionará los gastos máximos en cada tramo de atarjea considerando los tramos anteriores. Esto lo obtendremos trabajando en la figura resultante de cada tramo en la gráfica I.3.2.J la vertical mayor comprendida entre los límites de cada figura representativa del tramo,esto si es para el último tramo, para el tramo siguiente se considerará el contorno de las dos figuras abatidas, procediendo de igual manera para los demás tramos, obtendremos sus gastos de diseño.

El orden que se siga en la elección de las ramas o tramos que concurren en un subcolector o colector no afecta el resultado, pero sí el sentido del recorrido en que se haga.

Este sentido de recorrido debe ser del final (inicio del subcolector, colector o emisor) al principio de los tramos; es decir en sentido contrario al escurrimiento del agua. La razón es el de obtener directamente sobre el eje de las abscisas, el tiempo total de escurrimiento y el tiempo en que ocurre la máxima concentración del caudal.

ANEXO I.3.A

TABLA PARA EL COEFICIENTE DE HARMON

Población P habitantes	$\sqrt{P}$ (miles)	$4+\sqrt{P}$	$\frac{14}{4+\sqrt{P}}$	$M = 1 + \frac{14}{4+\sqrt{P}}$
1 000	1.000	5.000	2.80	3.80
2 000	1.414	5.414	2.58	3.58
3 000	1.732	5.732	2.44	3.44
4 000	2.000	6.000	2.33	3.33
5 000	2.236	6.236	2.25	3.25
6 000	2.449	6.449	2.17	3.17
7 000	2.645	6.645	2.10	3.10
8 000	2.828	6.828	2.05	3.05
9 000	3.000	7.000	2.00	3.00
10 000	3.162	7.162	1.96	2.96
11 000	3.316	7.316	1.91	2.91
12 000	3.464	7.464	1.88	2.88
13 000	3.605	7.605	1.84	2.84
14 000	3.741	7.741	1.81	2.81
15 000	3.873	7.873	1.78	2.78
16 000	4.000	8.000	1.75	2.75
17 000	4.123	8.123	1.72	2.72
18 000	4.242	8.242	1.70	2.70
19 000	4.359	8.359	1.68	2.68
20 000	4.472	8.472	1.66	2.66
21 000	4.582	8.582	1.64	2.64
22 000	4.690	8.690	1.61	2.61
23 000	4.795	8.795	1.59	2.59
24 000	4.899	8.899	1.57	2.57
25 000	5.000	9.000	1.56	2.56
30 000	5.477	9.477	1.48	2.48
35 000	5.916	9.916	1.41	2.41
40 000	6.324	10.324	1.36	2.36
45 000	6.708	10.708	1.31	2.31
50 000	7.071	11.071	1.27	2.27
60 000	7.746	11.746	1.20	2.20
70 000	8.366	12.366	1.14	2.14
80 000	8.944	12.944	1.08	2.08
90 000	9.486	13.486	1.04	2.04
100 000	10 000	14.000	1.00	2.00
200 000	14.142	18.142	0.77	1.77

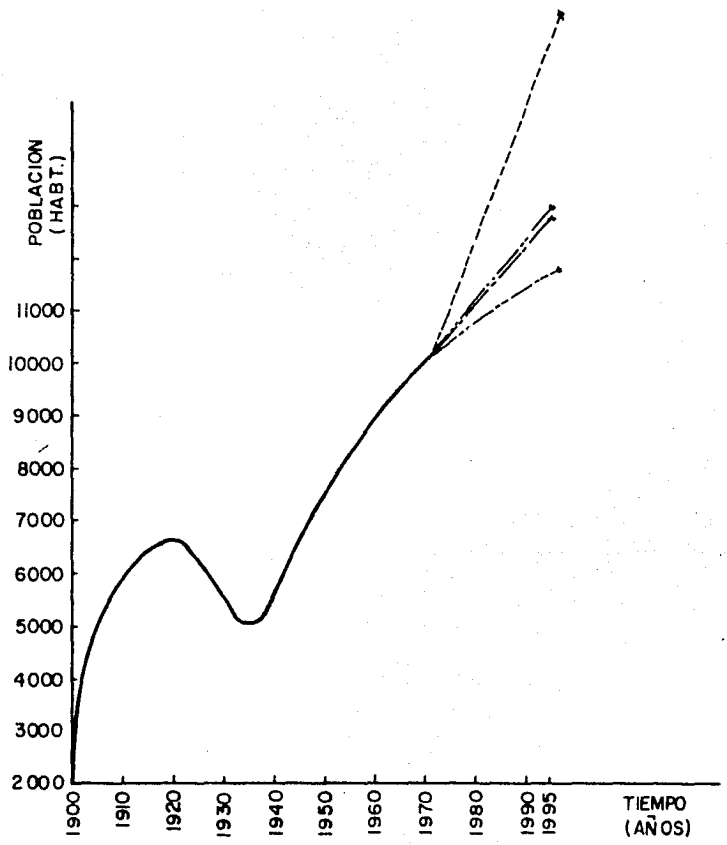
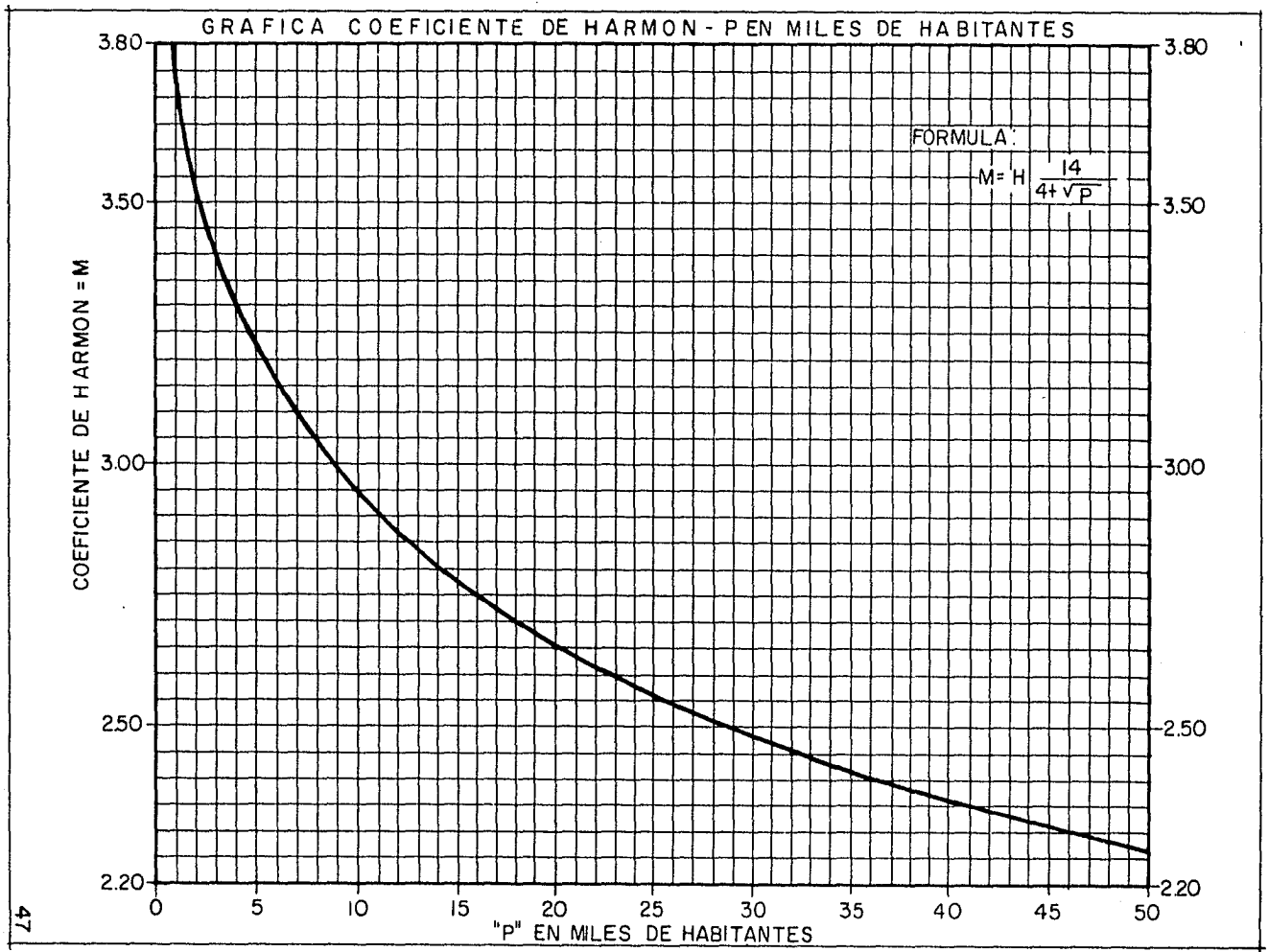


FIGURA I-A

METODO ARITMETICO
METODO DEL INTERES COMPUESTO
METODO DE INCREMENTOS DIFERENCIALES
METODO DE FOLWELL


GRAFICA COEFICIENTE DE HARMON - P EN MILES DE HABITANTES
FORMULA:
$M = H \frac{14}{4+\sqrt{P}}$
COEFICIENTE DE HARMON = M
3.80
3.50
3.00
2.50
2.20
0
5
10
15
20
25
30
35
40
45
50
"P" EN MILES DE HABITANTES

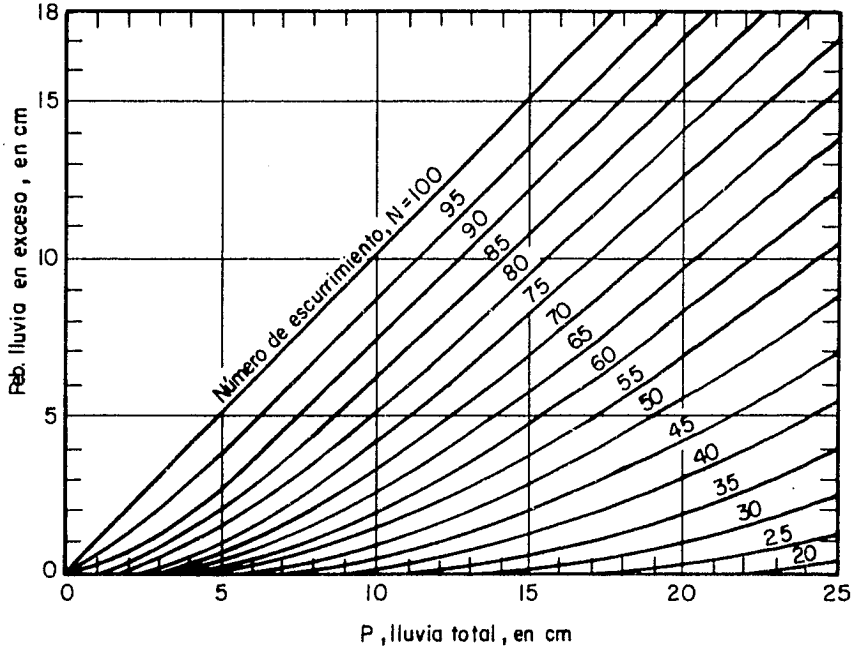
GRAFICA I.3.a

ANEXO I.3.B

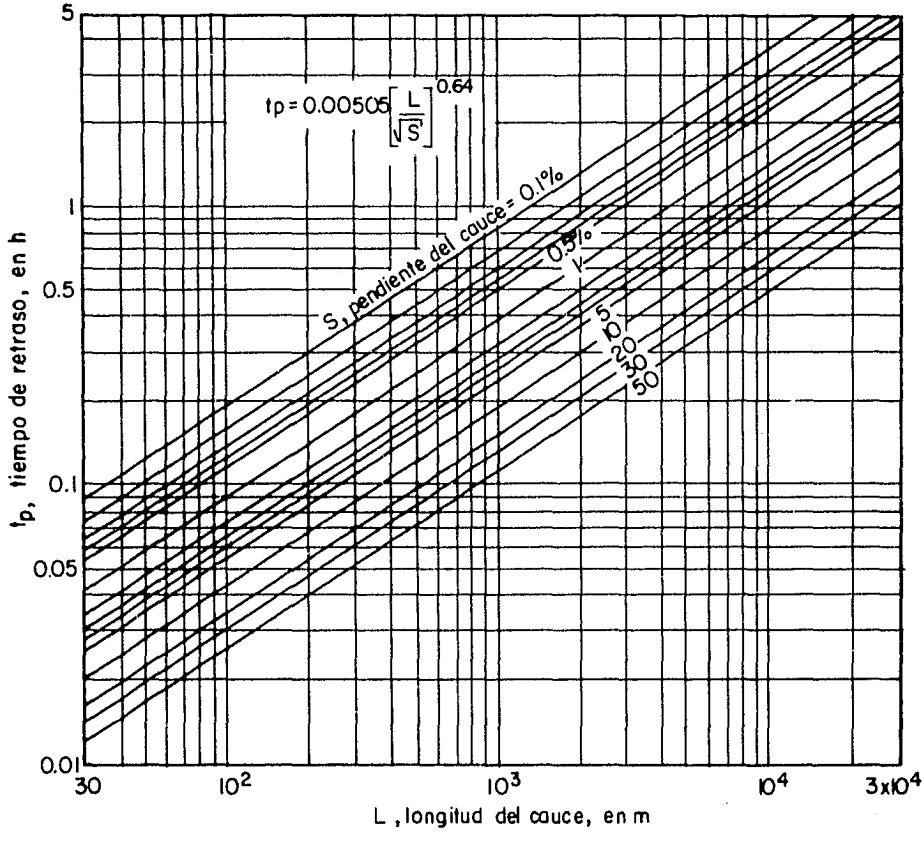
TABLA PARA EL CALCULO DE LA RELACION DEL GASTO MAXIMO AL GASTO MEDIO O COEFICIENTE M, SEGUN BABBIT Y HARMON

POBLACION miles	COEFICIENTE M	
	Babbit	Harmon
1	5.00	3.80
2	4.36	3.59
3	4.02	3.44
4	3.79	3.33
5	3.62	3.21
6	3.49	3.17
8	3.30	3.05
10	3.18	2.96
12	3.04	2.88
14	2.95	2.81
16	2.87	2.75
18	2.80	2.70
20	2.74	2.65
22	2.69	2.61
24	2.64	2.57
26	2.60	2.54
28	2.57	2.51
30	2.53	2.48

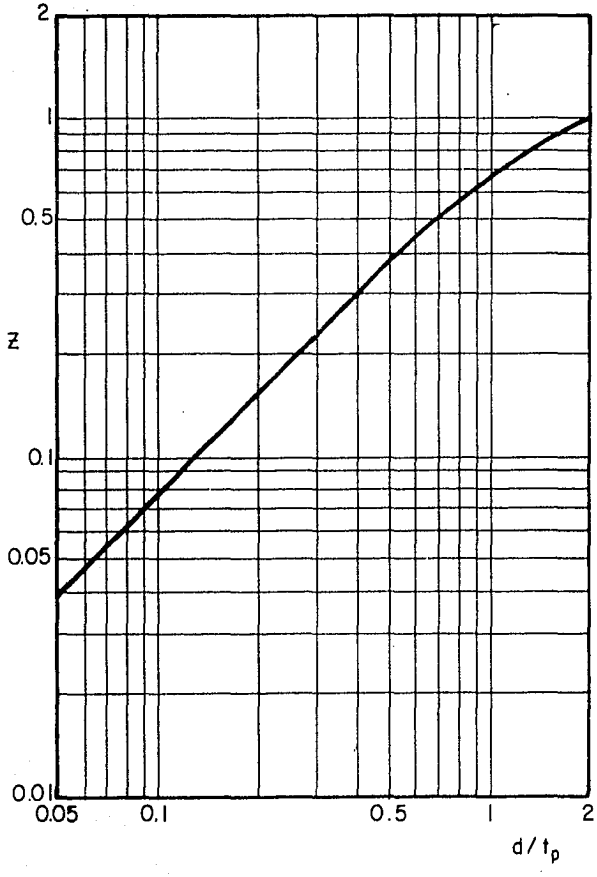
NOTA: Las dos fórmulas son aplicables únicamente para poblaciones que tengan de 1 000 a 100 000 habitantes.
En las fórmulas anteriores:
M : Relación entre flujo máximo horario y el flujo medio diario.
P : Población en miles de habitantes.



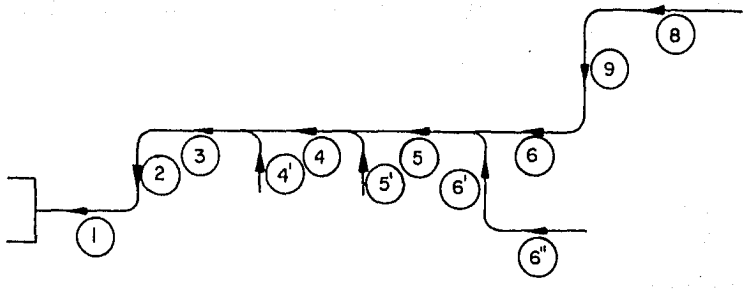
I.32.A Relación entre la lluvia total y la lluvia en exceso para diferentes números de escurrimiento



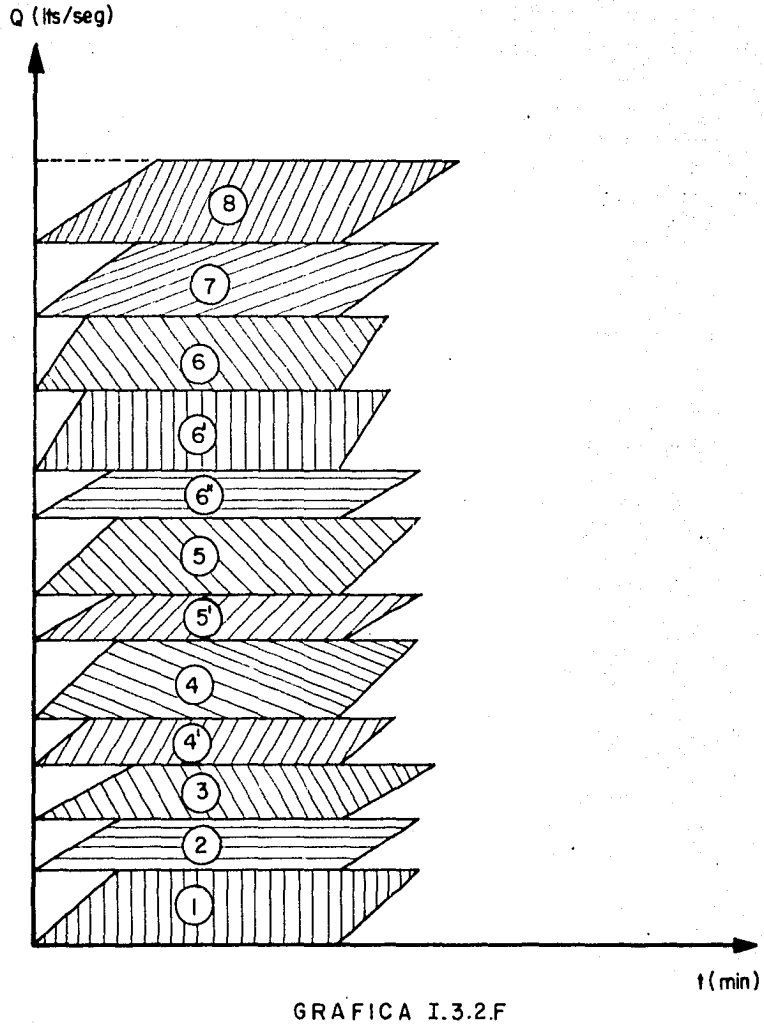
I.3.2.B Determinacion del tiempo de retraso



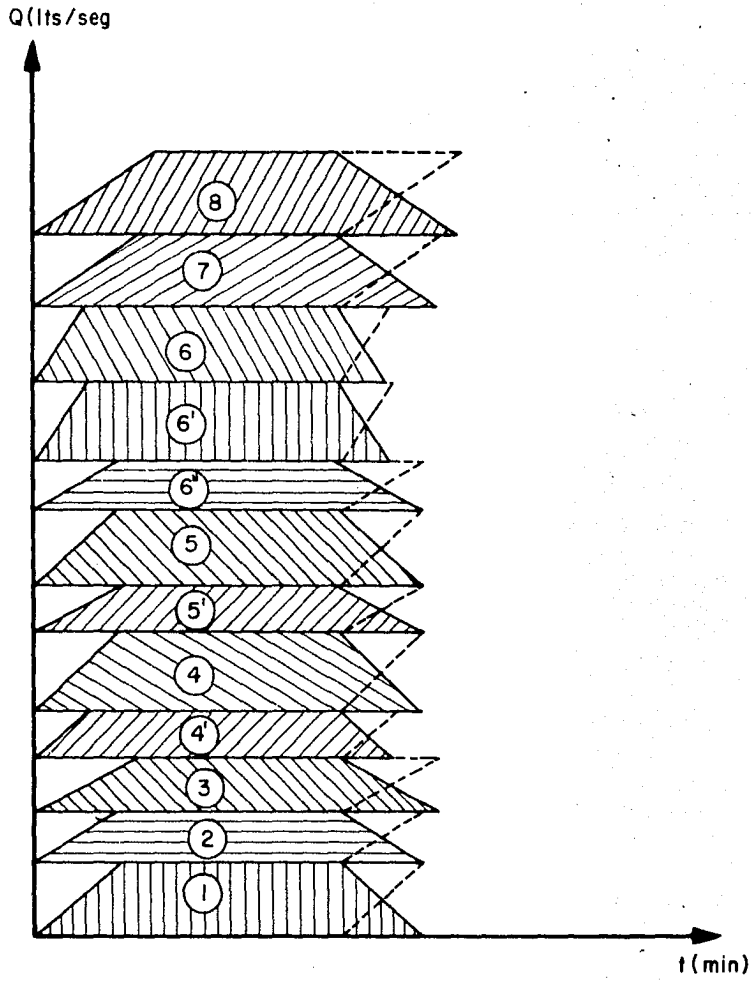
I.32.C Relación entre Z y d/t_p



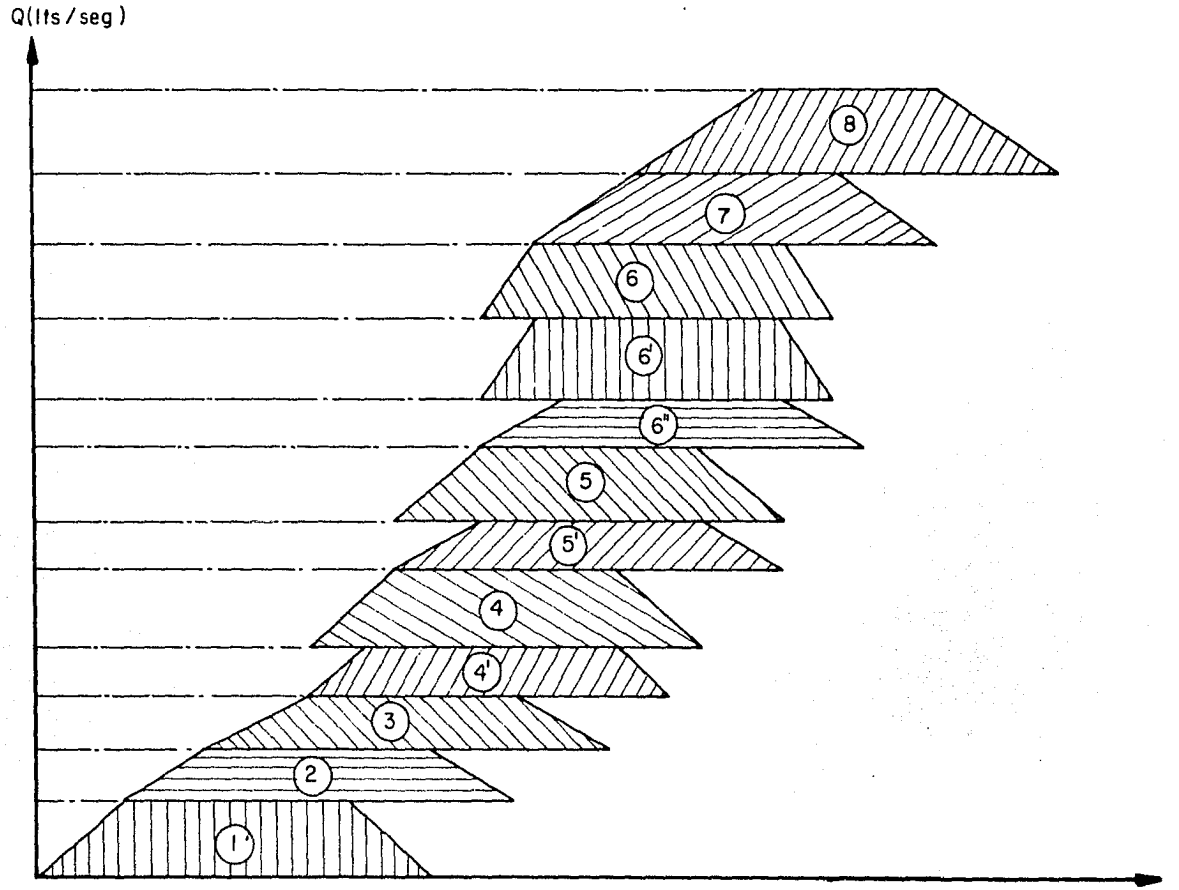
GRAFICA I.3.2.E



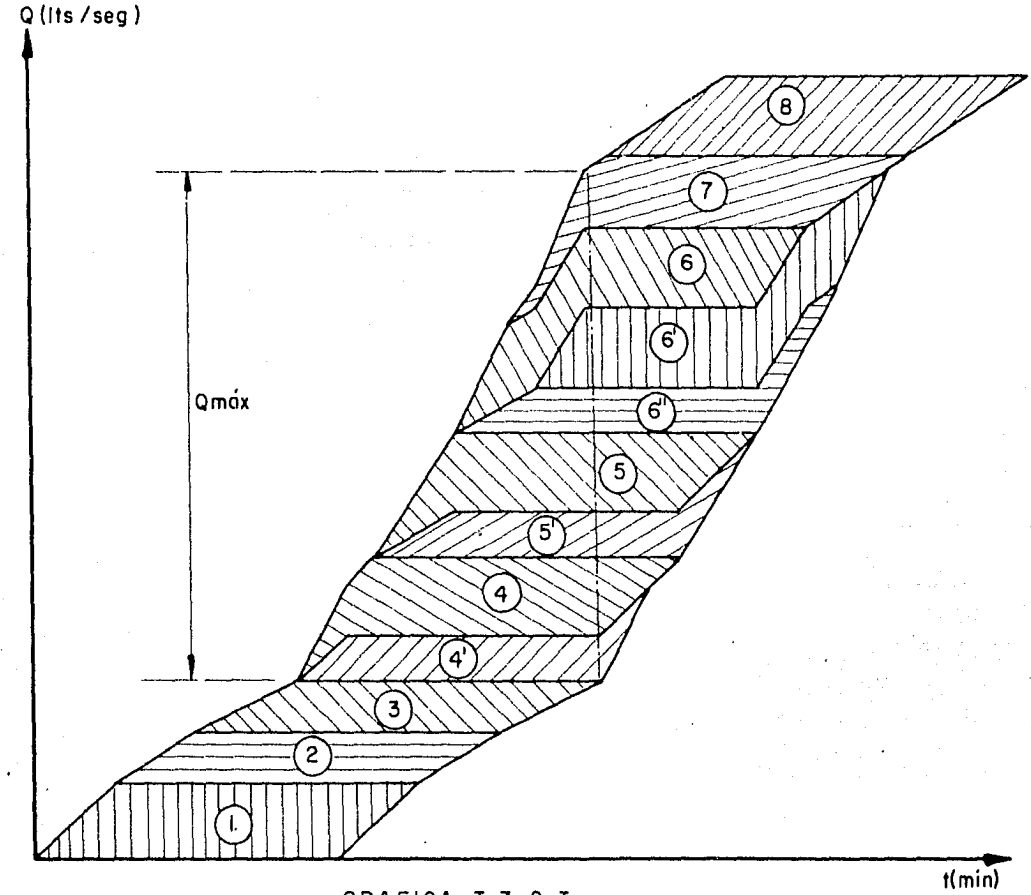
GRAFICA I.3.2.F



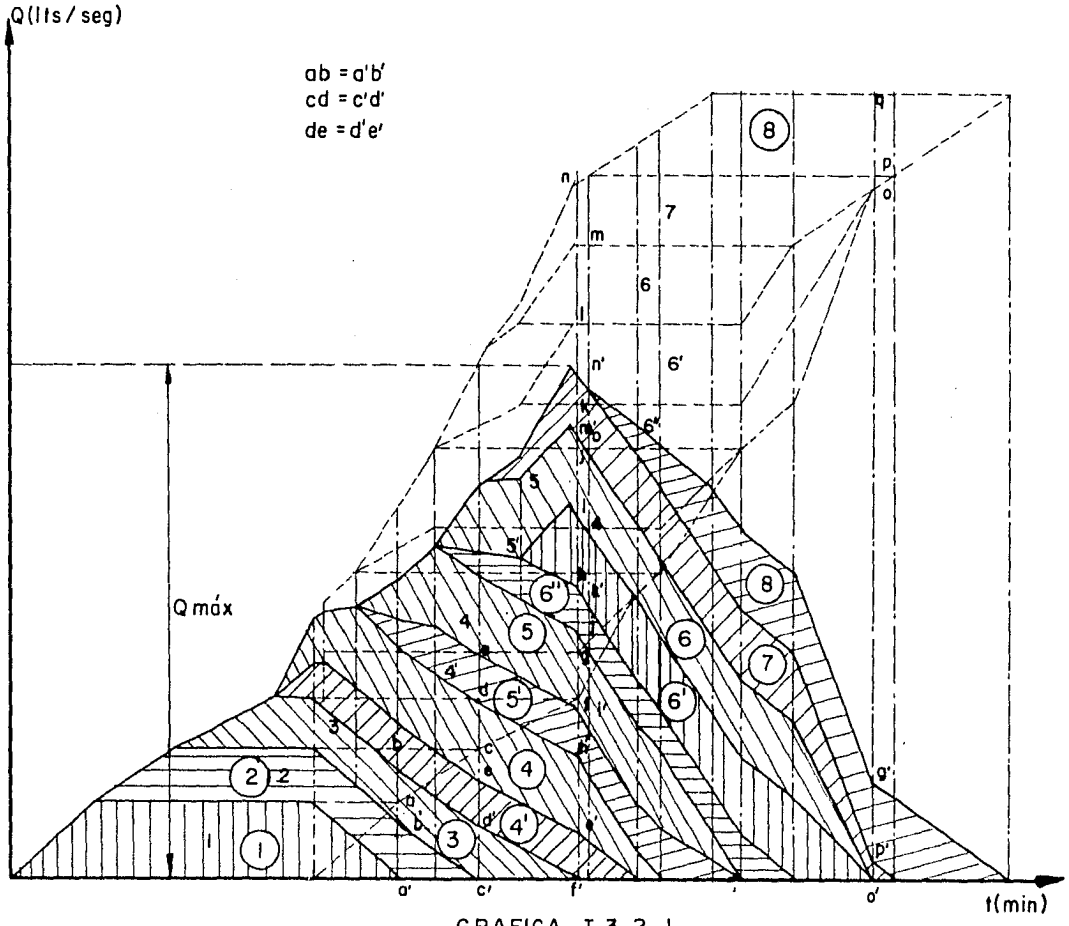
GRAFICA I.3.2.G



GRAFICA I. 3.2. H



GRAFICA I.3.2.I



GRAFICA I.3.2.J

CAPITULO II

TIPOS DE ALCANTARILLADO

II.1 Consideraciones Generales sobre Alcantarillado.

Un proyecto de alcantarillado exige un cuidadoso trabajo de Ingeniería, las alcantarillas deben ser de dimensiones convenientes de tal forma que eviten desbordamientos y daños a propiedades. Estas dimensiones serán función de la estimación del volumen de aguas residuales, especificaciones y estudios de Hidráulica elemental, para establecer un buen funcionamiento de la red. Dentro de este funcionamiento es importante hacer notar las velocidades de las aguas, ya que de no ser lo suficientemente grandes (dentro de sus limitaciones) habrá depósitos de sólidos, lo que dará por resultado producción de olores y obstrucciones.

Desde el momento en que las aguas negras se recogen, se transforman en un peligro para la población, ya que potencialmente afectan la salud de los habitantes. Esta fase del problema, exige un cuidadoso estudio, con objeto de determinar el tratamiento que se crea más conveniente seguir para hacer frente a la situación. En el tratamiento de las aguas negras no existe un método normalizado que cumpla todas las condiciones necesarias para tratarlas, es por eso que se hace necesaria la intervención del ingeniero y de acuerdo con su criterio escoger aquella combinación de métodos de tratamiento que juzgue sea la más satisfactoria.

En la mayoría de las ocasiones, es recomendable sistemas separados por su funcionamiento hidráulico y por presentar ciertas ventajas cuando las aguas negras son tratadas para un aprovechamiento posterior. El drenaje pluvial, puede proyectarse poco después del de aguas negras, cuando las condiciones propias de la población lo requieran, para drenar las aguas de lluvia en la totalidad de la población o aquellos sectores o zonas que presenten problemas de inundación.

Generalmente para cualquier alcantarillado, son necesarios conductos constituídos por tubos de sección circular,y que pueden ser de concreto simple o armado,- de asbesto cemento o barro cocido sin vitrificar o vitrificado según requerimientos técnicos. Debe tomarse en cuenta además para planear un buen alcantarillado,la visita anterior a la población donde se vaya a realizar la obra, ponerse en contacto con las autoridades, comités o grupos interesados en la obra,para recopilar los mayores datos posibles para conocer los recursos humanos y económicos con que cuenta la población, y a partir de ello si es posible recabar un plano de la población y lugares circunvecinos, si no es posible lo anterior,- se procederá a un reconocimiento y levantamiento topográfico del lugar y regiones colindantes,en el que se consignen curvas de nivel y una munuciosa nivelación por el centro de las calles,anotando las cotas en cruces y cambios bruscos de rasantes, localización además del sitio de vertido, trazo general del emisor que debe ser seguro desde el punto de vista sanitario, posteriormente hacer un perfil de la línea. Deben localizarse también los servicios públicos subterráneos cuando la población cuente con ellos tales como agua potable, gas, electricidad, teléfonos, etc., para evitar daños que interrumpan el servicio de algunos de ellos. Haciendo sondeos se puede hacer dicha localización en caso de que no existan planos que especifiquen con claridad su localización.

Las alcantarillas,se proyectarán al centro de las calles,de manera que los ramales y conexiones domiciliarias pasen por debajo de las tuberías.

II.2 <u>Clasificación de alcantarillados y disposición de las diferentes formas de los colectores.</u>

II.2.1 En forma general los alcantarillados suelen clasificarse en:

a) Alcantarillados para aguas negras.

b) Alcantarillados para aguas pluviales.

c) Alcantarillados combinados.

a) Alcantarillados para aguas negras:

Se le conoce también como alcantarillado sanitario y es aquel - formado por una red o conductos que eliminan las aguas negras de una población.

b) Alcantarillados para aguas pluviales.

Generalmente se adiciona posteriormente al alcantarillado de - aguas negras,cuando la población cuenta ya con los recursos económicos suficientes y tiene como función desalojar las aguas pluviales y evitar posibles daños ocasionados por escu-

rrimientos superficiales de precipitaciones pluviales.

Cuando se proyecta un sistema para aguas negras y otro para aguas pluviales se les llama sistemas separados.

c) Alcantarillado combinado.

Los alcantarillados combinados,son aquellos que resuelven simultáneamente el alejamiento tanto de las aguas negras como de las de lluvia en una población, se recurre a este tipo de alcantarillados por razones económicas, procurando siempre que resulten a un costo mínimo.

Dentro de cualquiera de los sistemas mencionados anteriormente,es de vital importancia mencionar la disposición que se de a la red colectora, es por eso que a continuación trataremos de dar lineamientos generales a seguir,para tratar de darle la forma más conveniente,según las circunstancias especiales que presente cada población.

Para la disposición de la red colectora,no hay reglas generales que de antemano y sin la inspección previa de la población por sanear indiquen,la forma que deba darse a la red.

Las condiciones especiales en cada caso ilustran la manera de distribuir adecuadamente las alcantarillas. Sin embargo trataremos de establecer estos lineamientos para que sirvan de guía, y en combinación con las circunstancias peculiares de la población,puedan facilitar los anteproyectos con los cuales el ingeniero pueda formular presupuestos aproximados, definir normas generales por seguir y clase de sistema de alcantarillado más conveniente.

Como datos previos para la localización y disposición de la red de atarjeas y colectores, componentes éstos de la red de alcantarillado, necesitamos conocer la topografía del lugar como ya hemos mencionado anteriormente; los cursos de agua cercana y sus usos, así como la existencia de poblados vecinos; aguas abajo del lugar de vertido y la posibilidad de dañar su salud con los vertidos de estas aguas sucias. Estos últimos datos nos servirán primordialmente para la elección del lugar del vertido de las aguas negras.

Hecha esta localización general en función de la topografía, el siguiente paso será la localización de la red,para ello procuraremos seguir los siguientes modelos de configuración, los cuales nos darán idea de la manera de distribuir nuestros colectores.

II.2.2 Modelos de Configuraciones de Sistemas para Colectores.

II.2.2.1 Canalización perpendicular o transversal.

La canalización perpendicular, es aconsejable en aquellos casos en que se ha considerado un sistema separado, y que el curso del agua tenga una descarga sin objeción, puede decirse que esta forma de sanear zonas existe poco en las poblaciones, pues tiene el inconveniente de que las aguas van a dar a algún río o depósito que se transforma en un foco de contaminación, con el consiguiente peligro para la salud de los habitantes.

Su funcionamiento es el siguiente:

Se divide el área por sanear en zonas paralelas, procurando que sigan una dirección que generalmente existe y que ésta sea transversal a otra que en la mayoría de los casos coincide con el desagüe natural, que bien puede ser algún río o en su defecto algún depósito.

Las aguas en cada una de las zonas mencionadas anteriormente, se recogen mediante un colector que las transporta al desagüe natural antes mencionado, el número de zonas paralelas en que se divida a la población será función de lo grande o pequeño que ésta sea (Figura II.2.D)

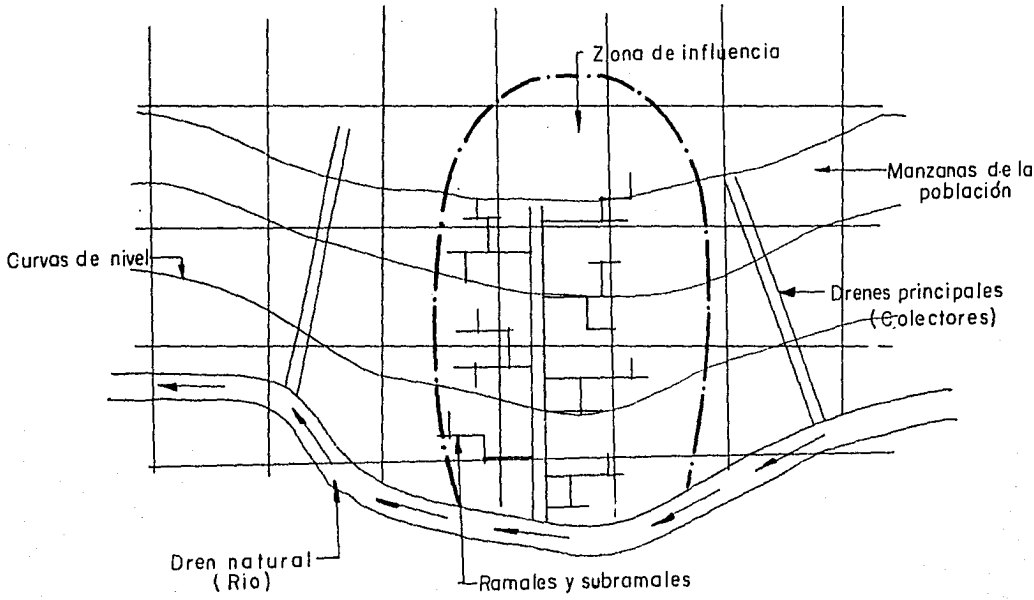


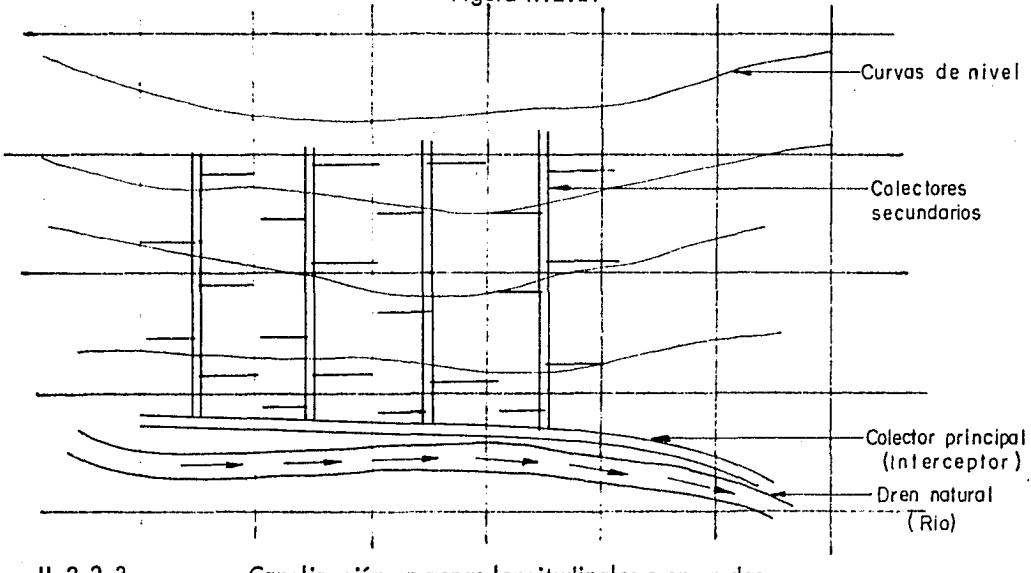
Figura II.2.D

BIBLIOTECA CENTRAL
U. N. A. M.

II.2.2.2 Canalización transversal con intercepción de las aguas en un solo colector paralelo a la corriente.

Esta forma de trazar la red colectora, tiene relación con la mencionada anteriormente, con la única ventaja de que en esta forma se construye un colector paralelo al río, de tal manera que éste recoja las aguas que traen los colectores perpendiculares -- construidos en las dos zonas mencionadas en el sistema anterior, procurando que el desfogue general sea aguas abajo, tiene como inconveniente pendientes cortas disponibles para el - interceptor y su localización en lugares bajos sujetos a filtraciones de las aguas de río, sin embargo este sistema es de mayor aplicación en las poblaciones que el anterior. (Fig. II.2.E)

Figura II.2.E.



II.2.2.3 Canalización en zonas longitudinales o en gradas.

Esta forma de trazar la red colectora, es aplicable cuando en las zonas por sanear no se presentan las condiciones expuestas en los casos anteriores, y cuando la topografía del terreno obliga a dividir en zonas longitudinales, construyéndose un colector - para cada zona, que pueden o no converger a un colector de descarga. También se le llama en Gradas porque al considerar una zona con respecto a otra en la misma población asemejan precisamente gradas.

Lo más conveniente en estos casos, es seguir la división en zonas que - marquen las cuencas naturales del terreno.

Si suponemos por ejemplo una determinada población, cuya topografía

obliga a dividir en tres zonas, éstas podrían denominarse, dependiendo de los niveles y pendientes de cada zona en: zona alta, zona media y zona baja, cada zona sería servida por un interceptor. Estos interceptores descargarán en un depósito desde el cual podrían después bombearse y tratarse el agua que ahí se recoge. (figura II.2.f)

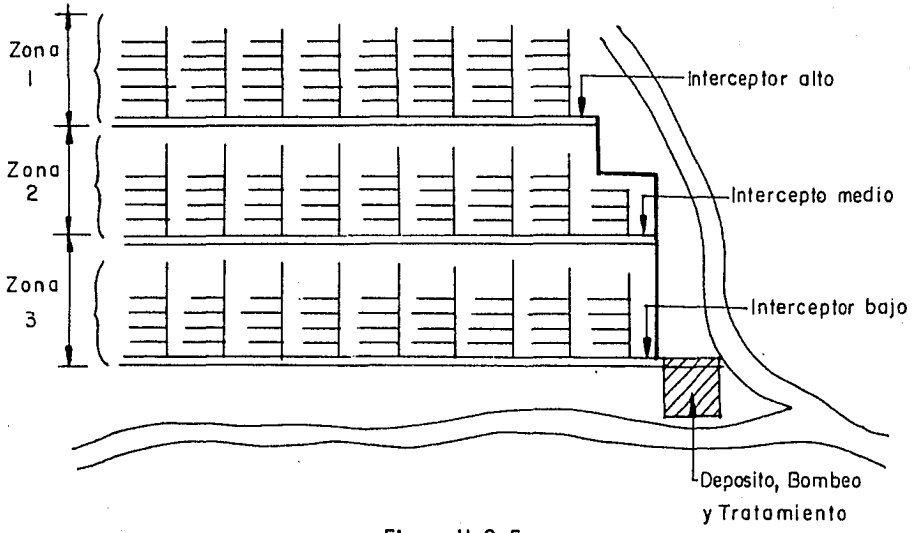


Figura II.2.F

II.2.2.4 Forma radial.

Parace ser ,que esta forma de trasladar las aguas, está en contraposición con las anteriores, ya que en ellas se procura tener los menos desfogues posibles, sin embargo la forma radial, en algunos casos es más conveniente, sobre todo en aquellos lugares en donde la topografía define una loma y la población se extiende a lo largo de ella. En este caso, generalmente los colectores tienen su origen en un sólo centro, y se extienden a lo largo de la población,cubriendo cada uno una zona determinada a la cual da servicio,con la posibilidad de abarcar zonas vecinas,a medida que éstas vayan creciendo. Este tipo de modelo tiene la ventaja de poder establecer depuradores de aguas negras en los sitios donde se localicen los desfogues (fig. II.2.G)

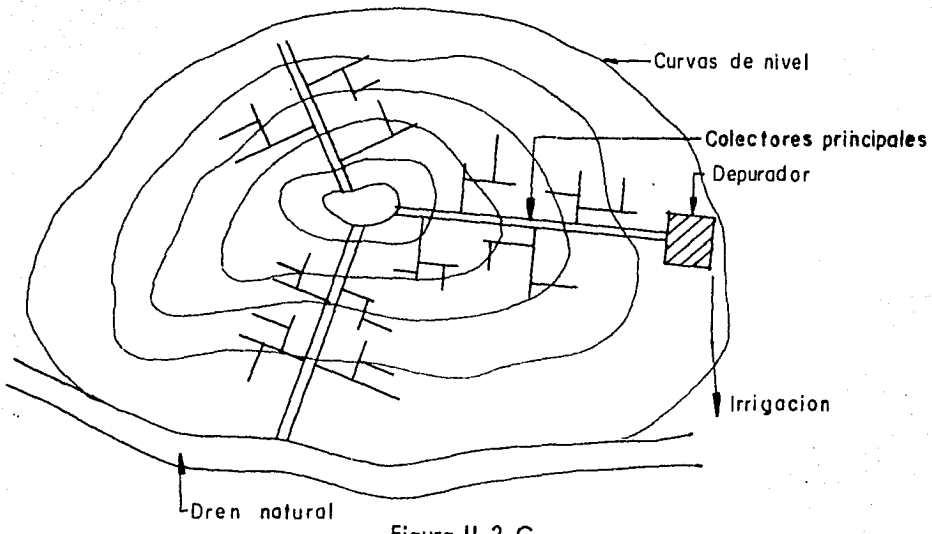


Figura II.2.G

II.2.2.5 Configuración en forma de abanico.

Esta forma de evacuar las aguas negras es usual en aquellas poblaciones cuya topografía es tal que no permite más que la construcción de un solo interceptor principal que recoja las aguas. Este interceptor, cubrirá toda la población con colectores secundarios los cuales tendrán una distribución tal que se extienden a lo largo de la población en forma de abanico, además cada colector secundario tendrá ramales y subramales, de tal manera que le dé un servicio adecuado a la población. Las aguas que se recogen en el interceptor principal, pueden descargar en algún depósito para después de éste bombearlos hacia donde exista una descarga general (Fig. II.2.H).

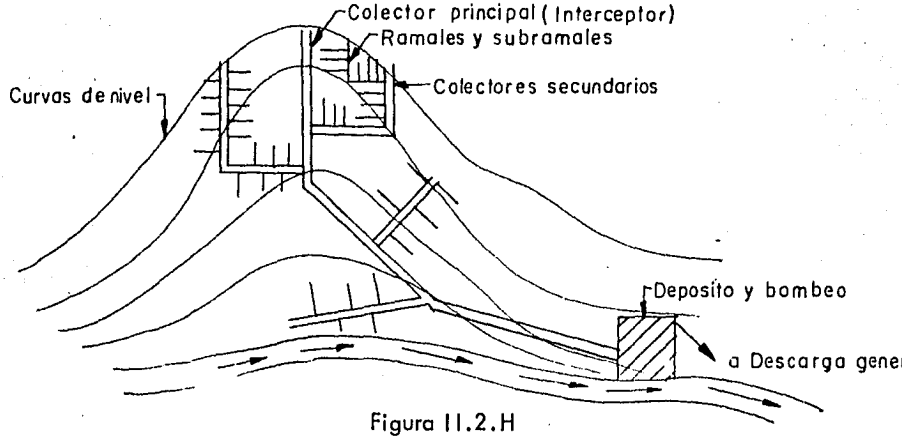


Figura II.2.H

II.2.3 Redes de atarjeas.

Una vez terminado el colector, quedan definidas las atarjeas que deben cubrir la zona a sanear, procurando que éstas tengan buena pendiente dentro de los límites, y evitar fuertes desniveles, que vendrían a redituar en caídas de corrientes provocando malos olores. Para

Para la distribución de la red de atarjeas, es conveniente considerar los siguientes factores:

1.- El número de casas de construcción permanente, debe ser más o menos alto.

2.- Deben tener servicio de agua potable, de preferencia en tomas domiciliarias.

El grupo de casas construídas en la población podemos clasificarlas en:

a) Casas y edificios permanentes.

b) Jacales y chozas.

Considerando todo lo anterior, para fines del proyecto de alcantarillado podemos clasificar a la población en estudio, en diferentes zonas.

Zona A.- Será la que cuente con servicio domiciliario o hasta donde se extienda la red de agua potable al momento de hacer los trabajos de alcantarillado.

Zona B.- Será la que en un futuro inmediato, tenga el servicio de agua. En términos generales podemos decir, que esta zona será la que circunde a la anterior o bien nuevas colonias.

Zona C.- Será aquella que por la pobreza de sus habitantes, la baja calidad de las construcciones y su baja densidad, no justifique la instalación inmediata de atarjeas, muchas veces a pesar de que existan líneas de distribución de agua potable.

Zona D.- De probable crecimiento, generalmente la extensión de la población se efectúa hacia las partes altas, buscando clima más fresco o bien para protegerse de las inundaciones.

A continuación describiremos la manera de localizar los colectores y las atarjeas, considerando los sistemas anteriores y contando ya con el plano topográfico actualizado de la población.

2.1 En el plano topográfico, localizaremos las cotas en los cruceros de las calles y donde se intercepten encontraremos sus elevaciones, también en los puntos

centrales de las deflexiones de las calles, cuando éstas no sean rectas procederemos de igual manera.

2.2 Indicación del sentido del escurrimiento superficial: primero dibujaremos los pozos de visita de los cruceros de las calles y de los puntos intermedios en que existan cambios bruscos de pendiente, después sobre los ejes de las calles dibujados procederemos a obtener el sentido de escurrimiento superficial de acuerdo con las diferencias de cotas en los pozos de visita.

2.3 Localización y trazo del emisor, colectores y semicolectores: tomaremos el punto más alto y lejano respecto al desfogue, después por las zonas más densamente pobladas y procurando que además sean las más bajas, se va trazando el colector y colectores de acuerdo a los lineamientos generales establecidos en este Capítulo. Es decir haremos la disposición de los colectores siguiendo estos lineamientos hasta llegar al punto de desfogue.

2.4 Trazo de la red de atarjeas, después de efectuada la localización del colector, el paso siguiente será localizar la red de atarjeas de acuerdo con los sistemas que estudiaremos enseguida (peine, doble peine y balloneta). Esta disposición de atarjeas se facilitará o dificultará de acuerdo con la buena o mala localización de los colectores. En la localización del trazo de las atarjeas, trataremos de:

a) De que éstas sigan, hasta donde sea posible, la pendiente del terreno, con objeto de tener excavaciones mínimas y con esto reducir los costos.

b) Que la red sea regular en su trazo hasta donde sea posible.

c) Que sirva correctamente a los lotes de ambos lados de la calle.

d) Evitar el número de cruzamientos posibles, si en la población de que se trate se tengan arroyos, ríos u otros drenes naturales, teniendo especial cuidado al cruzarlos.

Posteriormente las atarjeas se localizan en cada una de las calles de la población teniendo varias disposiciones, tales como las llamadas en forma de peine (fig, II.2.3.A) que se coloca transversal al colector recibiendo tramos tributarios de aguas de un lado, o de los dos lados. Localizando la alcantarilla principal en el lugar que se crea conveniente para recibir ramales y subramales formando una buena ramificación, procurando que la atarjea principal sea la más larga y que de ella salgan ramalas y subramales.

Pueden disponerse también las atarjeas en forma de bayoneta (fig.

II.2.3.B) de tal manera, que las atarjeas forman una línea quebrada en cada crucero, quedando todas las cabezas de las atarjeas en la misma calle: teniendo como único inconveniente que algunas veces las bayonetas son muy largas.

Debe procurarse en las atarjeas ligarlas para que unas funcionen como aliviadoras de otras, en los caudales de aguas, deben evitarse corrientes contrarias a los conductos de desfogue.

Figura II.2.3.A

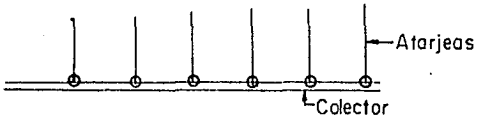
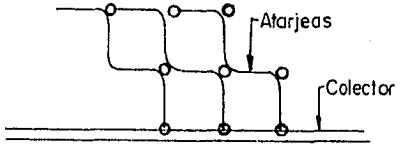
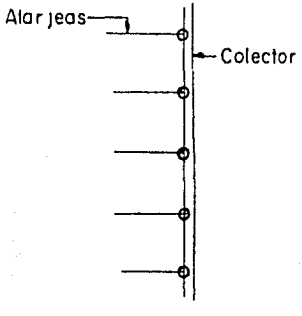
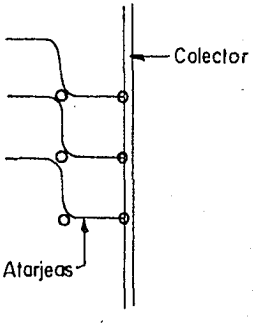


Figura II.2.3.B







II.3 Especificaciones Generales.

Dentro de las especificaciones generales para un alcantarillado,pueden mencionarse las siguientes:

II.3.1 Período económico de proyecto.

Generalmente debe considerarse el período económico de proyecto comprendido entre 20 y 30 años por lo que respecta a las obras en sí ,y de 12 a 15 años en lo referente al equipo mecánico, si es que lo hay.

Sin embargo debe analizarse cada caso particular, en cuanto a técnica y economía con que se cuenta, sirviendo como guía el siguiente dato:

Para localidades de 2 500 a 15 000 usuarios de proyecto: 5 a 10 años.

Para poblaciones con más de 15 000 usuarios de proyecto: 15 a 20 -

años.

II.3.2 Población de proyecto.

Para el cálculo de la población de proyecto pueden utilizarse cualquiera de los métodos antes mencionados (Capítulo I) tomando en cuenta el período económico y características de la localidad.

II.3.3 Aportación de aguas negras.

El alcantarillado de cualquier población está relacionado con el servicio de agua potable de la misma, por lo tanto, para la aportación de aguas negras se toma en consideración la dotación de agua potable.

Generalmente se considera la aportación unitaria de aguas negras como el 75 % de la dotación de agua potable considerando que 25 % se pierde antes de llegar la aportación al alcantarillado.

Ya que la aportación de aguas negras está basada en la dotación de agua potable, en el Capítulo I se muestra una tabla de dotaciones, la cual puede servir como guía para el cálculo de la aportación en función del clima y número de habitantes de la población de proyecto.

II.3.4 Coeficiente de previsión.

Como su nombre lo indica, el coeficiente de previsión, se aplica al gasto máximo instantáneo de aguas negras y tiene un valor comprendido entre 1.00 y 2.00 pretendiéndose con él prever aportaciones de otra índole, como puede ser de aguas pluviales, aguas industriales o excesos de aguas negras. Sin embargo este coeficiente tiene valor de 1.00 cuando existen sistemas separados para aguas negras y pluviales. En el Capítulo I se mencionan estos coeficientes y la manera de cómo incrementan este gasto.

II.3.5 Pendientes y velocidades mínimas y máximas.

Se procurará, de ser posible, seguir las inclinaciones naturales del terreno, si es que éste permite una pendiente adecuada, con el fin de excavar lo menos posible al colocar las tuberías, de no ser posible lo anterior, puede considerarse como pendiente mínima aquella que produce una velocidad de 45 cm/seg al caudal que escurra con tirante igual al 25 % del diámetro del tubo y como pendiente máxima aquella que produce una velocidad de 3.00 m/seg al caudal que escurra a tubo lleno, en condiciones normales. En el cuadro 3.5.A se muestran las diferentes pendientes empleadas en alcantarillado para

diferentes diámetros de tuberías.

Diámetro mínimo permitido.

La experiencia de muchos años en alcantarillados, ha demostrado que el diámetro mínimo que deben tener las tuberías es de 20 cm para evitar frecuentes obstrucciones en ellas.

II.3.6 Profundidades de instalación de los conductos.

La profundidad mínima en la instalación de conductos,está regida principalmente por dos factores y que son: el colchón mínimo, que generalmente se considera de 0.80 m,pretendiendo con él evitar rupturas de conductos debidas a cargas vivas; el otro factor a considerar, es permitir la correcta conexión de las descargas domiciliarias al alcantarillado,tomando en cuenta que el albañal exterior debe tener una pendiente mínima de 1 %, y que el registro interior al paramento del predio tenga 0.90 m de profundidad mínimos. En lo que se refiere a la profundidad máxima conveniente, puede decirse que será aquella que no ofrezca dificultades constructivas mayores, y que la cohesión del terreno la permita, sin embargo se ha considerado como profundidad máxima normal 4.00 m.

II.3.7 Anchos de zanjas en que se instalarán los conductos.

Para la determinación de los anchos necesarios de las zanjas,se recurre a la tabla 3.7.A que se presenta al final en la cual los anchos están determinados en función de la profundidad de su fondo y del diámetro de la tubería.

II.3.8 Plantilla o cama de apoyo en el fondo de las zanjas.

Comúnmente en el fondo de las zanjas,suele ponerse una cama de apoyo que ofrezca estabilidad a las tuberías,para que tengan éstas un asiento correcto; además de que dependiendo del tipo de encamado depende también la carga que una tubería puede soportar independientemente de su calidad.

II.3.8.1 Tipos de encamados.

a) Uno de los métodos de encamados,consiste en apoyar la tubería en concreto simple o reforzado de espesor adecuado en la parte más baja del tubo, y extendiéndose hacia arriba por ambos lados,en una altura inferior o mayor a su diámetro exterior alcanzando factores de carga que oscilan entre 2.25 y 3.4. Puede considerarse que la cama de arena húmeda compactada,es comparable a la anterior con resultados semejantes.

b) Otro tipo de encamado, es aquel en que la tubería se apoya en material fino colocado en el fondo de la zanja,en un ancho cuando menos de 60 % de su

diámetro exterior,cubriendo el resto y hasta una altura de 30 cm. arriba del lomo del tubo, con material granular fino compactado cuidadosamente en capas no mayores de 15 cm. obteniendo factores de carga aproximados de 1.90 m.

c) La tubería se apoya sobre tezontle hasta cubrir cuando menos - 50% de su diámetro exterior, cubriendo el resto y hasta una altura de 15 cm arriba del lomo de la tubería con material granular fino compactado a pala obteniéndose un factor de - carga aproximado de 1.5.

d) Por último se menciona el encamado que no tiene ningún cuidado especial para conformar el fondo de las zanjas,en el que se apoyará la tubería y en - la cual no se tiene tampoco ningún control en cuanto a los rellenos, por lo que se considera inadmisible para la instalación de tuberías.

Estos tipos de camas deben elegirse a juicio del ingeniero residente - y cuando la naturaleza del terreno lo permita, en la figura II.3.8.1.A se muestra la forma en que se coloca la tubería.

II.3.9 Clases de tuberías por emplear.

La clase de tubería por emplear,estará en función de la profundidad, ancho, condición y cama de las zanjas o terraplenes y son principalmente las siguientes:

a) Tuberías de concreto simple.

Se emplean generalmente en diámetros de 20, 25, 30 , 38 y - hasta 45 cm., que de acuerdo con su espesor pueden ser de " resistencia estándar "o de - " resistencia extra ".

b) Tuberías de concreto reforzado.

Se utilizan en diámetros de 45 cm en adelante, dependiendo - del tipo de pared, tienen una resistencia que oscila entre 280 kg/cm2 hasta 420 kg/cm2.

Se aconseja que para descargas domiciliarias,se usen tuberías de concreto simple de 15 cm de diámetro y codos de 45 y 15 cm de diámetro. Cuando la conexión de albañal se haga a tuberías principales,se aconsejan diámetros de 20 y 25 cm de diámetro sin olvidad " yes " integradas a las tuberías de 15 cm de diámetro, codos de 45 y 15 cm de diámetro que permitan una conexión perfecta sin obstrucciones y sin dificultad para la limpieza del conducto principal.

En la tabla II.3.9.A se muestran las disposiciones que se siguen para tuberías de concreto simple y concreto armado.

II.3.10 Transiciones, conexiones, cambios de dirección horizontal y de pendiente.

a) Transiciones.- Las transiciones deben hacerse dentro de un pozo de visita o caja especial,cuando se presentan cambios de una sección a otra, en conexiones y variaciones de dirección o pendientes de las tuberías, indicando en cada caso cotas de sus plantillas de llegada y de salida.

b) Conexiones.- A excepción de las descargas domiciliarias las conexiones entre dos conductos,se hace mediante pozos de visita comunes si los diámetros por conectar varían entre 20 y 60 cm, mediante pozos de visita especiales si los diámetros varían entre 76 y 122 cm, utilizando cajas de visita para diámetros mayores de 122 cm, indicando en cualquiera de los casos anteriores,las cotas de las plantillas de los conductos sin dejar de considerar que las conexiones se harán desde un punto de vista hidráulico.

La conexión de un albañal domiciliario con una atarjea, subcolector o colector, se ejecutará instalando un codo de 45 del mismo material que las tuberías por conextar y del diámetro igual al albañal. (Figuras II.3.10.A , II.3.10.B).

c) Cambios de dirección horizontal.

Cualquier cambio de dirección horizontal que se presente en un proyecto de alcantarillado,debe absorberse mediante pozos de visita, presentándose los siguientes casos:

Para diámetros de tuberías de 61 cm o menores, con un solo pozo de visita permitiéndose hasta 90° de ángulo entre tuberías. Para diámetros mayores de 61 cm un pozo o caja de visita permitiéndose como máximo ángulos de 45° entre tuberías, para ángulos mayores se usará tantos pozos como ángulos de 45° o fracciones sean necesarias.

Para colectores de diámetros igual o mayor de 122 cm y siempre que las condiciones que se presenten lo permitan cualquier cambio de dirección horizontal,se hará instalando los tubos en curva con cuerdas iguales a la longitud del tubo teniendo en cuenta que el grado de la curva será igual o menor al doble de la deflexión máxima que permita la junta entre tubo y tubo.

b) Cambios de pendiente.

Cualquier cambio de pendiente que se presente en las tuberías se absorberá en cajas o pozos de visita.

II.3.11 Pozos de visita.

Los pozos de visita son estructuras que se colocan sobre las tuberías, teniendo acceso a la superficie de la calle, se construyen con el propósito de inspeccionar y facilitar la limpieza de los conductos así como para la ventilación de los mismos, se colocan en conductos de hasta 1.22 m siendo de forma troncocónica suficientemente amplia para dar paso a un hombre y permitirle maniobras en su interior, teniendo por piso una plataforma que permita prolongar y encauzar las corrientes, cuenta además con una escalera de peldaños de fierro fundido empotrados en las paredes del pozo que permite el ascenso y descenso de personal, cuenta con un brocal de fierro fundido o concreto que protege su desembocadura y con una tapa perforada también de fierro fundido o concreto que cubre la boca. Los pozos de visita pueden clasificarse en comunes y especiales (Figs. II.3.11.A, II.3.11.B, II.3.11.C)

II.3.11.1 Dimensiones de pozos de visita.

Para sección transversal elíptica, las dimensiones serán: 0.90 m para el semieje menor, 1.20 m para el semieje mayor.

Para diámetros de tubo de hasta 61 cm, se usan pozos de visita comunes cuya base tiene 1.20 m de diámetro interior mínimo. Para diámetros de tubos de 76 a 107 cm. se usan pozos de visita especiales con diámetro interior de 1.50 m en su base.

Para diámetros de tubo de 1.22 m se utilizarán pozos de visita especiales cuyo diámetro interior será de 2.00 m en su base.

Nota.- La base superior de los pozos mencionados anteriormente será de 0.60 m de diámetro.

A profundidad igual o menor de 1.50 m, los pozos tendrán forma de botella, cuando la profundidad sea mayor de 1.50 m, se construirá una parte en forma cilíndrica con el diámetro interior que corresponda a la clasificación del pozo, seguida de otra parte troncocónica con paredes inclinadas a 60°, que se rematará con otra parte cilíndrica de 0.60 m de diámetro y 25 cm de altura que recibirá el brocal y la tapa.

II.3.11.2 Materiales usados en pozos de visita.

Para la construcción de pozos de visita puede usarse tabique rojo recocido, concreto o mampostería de piedra, cuando se use tabique el espesor mínimo será de 28 cm a cualquier profundidad.

La cimentación del pozo puede ser de mampostería o de concreto, en

cuanto a las banquetas del pozo pueden ser de tabique o piedra.

Los materiales mencionados anteriormente, pueden juntearse con mortero cemento - arena 1:5.

Los pozos deben aplanarse con mortero cemento - arena 1:4 y pulido - con mortero de 1:2 teniendo el aplanado un centímetro mínimo de espesor; se aplanará - tanto interior como exteriormente cuando se trate de evitar entradas de aguas freáticas y - pluviales.

II.3.12.1 Cajas de visita.

Las cajas de visita, deben emplearse en entronques de tubos cuyo diámetro sea superior a 61 cm; siendo su chimenea igual a los pozos de visita comunes o especiales.

Separación máxima entre cajas de visita.

Para tramos rectos y de pendiente uniforme será:

De 125 m para tubos de diámetro hasta de 76 cm.

De 175 m para tubos de diámetro de 76 a 122 cm.

De 250 m para tubos de diámetros mayores de 1.22 cm.

Las separaciones anteriores, podrán aumentarse en un 10 % dependiendo de las distancias entre cruceros de calles.

Pozos y cajas de caídas.

Son semejantes en forma y dimensiones a los pozos o cajas de visita, teniendo como única función, efectuar cambios bruscos de nivel por medio de una caída - ya sea libre o conducida, entubada a una estructura menor o caja adosada al pozo o caja de visita, generalmente se construyen en terrenos inclinados para no sobrepasar las pendientes especificadas.

PENDIENTES EN UN ALCANTARILLADO DE AGUAS NEGRAS

DIAMETRO cm	M I N I M A S						M A X I M A S								
	En casos normales			En casos excepcionales			En casos normales			En casos excepcionales			En casos extraordinarios		
20	3.8	20.69	0.643	2.0	15.01	0.467	83.0	96.70	3.008	170	138.39	4.304	800	300.21	9.337
25	2.8	31.71	0.641	2.0	26.80	0.542	61.5	148.63	3.005	126	212.75	4.301	700	501.46	10.139
30	2.2	44.97	0.641	1.3	34.57	0.493	48.5	211.19	3.012	99.0	301.73	4.303	400	606.50	8.649
38	1.6	72.88	0.641	1.3	65.68	0.578	35.0	340.87	2.998	72.0	488.91	4.300	325	1 038.73	9.136
45	1.3	102.85	0.646	1.1	94.63	0.594	28.0	477.38	2.998	57.5	684.11	4.297	165	1 158.87	7.278
60	0.9	184.12	0.651	0.8	173.57	0.614	19.0	845.98	2.991	39.0	1212.02	4.286	140	2 296.38	8.120
76	0.7	308.15	0.672	0.6	282.41	0.622	14.0	1364.43	3.005	28.5	1946.78	4.287	130	4 157.74	9.157
91	0.5	417.06	0.641	0.4	373.04	0.573	11.0	1956.23	3.005	22.5	2797.81	4.299	120	6 461.26	9.929
107	0.4	574.42	0.638	0.3	497.45	0.553	8.9	2709.56	3.012	18.1	3864.16	4.296	120	9 949.34	11.060
122	0.4	815.13	0.697	0.3	705.90	0.604	7.4	3505.87	2.999	15.2	5024.86	4.298	110	13 517.27	11.561
152	0.3	1266.47	0.699	0.3	1266.47	0.699	5.5	5422.71	2.993	11.3	7772.25	4.290	95	22 537.60	12.438

CUADRO II.3.5.A

S = Pendiente en milésimos.

Q = En litros por segundo.

V = En metros por segundo

n = 0.013 (Manning).

DIAMETRO NOMINAL		PROFUNDIDAD DEL FONDO DE LA ZANJA										
Centimetros	Pulgadas	hasta de 1.25 m	de 1.26 m a 1.75m	de 1.76 m a 2.25m	de 2.26m a 2.75m	de 2.76m a 3.25m	de 3.26m a 3.75m	de 3.76m a 4.25m	de 4.26m a 4.75m	de 4.76m a 5.25m	de 5.26 m a 5.75m	de 5.76m a 6.25m
15	6	60	60	65	65	70	70	75	75	75	80	80
20	8	60	60	65	65	70	70	75	75	75	80	80
25	10	70	70	70	70	70	70	75	75	75	80	80
30	12	75	75	75	75	75	75	75	75	75	80	80
38	15		90	90	90	90	90	90	90	90	90	90
45	18		110	110	110	110	110	110	110	110	110	110
61	24		135	135	135	135	135	135	135	135	135	135
76	30		155	155	155	155	155	155	155	155	155	155
91	36			175	175	175	175	175	175	175	175	175
107	42			190	190	190	190	190	190	190	190	190
122	48				210	210	210	210	210	210	210	210
152	60				245	245	245	245	245	245	245	245
183	72					280	280	280	280	280	280	280
213	84					320	320	320	320	320	320	320
244	96						360	360	360	360	360	360

NOTAS:

1.- Los diámetros de los tubos y los anchos de zanja están expresados en centímetros.

2.- Las tuberías que se instalarán serán de juntas de macho y campana a no ser que expresamente se estatuya otro tipo de junta.

3.- El colchón mínimo sobre el lomo del tubo será de noventa centímetros, excepción hecha de los lugares en que, por razones especiales, se indiquen en los planos otros colchones.

4.- En todas las juntas se excavarán conchas para facilitar el junteo de los tubos y la inspección de éste y se estimarán y pagarán por separado.

5.- A las excavaciones se les podrá dar el talud que se desea, pero sólo se tomarán en cuenta el volumen correspondiente a zanja de paredes verticales con el ancho fijado en esta tabla y el precio unitario correspondiente. Si alguna Dependencia autoriza por escrito "ademe provisional" el "ancho de zanja" será el de esta tabla más el ancho ocupado por ese ademe. Es indispensable que a la altura del lomo del tubo, la zanja tenga realmente como máximo el "ancho de zanja" que se tomará en cuenta, según esta "Nota No. 5."

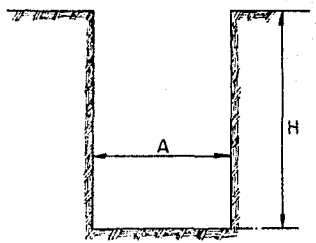
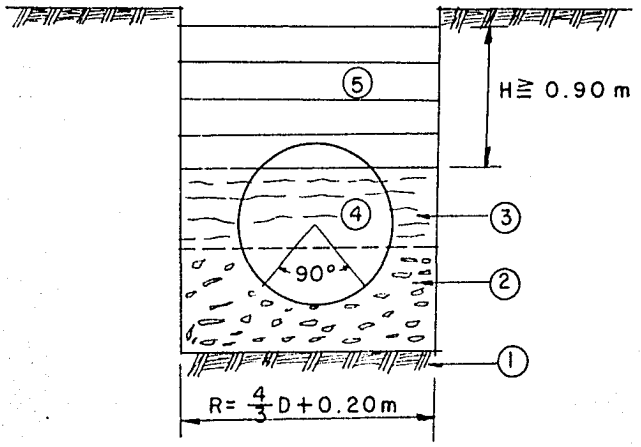


TABLA II.3.7.A

COLOCACION DE LA TUBERIA



(1) .- Piso.

(2) .- Cama de tezontle, grava, pedacería de tabique (espesor mínimo = 10 cm)

(3) .- Tierra (arcilla) a 3/4 del diámetro del tubo.

(4) .- Tubo.

(5) .- Camas compactadas de 10 a 15 cm de espesor.

FIGURA II.3.8.1.A

1 El diámetro mínimo para los interceptores será de 20 cm.

2 Velocidad de escurrimiento en tubería de aguas pluviales a tubo lleno, 0.60 m/s a 5.00 m/s y velocidad mínima a tubo parcialmente lleno 0.30 m/s.

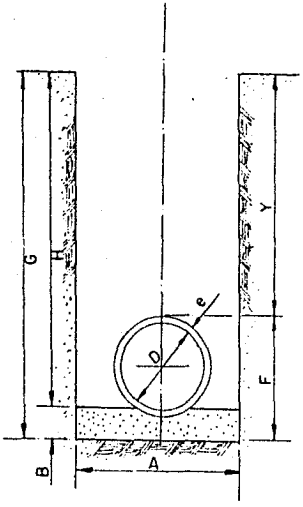
3 Pozos de visita en todos los puntos de inflexión, cambios de pendiente o diámetros y en conexiones con otro interceptor.

4 Se colocará doble pozo en cambios de dirección con ángulos mayores de 45° y diámetros de 60 cm.

5 Distancia máxima entre pozos de visita es de 120 m.

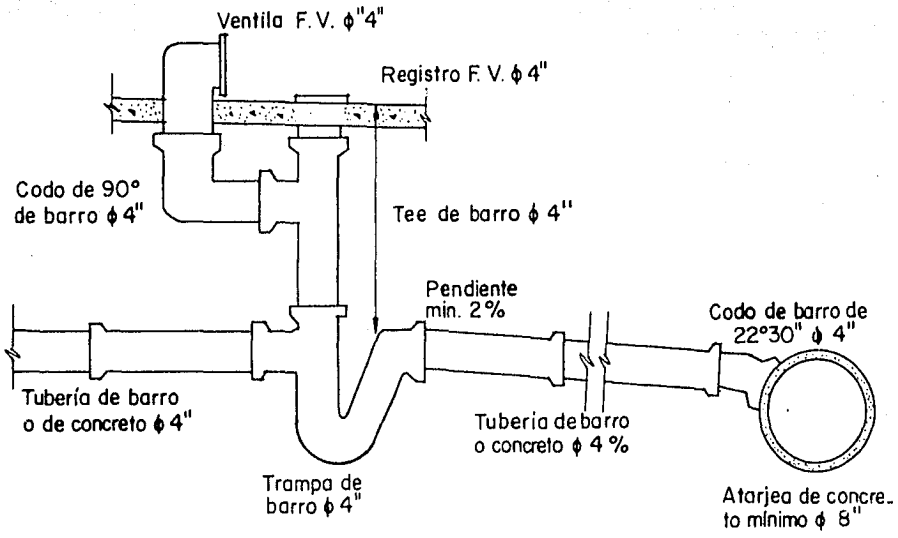
6 Las conexiones de tuberías menores de 60 cm se harán plantilla con plantilla, las mayores de ese diámetro se harán clave con clave o eje con eje.

7 Las dimensiones que aparecen en la tabla siguiente son mínimas.

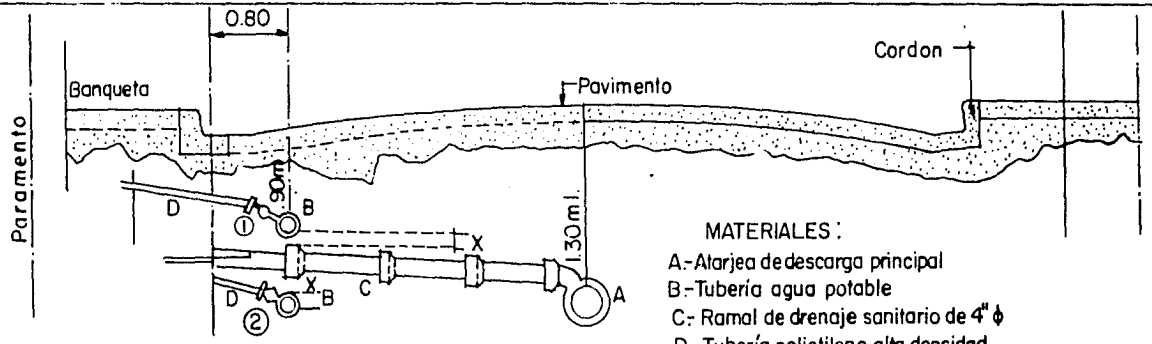


	D cm	Y cm	B cm	F cm	G cm	H cm	A cm	e cm
Concreto simple	20	80	8.4	28.7	109	1.00 - 1.75	60	1.9
						1.76 - 2.75	65	
						2.76 - 3.75	70	
						3.76 - 5.25	75	
						5.26 - 6.25	80	
	25	80	8.8	34.2	114	1.05 - 3.75	70	2.2
						3.76 - 5.25	75	
						5.26 - 6.25	80	
	30	80	9.3	39.8	120	1.10 - 5.25	75	2.5
						5.26 - 6.25	80	
	38	80	10.7	48.8	129	118	90	3.2
	45	80	12.0	57.7	138	126	110	3.8
	61	100	15.9	76.9	177	161	135	5.4
Concreto armado	61	100	9.6	70.6	171	161	135	6.3
	76	100	10.8	87.0	187	176	155	7.0
	91	105	11.0	102.4	207	196	175	7.6
	107	110	12.7	119.7	230	217	190	8.9
	122	115	14.3	136.3	251	237	210	10.2
	152	120	16.7	168.7	289	272	245	12.7
	183	135	20.0	203.0	338	318	280	15.2
	213						320	
	244						360	

TABLA II.3.9.A



CONEXION DE ALBAÑAL
Fig. II.3.10.A

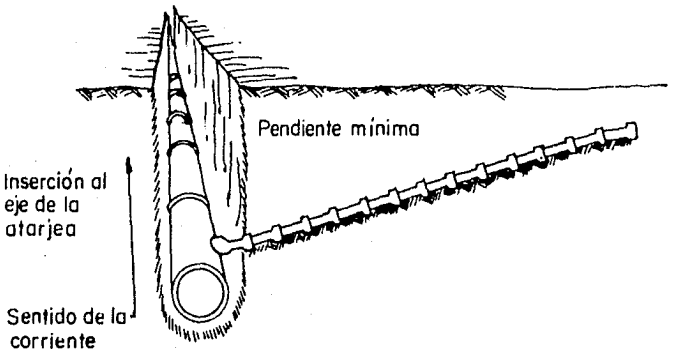


MATERIALES:

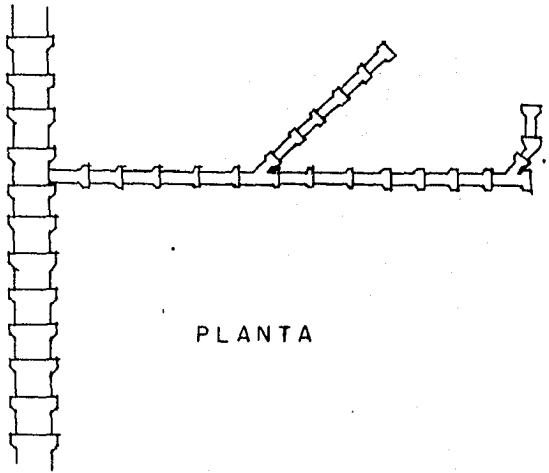
A.-Atarjea de descarga principal
B.-Tubería agua potable
C.- Ramal de drenaje sanitario de 4" ϕ
D.- Tubería polietileno alta densidad

NOTA: Distancia mínima (x) = 10cm esta regira en los casos 1 y 2

FIG. II.2.B



VISTA



PLANTA

Fig. II.3.10.B.

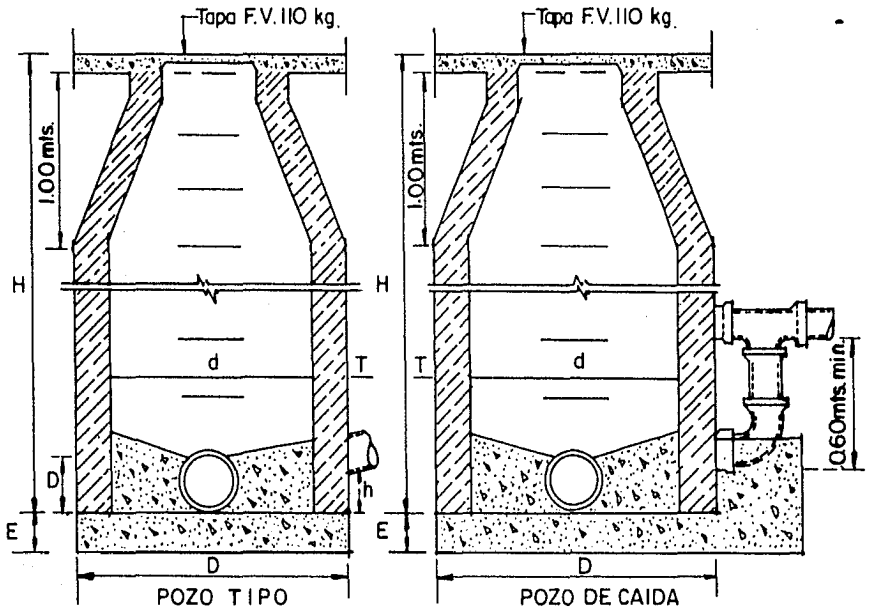


TABLA DE DIMENSIONES				
H	D	d	T	E
1.00	1.60	1.20	0.20	0.20
1.50	"	"	"	"
2.00	"	"	"	"
2.50	"	"	"	0.30
3.00	"	"	"	"

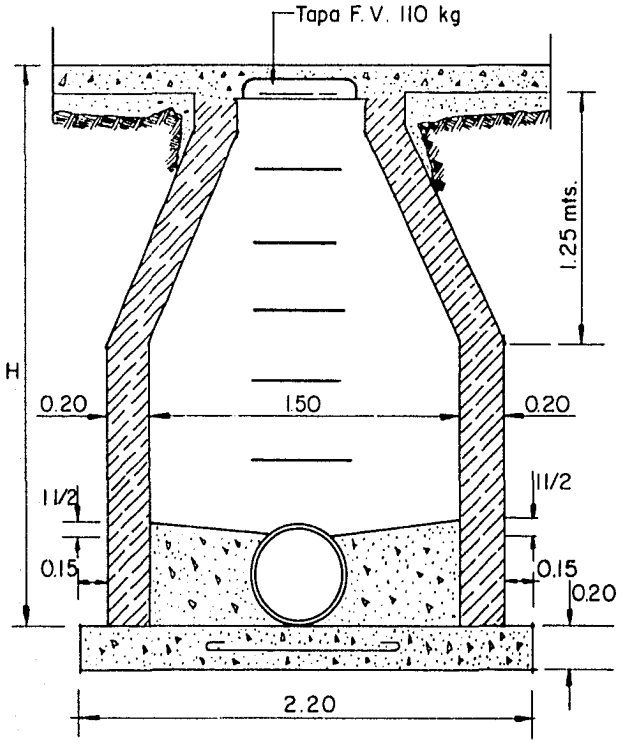
LISTA DE MATERIALES					
H	cemento	arena	grava arena	ladrillo	esc. ϕ 3/4
1.00	5 bultos	0.117 m²	0.490 m³	516 pza	3
1.50	7 "	0.180 "	"	924 "	4
2.00	8 "	0.230 "	"	1232 "	6
2.50	8 "	0.290 "	"	1540 "	7
3.00	9 "	0.350 "	"	1850 "	9

D"	h
8 "	1/2 D
10 "	1/2 D
12 "	2/3 D
15 "	2/3 D
18 "	3/4 D

ESPECIFICACIONES:

TAPA DE FIERRO VACIADO 21"ϕ DE 110 kgs. DE PESO
LADRILLO PRENSADO MAQUINA
CONCRETO f'c = 175 kgs./cm²
ESCALONES VARILLA CORRUGADA DE 3/4"ϕ ESPACIADOS DE 30 a 40 cm.
SE ENJARRARAN CON MORTERO 1:4 HASTA 1.00 mts. DE ALTURA SOBRE EL PISO DEL MISMO

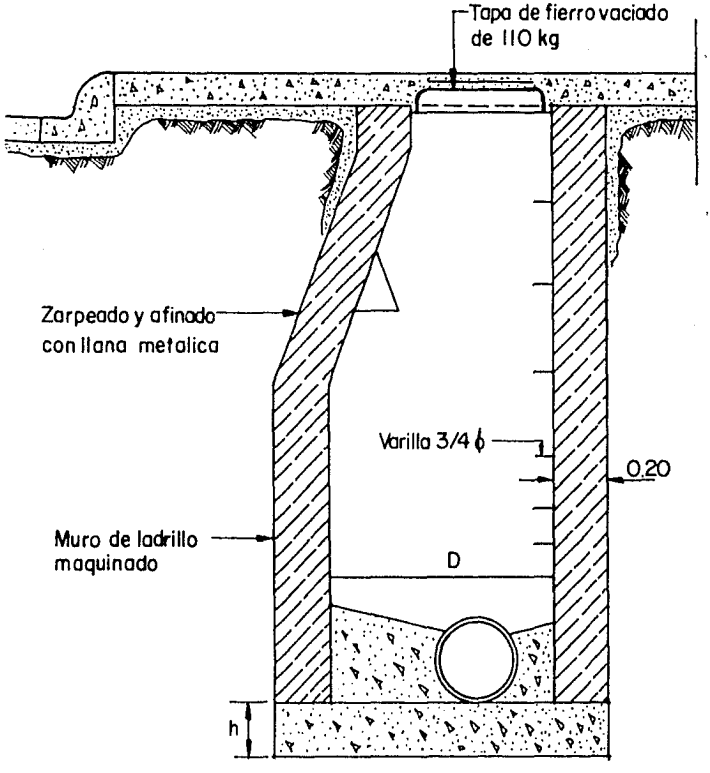
Fig. II.3.11.A



ESPECIFICACIONES:

- Tapa de F.V. 21° ϕ de 110 kg. de peso
- Ladrillo prensado a maquina
- Concreto f'c = 175 kg / cm^2
- Escalones varilla corrugada de 3/4° ϕ espaciados de 30 a 40 cm
- Se enjarraran con mortero 1:4 hasta 100 m de altura sobre el piso del mismo
- H variable

Fig. II.3.11.B



H. Min. = 1.50 mts
D = 0.90 mts
h = 0.20 mts

Fig. II.3.11.C

CAPITULO III

ELABORACION DE TABLAS DE CALCULO

Después de analizar los estudios y datos previos para dotar de una red de alcantarillado a una población, el siguiente paso será el diseño propiamente dicho de la red. Esto se logra ordenando adecuadamente los datos obtenidos y los estudios realizados. Una manera de llevar a cabo lo anterior es elaborar cuadros que nos permitan agrupar los diferentes datos, y de esta forma utilizarlos adecuadamente para aplicar cualquier método que se elija de diseño.

Los cuadros anteriores se denominan Tablas de cálculo y serán diferentes dependiendo del tipo de proyecto de alcantarillado que se trata (para aguas negras, pluvial o bien combinado) y de las fórmulas a emplear (Racional, Burkli - Ziegler, etc.)

La elaboración de una Tabla de cálculo será a criterio del proyectista, por lo que habrá diferentes formas de elaborarla.

En el presente capítulo presentamos las formas más estandarizadas de elaborar estas tablas, considerando criterios de cálculo tradicionales, además anexamos y resumimos a los datos y estudios ya tratados, otros conceptos e ideas que nos permitirán conjuntamente elaborar las tablas de cálculo respectivas de una manera rápida y eficiente.

III.1 Nomenclatura de la red.

Conocida la disposición que se le dará a la red de colectores y atarjeas será importante hacer una nomenclatura adecuada de la red, puesto que teniéndola como base evitaremos posibles confusiones en la tabla de cálculo al referirnos a tal o cual coladera, atarjea, colector o emisor en el plano de la población.

Si la población cuenta con nombres específicos de sus calles, no ha

brá problema, ya que referiremos la nomenclatura al nombre de dichas calles por ejemplo: consideremos el dibujo de la figura III.1.A.

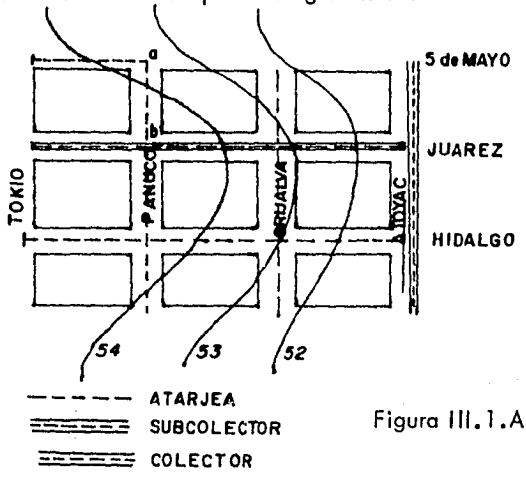


Figura III.1.A

CALLE	TRAMO		POZO
	DE	A	Nº
(1)	(2)	(3)	(4)
COLECTOR	"ATO	YAC"	
SUBCOL	ECTOR	"JUAR	EZ"
5 MAYO	TOKIO	PANUCO	a
PANUCO	5MAYO	JUAREZ	b

El sentido que se sigue para la nominación de las calles será el sentido de escurrimiento del agua en las atarjeas, subcolectores, etc. En nuestro ejemplo hemos supuesto que el escurrimiento va de Tokio a Pánuco y de Cinco de Mayo a Juárez, de esta manera se colocarán las demás atarjeas y subcolectores.

Si en la población no hay nombres, adoptaremos nuestra nomenclatura por medio de letras, números, ejemplo: Avenida " A " " B ", Calle "1a.", "2a.", -- etc., procediendo de igual manera que el caso anterior para nuestro registro en la tabla de cálculo.

III.2 Cálculo de los gastos básicos.

La determinación de los gastos básicos para la elaboración de la tabla, dependerán del tipo de alcantarillado que se trate. (Capítulo II).

A continuación presentaremos un resumen de las fórmulas vistas en el Capítulo I, aplicadas especificamente a cierto tipo de alcantarillado definido.

Alcantarillado de aguas negras

Empezaremos por el gasto medio el cual quedó definido por:

Q medio = No.Hab x Aport. donde la aportación estará dada en lts/hab/día, luego el resultado obtenido estará dado en lts/día por lo que tendremos que dividirlo entre el número de segundos que tiene un día 86 400 (lts/día x 1 día/ 86 400 seg.).

$$Q\,máx = M\,Q\,medio$$

donde:

$$M = 1 + \frac{14}{4 + \sqrt{P}}$$ es el coeficiente de Harmon.

Otra manera de encontrar el Q medio y el Q máx es aplicando el nomograma de Harmon (ver anexo III.2.A,) procediendo de la manera siguiente:

a) Teniendo la distribución de la red calculamos la longitud total de tubería LT.

b) Calculamos la densidad lineal de población.

$$D_L = \frac{No.\ Hab.}{LT}$$

c) Con LT y DL obtenemos en el nomograma P x M igual a una -- cierta cantidad W esto es W = PXM.

d) Con PXM y la aportación en el mismo nomograma encontramos el Q medio.

Para valuar el Q máx. despejamos de la expresión encontrada en el nomograma PXM = W a M y aplicamos la fórmula para el Q máx.

El gasto de infiltración lo establecemos de la manera vista en el Capítulo I, este gasto estará expresado en m3/km/día, dividiéndolo entre el número de segundos en un día obtendremos m3/km/seg. y multiplicándolo por la longitud total de la - red obtendremos el gasto en m3/seg. que serán las unidades del gasto de infiltración de - proyecto.

El gasto mínimo lo definimos como la suma entre el gasto de infiltración obtenido anteriormente y la mitad del gasto medio, esto es:

$$Q\,mín = Qi + \tfrac{1}{2}\,Q\,med.$$

El gasto máximo maximorum lo calcularemos de la manera vista en el Capítulo I es decir:

$$Q\,máx\ max = 2\,Q\,máx$$

Los gastos anteriores nos definirán los gastos de proyecto de la red. Además de estos gastos requeriremos de ciertos gastos unitarios que nos servirán para ela-

borar nuestra tabla y conocer el diámetro de las atarjeas y colectores; es decir nos definirán el cálculo de la red

Gasto medio unitario

Lo definiremos como la relación No. de habitantes- Aportación y la - longitud total de la red es decir:

$$Q_{med} = \frac{No.Hab.x\ Aport.}{L_T}$$

Gasto de infiltración unitario.- Nos lo proporcionará el gasto de infiltración establecido anteriormente expresado en lts/seg/km.

Los gastos anteriores, ambos nos darán como unidades lts/seg/km. con lo cual podremos calcular el gasto en cierto tramo de atarjea, esto es lo multiplicaremos por su longitud y obtendremos el gasto de diseño.

Alcantarillado pluvial

Los gastos que en este tipo de alcantarillado serán los definidos por - las aguas de lluvia que escurrirán sobre el terreno como se explicó en el Capítulo I. Concretamente los gastos que intervendrán estarán en función de la intensidad de lluvia calculada y de los coeficientes C fijados para las diferentes zonas de la población.

Para valuar estos gastos mencionamos el Método Racional cuya expresión es la siguiente:

$$Q = CIA$$

Además de este método se mencionaron varios métodos más para valuarla, entre los cuales se explicaron 2 concretamente.

Fórmula de Burkle - Ziegler la cual se define como:

$$Q = ACI\sqrt[4]{\frac{S}{A}}$$

$$\text{o bien } Q = CIA^{3/4}\ S^{\frac{1}{2}}$$

La aplicación de esta fórmula para los diferentes tramos de que consta una red de alcantarillado se explica en la tabla III.2.A. El cálculo de A, C, I se explica en el Capítulo I. Cabe aclarar, que esta expresión será afectada por el factor 27.78 el - cual nos da el cambio de unidades para tener Q en lts/seg. A continuación explicaremos la tabla III.2.A.

Tabla III.2.A

La tabla consta de 14 columnas, el número de renglones estará en función del número de calles de que conste la población en estudio.

La manera de llenar esta tabla es la siguiente:

Columna 1.- Nombre de la calle por donde va localizada la atarjea o colector.

Columna 2.- Nombre de la calle donde se inicia la tubería.

Columna 3.- Nombre de la calle donde termina el tramo de la tubería.

Columna 4.- Número elegido a criterio y será la parte más baja en ese tramo.

Columna 5.- Longitud de la tubería en ese tramo.

Columna 6.- La cota del terreno en ese tramo inicial.

Columna 7.- La cota del terreno en ese tramo final.

Columna 8.- Diferencia entre el número correspondiente a las columnas 6 y 7.

Columna 9.- Resultado entre el resultado obtenido en la columna 8 y la longitud obtenida en la columna 5, multiplicada por mil.

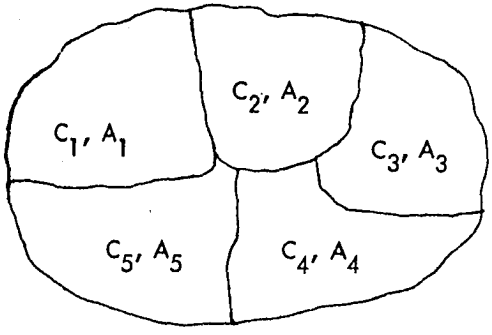
Columna 10.- Obtención de un factor de la fórmula, será el resultado obtenido en la columna 9 elevada a la $\frac{1}{4}$.

Columna 11.- Será el área correspondiente a la atarjea del tramo y definida de la forma vista en el Capítulo I.

Columna 12.- Obtención de otro factor de la fórmula, será el resultado obtenido en la columna 11 elevado a la $\frac{3}{4}$.

Columna 13.- En función de la zona en que se encuentre la tubería será el valor C, la manera de conocerlo es como sigue:

Subdividiremos el área de la población en pequeñas cuencas que corresponderán a las coladeras, calcularemos su área. De estas áreas observaremos las diferentes zonas correspondientes a los diferentes valores de C vistos en el Capítulo I, con esto se obtiene un promedio pesado esto es:



$$C_1 \times A_1 = A_1' \qquad A_1$$
$$C_2 \times A_2 = A_2 \qquad A_2$$
$$C_3 \times A_3 = A_3 \qquad A_3$$
$$C_4 \times A_4 = A_4 \qquad A_4$$
$$C_5 \times A_5 = A_5 \qquad A_5$$
$$\Sigma A' \qquad \Sigma A$$

donde:

A = área impermeable equivalente.

obteniéndose :

$$C_{prom.} = \frac{\Sigma A'}{\Sigma A}$$

De esta manera calculamos C para cada zona, obteniéndose otro factor de la fórmula.

Columna 14.- Con todos los factores anteriores aplicaremos simplemente la fórmula de Burkli - Ziegler ya sea la expresión algebráica o bien empleando el nomograma (ver anexo III.2.B) para su solución.

FORMULA DE CHOW

En el Capítulo I la definimos como:

$$Q_m = AXYZ$$

Desde los diferentes factores que la componen fueron estudiados también. En la tabla III.2.B se explica la manera de aplicar esta expresión a los diferentes tramos de atarjeas, conocidos los elementos de que están formados sus factores. La descripción de la tabla es la siguiente:

Para su elaboración se separaron los factores de las diferentes fórmulas que componen la expresión general que define el método.

Las primeras 12 columnas nos darán los factores de que se compone la expresión que define el tiempo de concentración.

De la columna 13 a la columna 19 colocaremos los factores que componen la expresión que nos define la lluvia en exceso en la estación base.

De la columna 19 en adelante, junto con factores vistos en las colum-

nas anteriores se calcularán los factores A, X, Y, Z de la fórmula.

A continuación explicamos las diferentes columnas de que está formada la tabla:

Columna 1.- Calle por la cual va la tubería.

Columna 2.- Nombre de la calle donde iniciamos la tubería.

Columna 3.- Nombre de la calle donde finaliza nuestro tramo.

Columna 4.- Longitud del recorrido de la parte mós alejada de la cuenca que comprende nuestra atarjea.

Columna 5.- Desnivel entre cruceros de la atarjea.

Columna 6.- Area de la cuenca limitada por la atarjea.

Columna 7.- Coeficiente C valuado de la forma descrita al aplicar la tabla III.2.A.

Columna 8.- Factor de forma de la cuenca.

Columna 9.- El factor de forma de la cuenca 6, elevado a la 1/2 primer factor para encontrar el tiempo de concentración.

Columna 10.- El valor de la columna 9 multiplicada por un cierto coeficiente, dependiendo de la fórmula que se emplee, ya sea :

$$t_c = 0.0050 \left[\frac{L}{\sqrt{S}}\right]^{0.64}$$

o bien

$$t_c = 0.001634 \frac{L}{CS^{\frac{1}{2}}}$$

Columna 11.- Valor de otro factor del tiempo de concentración ya sea el valor que aparece en la columna 9 por el valor que aparece en la columna 7 o bien

$$\left(\sqrt{S} \right)^{0.64} \text{ simplemente (ver tabla)}$$

Columna 12.- El valor de t_c calculado con los factores obtenidos anteriormente.

En las siguientes columnas hemos dividido la expresión

$$Peb = \frac{\left(P - \frac{508}{N} + 5.08\right)^2}{P + \frac{2032}{N} - 20.32}$$

en columnas para mayor facilidad.

Columna 13.- Obtención del número de escurrimiento N valor visto en las tablas en función del tipo de suelo de la zona de nuestra atarjea o bien por fórmulas, también en función del tipo del suelo.

Columna 14.- Primer factor para calcular la lluvia en exceso en la estación base Peb, será 508 entre el valor que aparece en la columna 13.

Columna 15.- Otro factor de nuestra fórmula para Peb, será la lluvia en la zona de proyecto P menos el valor calculado en la columna 14, esto es obtenemos $\left(P - \frac{508}{N} \right)$. El valor de la lluvia en la zona de proyecto P lo calculamos como

$$P = i \times d$$

donde: donde:

i = intensidad de lluvia calculada con los datos pluviográficos de la zona (Ver Capítulo I).

d = duración correspondiente a la intensidad calculada (Ver Capítulo I).

Como podrá notarse d e i serán datos hidrológicos de proyecto.

Columna 16.- Será la suma del resultado obtenido en la columna 15 más el factor - 5.08 y la suma elevada al cuadrado, obtenemos

$$\left[P - \frac{508}{N} + 5.08 \right]^2$$

para nuestro tramo de tubería.

Columna 17.- Colocaremos uno de los factores del denominador que define a Peb (lluvia en exceso de la estación base)

Columna 18.- El resultado obtenido en la columna 17 más la lluvia en exceso en la - zona de proyecto (ver columna 15 para P) más el factor 20.32.

Columna 19.- Será la relación entre el resultado obtenido en la columna 16 y la columna 18 con lo cual obtendremos finalmente:

$$Peb = \frac{\left(P - \frac{508}{N} + 5.08 \right)^2}{P + \frac{2032}{N} - 20.32}$$

Columna 20.- Con el resultado obtenido en la columna 19 y la duración conoceremos X

$$X = \frac{Peb}{d}$$

Columna 21.- Relación entre la lluvia en la zona de proyecto P y la lluvia en la estación base Pb, afectada del factor 2.78, es decir obtenemos:

$$Y\ 2.78\ P/Pb$$

para este tramo.

Columna 22.- Con la duración d y el resultado obtenido en la columna 12 obtenemos una cierta relación $\frac{d}{tc}$, la cual nos servirá para obtener Z en ese tramo.

Columna 23.- Con el valor obtenido en la columna 21, entramos a la gráfica de la figura I.3.2.C del Capítulo I y obtenemos Z.

Columna 24.- Obtenemos el factor AY de la fórmula de Chow.

Columna 25.- Obtención de Q proporcionado por los resultados obtenidos en las columnas 20, 21 y 23 respectivamente.

Las fórmulas anteriores nos proporcionarán los gastos de diseño, quedando como datos de proyecto, la intensidad I, la duración d de esta intensidad y el período de retorno elegido en función de la importancia del proyecto.

Alcantarillado combinado.

Como su nombre lo indica en este tipo de alcantarillado intervendrán simultáneamente los gastos vistos para un alcantarillado de aguas negras y pluviales, por lo que las dimensiones de los tubos resultarán mayores.

En el inciso siguiente se explica la aplicación de estos gastos para los diferentes tipos de alcantarillado.

III.3 Descripción de las tablas de Cálculo.

A continuación explicaremos la forma de elaborar la tabla de cálculo para un proyecto de alcantarillado de aguas negras, para un proyecto de alcantarillado pluvial, y para un proyecto de alcantarillado combinado, teniendo como datos:

a) Plano topográfico regulador de la población, escala 1:2 000, con curvas de nivel a cada metro.

b) Gastos básicos de proyecto y de diseño.

III.3.1 Tabla de cálculo para un proyecto de aguas negras.

La manera de elaborar esta tabla es la siguiente:

Datos Básicos.

1.- Debe contarse con los datos de población de proyecto.

2.- Dotación que estará en función de la población de proyecto y tipo de clima de la población.

3.- Aportación, generalmente se toma un 80 % de la dotación.

4.- Longitud total de la red.

5.- Coeficiente de seguridad que incluye parte de las precipitaciones.

6.- Velocidades máximas.

7.- Velocidades mínimas.

8.- Diámetros de tuberías a usar. (Para cálculo de diámetros usar fórmula de Manning o bien el nomograma (anexo III.2.B).

9.- Tipos de juntas entre tuberías.

10.- Cálculo de gastos tales como:

$$Q\ med = \frac{\text{No.de habitantes x Aportación}}{\text{No.de segundos en un día}} \quad (\text{lts/seg.})$$

Q infiltración -- Oscila entre 15 y 75 m3/km/día.

Q mínimo = $\frac{1}{2}$ Q medio + Q inf.

Q máximo -- puede calcularse de la siguiente manera: Aplicando el Nomograma de Harmon (Anexo III.2.A) o bien la fórmula $M = 1 + \frac{14}{4 + \sqrt{P}}$

donde P está en miles de habitantes se obtiene que Q máxima = MxQmedio

Q máx x máx = 2 Qmáx

11.- Gastos unitarios.

$$Qmed = \frac{\text{No.de Hab x Dotación en lts}}{\text{No.de seg/día/km.de la red}} = \text{lts/seg x km.}$$

$$Q\ inf = \frac{\text{Qinf Adoptado en lts/día x km}}{\text{No.de seg/día}} = \text{lts/seg xkm.}$$

Q inf -- Entre los valores de 15 a 75 lts/día x km.

12.- Determinación de la pendiente gobernadora.

A partir de la cota del terreno más alta, en el punto más alejado, al lugar probable de desfogue (por lo general el punto más bajo); la pendiente queda determinada dividiendo el desnivel existente entre las cotas más alta y más baja, mencionadas anteriormente entre la longitud, entre los dos puntos

$$S = \frac{\text{Desnivel (mts)}}{\text{Longitud (mts)}}$$

S = Pendiente

13.- Cálculo de atarjeas.

14.- Localización de subcolectores y emisor.

Teniendo los datos anteriores la tabla se elabora de la siguiente manera:

Columna 0.- Cruceros y calles.

Columna 1.- Longitud del tramo del subcolector comprendido entre dos calles consecutivas en metros.

Columna 2.- Suma de longitudes tributarias inmediatas en mts.

Columna 3.- Longitudes acumuladas (suma de las columnas 1 y 2 en cada tramo del colector) en metros.

Columna 4.- Cota del terreno del crucero del subcolector en metros.

Columna 5.- Cota de la plantilla del crucero del subcolector en metros.

Columna 6.- Profundidad de pozo en crucero de subcolector; obteniéndose de restar a la columna 4 la columna 5, en metros.

Columna 7.- Profundidad media de pozo, valor que se obtiene sacando la media en

tre profundidades de dos pozos consecutivos localizados en el subcolector, en metros.

Columna 8.- Desnivel entre cotas de plantillas, tramo de subcolector, comprendido entre dos calles consecutivas.

Columna 9.- Pendiente en miles, valor que resulta de dividir el desnivel entre profundidades de pozo y la longitud de tramo de colector comprendido entre dos calles consecutivas. Columna 8 entre columna 1.

Columna 10.- Gasto de infiltración en lts/seg., valor que resulta de multiplicar el gasto de infiltración unitario (qi) en lts/seg km por la longitud acumulada (columna 3) expresa en km.

Columna 11.- Gasto medio de aguas negras en lts/seg, valor que resulta de multiplicar el gasto medio unitario (q med) en lts/seg x km por la longitud acumulada (columna 3) expresa en km.

Columna 12.- Gasto mínimo, valor que resulta de sumar la mitad del gasto medio de aguas negras de la columna 11, con el gasto de infiltración de la columna 10.

Columna 13.- Gasto máximo en lts/seg valor que se obtiene calculándolo con el nomograma de Harmon, según se describe en el inciso 10 de los datos básicos.

Columna 14.- Gasto máximo maximorum, valor que se obtiene de multiplicar por 2 el gasto máximo de la columna 13.

Columna 15.- Diámetro teórico de la tubería, valor que se obtiene con el nomograma de Manning, entrando a éste con la pendiente en miles (columna 9) y el gasto máximo maximorum (columna 14), se recomienda tomar el valor del diámetro inmediato superior si éste no resulta de los comerciales.

Antes de encontrar los valores de la columna 16 (velocidad mínima) y columna 17 (velocidad máxima) debe procederse a calcular los valores de la columna 18 (gasto a tubo lleno Qo y velocidad a tubo lleno Vo (columna 19) de la siguiente manera:

Entrar a nomograma de Manning (Anexo III.2.B) con los valores de la pendiente en miles (columna 9) y diámetro de tubería (columna 15)

obteniéndose inmediatamente el valor del gasto a tubo lleno Qo columna 18 y velocidad a tubo lleno Vo columna 19.

Columna 16.- Velocidad mínima, para obtener el valor de esta columna, es necesario dividir el gasto mínimo (columna 12), entre el gasto a tubo lleno Qo (columna 18) y el valor obtenido de la división, llevarlo al nomograma de Manning y localizarlo en la escala de relación de gastos antes mencionada, obteniéndose ahí mismo un valor "x" de la relación V min = X (velocidad mínima entre velocidad a tubo lleno), de donde conocida Vo (velocidad a tubo lleno) bastará despejar a V min = Vo x "x".

Columna 17.- Velocidad máxima, este valor se deriva de localizar en el nomograma de Manning, en la escala de relación de velocidad de tubo parcialmente lleno a tubo lleno (V máx / Vo) en donde se ve que el valor máximo es de 1.146 de donde basta despejar Vmáx = Vo x 1.146 obteniéndose así el valor deseado.

A continuación trataremos, con un ejemplo explicativo la manera de desarrollar paso por paso lo antes descrito, para lo cual emplearemos la tabla III.3.A.

1.- Suponemos que se trata de una población "x", cuya población de proyecto calculada por cualquier método (Ver Capítulo I) es de 40 000 habitantes.

2.- Suponemos que la población "x" tiene un clima cálido, con este dato climatológico y la población de proyecto, obtenemos una dotación de 250 litros por habitante por día (Ver Capítulo I en lo referente a dotaciones).

3.- La aportación se deriva del concepto anterior, siendo 80% de la dotación, por lo tanto 0.8 x 150 = 200 litros por habitante por día.

4.- Suponemos que la longitud total de la red es de 38 624 metros.

5.- Tomamos como coeficiente de seguridad que incluye parte de las precipitaciones, 2.

6.- Tomamos como velocidad máxima 3 m/seg.

7.- Y como velocidad mínima 0.3 m/seg.

8.- Consideremos como diámetros de tubería a usar, los comerciales 20, 25, 30, 38, 40, etc.

recomendando:

concreto simple para $D \leq 45$ cm.

concreto reforzado para $D \leq 60$ cm.

9.- Se usarán juntas de macho y campana, con estopa o yute alquitranado y relleno de mortero cemento - arena 1:3 terminado a - 45°.

10.- Cálculo de gastos

$$Q\,medio = \frac{40\,000 \times 200}{86\,400} \doteq 92 \text{ lts/seg.}$$

Q inf = 45 m^3/km x día (término medio)

$$Q\,mín. = \frac{1}{2}\ 92 = 46 \text{ lts/seg}$$

Q máx (ver cálculo más adelante)

Qmáx, max = 2 Q máx (ver cálculo más adelante)

11.- Cálculo de gastos unitarios

$$Q\,medio = \frac{40\,000 \times 300}{86\,400 \times 38.624} \doteq 3.6 \text{ lts/segxkm.}$$

$$Q\,inf = \frac{45\,000}{86\,400} \doteq 0.52 \text{ lts/seg x km}$$

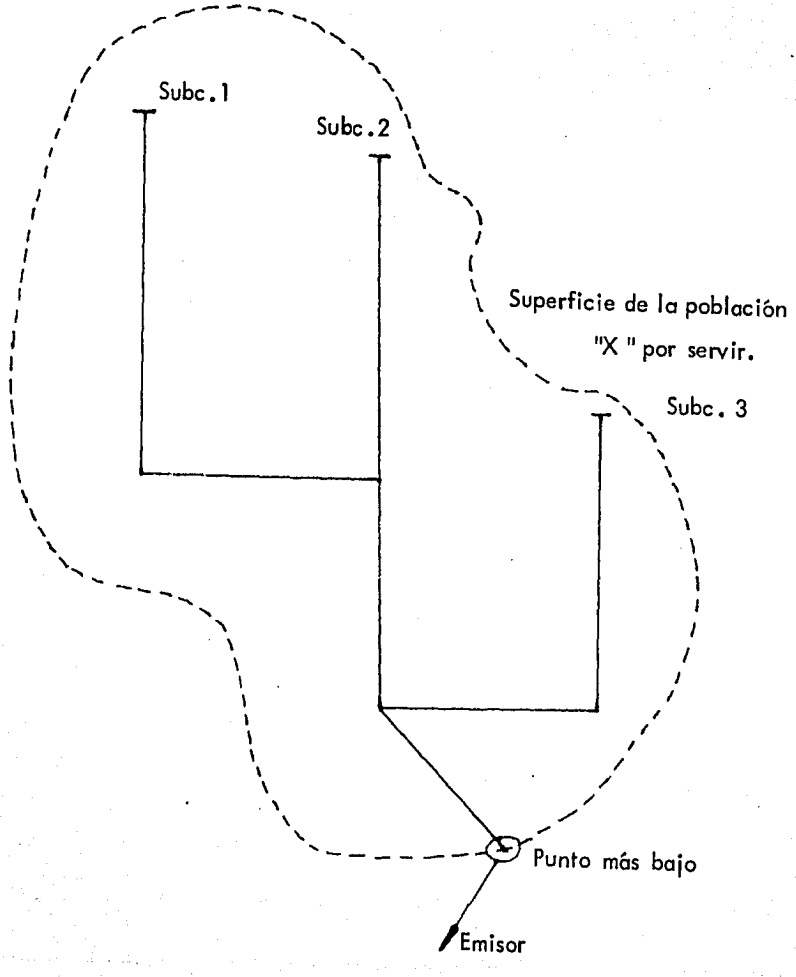
12.- Para la determinación de la pendiente gobernadora suponemos - localizados en la población los puntos más alto y más bajo, con un desnivel de 10 m entre ellos. Haciendo notar que el punto más alto corresponde al más alejado con respecto - al punto más bajo, siendo este último el lugar posible de desfogue. Suponemos también - una distancia entre ellos de 2 900 m; por lo tanto la pendiente(S) $= \frac{10}{2\,900} = 0047$ de donde:

$$0.004 \leq S \leq 0.005$$

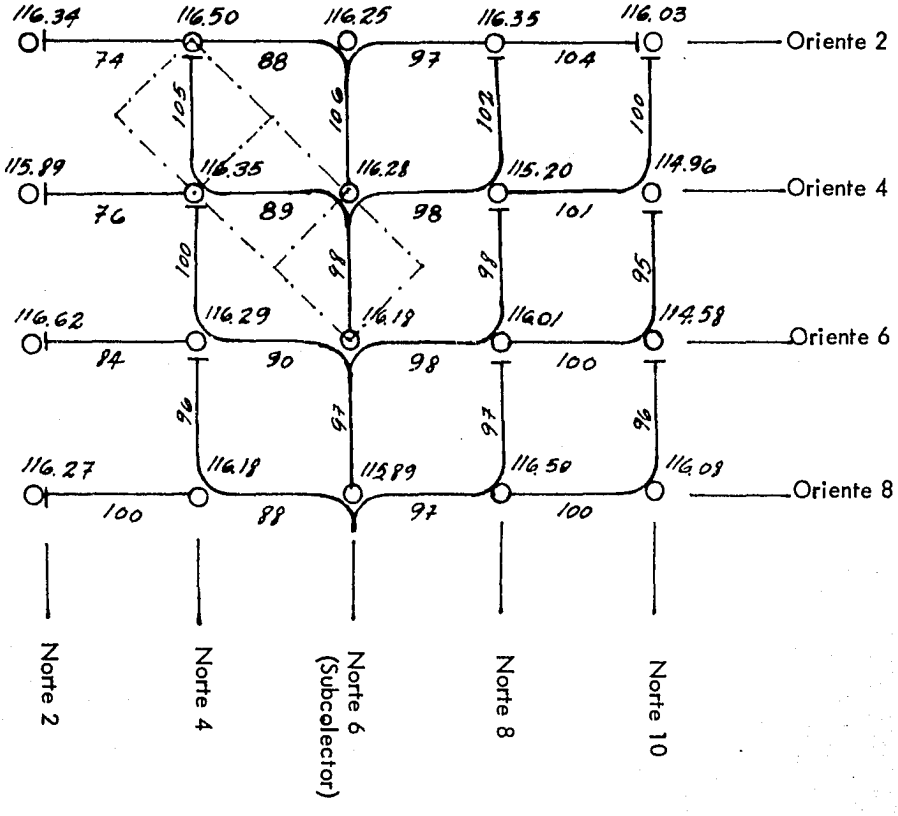
13.- El cálculo de las atarjeas se reduce a la determinación de sus - pendientes y diámetro de tubería.

14.- Suponemos que los subcolectores y emisor han sido localizados -

según croquis anexo.



Entraremos ahora a la tabla de cálculo para un subcolector y su red de atarjeas. En este caso suponemos que es para el número 2, alojado a lo largo de la calle - norte 6, con la siguiente configuración y datos previamente obtenidos:

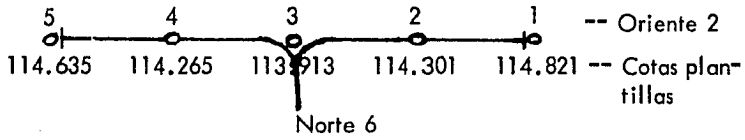


Columna 0.-	Crucero Norte 6 con Oriente 2.	
Columna 1.-	106 metros.	
Columna 2.-	74 + 88 + 97 + 104	= 363 m.
Columna 3.-	106 + 363	= 469 m.
Columna 4.-	116.25 m.	
Columna 5.-	Para cálculo de las plantillas se procede de la siguiente manera: Comenzando por el pozo en el extremo superior derecho y conside-- rando que:	

Colchón	1.000
Diámetro de tubo más espesor	0.209
	1.209

Nota: Consideramos diámetro de tubo de $\phi = 20$ cm.

Cota extremo superior derecho	116.030	
Colchón más diámetro de tubo y espesor	- 1.209	
Plantilla	114.821.....	1
104 x 0.005	- 0.520	
Plantilla	114.301.....	2
97 x 0.004	- 0.388	
Plantilla	113.913.....	3
88.00 x 0.004	+ 0.352	
Plantilla	114.265.....	4
74 x 0.005	+ 0.370	
Plantilla	114.635.....	5



Las demás plantillas se calculan análogamente a las anteriores. Para nuestro caso nos interesa la del pozo 3, crucero Norte 6 con Oriente 2 que es 113.913.

Columna 6.- 116.250 - 113.913 = 2.33 m.

Columna 7.- Para conocer el valor de esta columna debemos contar con el valor de la profundidad del pozo del siguiente crucero del subcolector, para nuestro caso, lo suponemos calculado con un valor de 2.89 m.

de donde:

$$\frac{2.89 + 2.33}{2} = 2.61 \text{ m.}$$

Columna 8.- Desnivel:

Obtenido a partir de la diferencia entre plantillas de 2 cruceros consecutivos del subcolector, para nuestro caso, suponemos ya calculada la plantilla del crucero consecutivo con un valor de 113.405 de donde la columna 8 se obtiene de restar 113.913 - 113.405 = 0.508 m.

Columna 9.- Pendiente (S) = $\frac{0.508}{106}$ = 5.35

Columna 10.- 0.52 x 0.469 = 0.24 lts/seg.

Columna 11.- 3.6 x 0.469 = 1.78 lts/seg.

Columna 12.- $\frac{1}{2}$ x 1.78 + 0.24 = 1.13 lts/seg.

Columna 13.- Datos para el cálculo del Q máx.

L = 0.469 km (longitud acumulada)

D = $\frac{40\ 000}{38.62}$ = 1035 Hab/km.

Con L y D en nomograma de Harmon (ver anexo III.2.A) obtenemos P x M = 1.9

Llevando P x M a la escala P y con la aportación A = 200 lts/hab. Obtenemos Q máx = 5 lts/seg.

Columna 14.- Q máx max = 2 Q máx = 2 x 5 = 10 lts/seg.

Columna 15.- Para la obtención del diámetro teórico entramos al nomograma de Manning (ver anexo III.2.B) con S = 5.35 y Qmáx max=10 lts/seg, obteniendo diámetro ≐ 14.2 cm, tomamos el inmediato superior comercial, por lo tanto diámetro = 20 cm.

Columna 16.- Entrar al nomograma de Manning con S = 5.35 y diámetro de tubo =20 cm. obteniendo Qo = 24 lts/seg. y además se obtiene también Vo=0.75 m/seg. valor de la columna 19.

Columna 17.- Dividimos $\frac{Q\ mín}{Q_o}$ = $\frac{2.04}{24}$ = 0.08

Llevar el valor anterior al nomograma de Manning y localizarlo en la escala de la relación de gastos, obteniendo ahí mismo un valor de relación de velocidades $\frac{V_{mín}}{V_o}$ = 0.61, conocido Vo= 0.75 m/seg. y despejando a Vmin = Vo x 0.61 = 0.75 x 0.61 = 0.43 m/seg.

Columna 18.- La velocidad máxima se obtiene localizando en nomograma de Manning el valor máximo de la relación $\frac{V_{máx}}{V_o}$ = se ve que este valor corres-- ponde a 1.146, de donde conocido $V_o = 0.75$ m/seg y despejado, obtenemos $V_{máx} = V_o \times 1.146 = 0.75 \times 1.146 = 0.859$.

La descripción anterior de la tabla de cálculo, mediante un ejemplo, nos ilustra la manera de emplearla en un determinado tramo de subcolector con sus respectivas atarjeas, procediendo de manera análoga para cualquier otro tramo.

De manera semejante y siguiendo el registro que indica la tabla - - - III.3.A se calculan los demás subcolectores existentes en la red, hasta llegar al cálculo del emisor por la acumulación de los subcolectores.

TABLA DE CALCULO PARA UN PROYECTO DE ALCANTARILLADO DE AGUAS NEGRAS

Cruceros	Longitudes			Cotas		Profundidad		Desnivel	Pendiente en miles	Gastos					Diámetro en metros	Velocidad		Tubo lleno	
	Tramos	Tributaria inmediata	Acumulada	Terreno	Plantilla	Pozo	Media			Infiltración	Medio de aguas negras	Mínimo	Máximo	Máximo maximórum		Mínima	Máxima	Q_o	V_o
Norte 6 Ote. 2		363		116.25	113.91	2.33													
	106		469				2.61	0.508	5.35	0.24	1.78	1.13	5.0	10.0	0.20	0.43	0.859	24.0	0.75
					113.40	2.89													

T A B L A III.3.A

III.3.2 Tabla de cálculo para un proyecto de alcantarillado pluvial

Para conocer el gasto de diseño, podremos emplear cualquiera de los métodos descritos anteriormente (Burkli-Ziegler, Chow, etc.). Para el diseño de la red, conocidos estos gastos se elabora el siguiente cuadro (Tabla III.3.2.A).

El cuadro consta de 14 columnas, el número de renglones estará en función de la magnitud del proyecto. Las columnas se llenan de la siguiente manera :

Columna 1.- Nombre de la calle por donde va la tubería.

Columna 2.- Nombre de la calle donde inicia la atarjea.

Columna 3.- Nombre de la calle donde termina la atarjea .

Columna 4.- Longitud del tramo de tubería.

Columna 5.- Gasto calculado en las tablas anteriores por cualquiera de los métodos descritos.

Columna 6.- Gasto de la columna 5, pero conforme se llenen los renglones se va acumulando, así hasta llegar a un colector o bien a la atarjea cuando tiene tributarios.

Columna 7.- Elevación del terreno en el crucero de la atarjea.

Columna 8.- Elevación de la plantilla donde va a ir colocada la tubería.

Columna 9.- Será la relación entre el desnivel de las cotas de plantilla de los extremos de la tubería y la longitud de la misma y multiplicada por mil (la fijaremos, más o menos , como se hará notar en la siguiente columna).

Columna 10.- Diámetro que se obtiene con el nomograma de Manning, con el gasto obtenido en la columna 5 y la pendiente de la columna 9, es de notarse que a veces no nos dará diámetros comerciales, donde haremos variar la pendiente S obtenida en la columna 9, o bien el gasto obtenido en la columna 6 , según convenga, con lo cual obtendremos diámetros comerciales.

Columna 11.- Gasto que se obtiene al variar el gasto de la columna 6, para obtener el diámetro comercial de la columna 10, es de notarse que a veces quedará el mismo obtenido en la columna 6.

Columna 12.- Velocidad que se obtiene directamente con el nomograma de Manning; al obtener S , el diámetro comercial o el Q_o tubo lleno de las columnas 9, 10 y 11 respectivamente.

Columna 13.- Relación de gastos obtenidos en las columnas 6 y 11 respectivamente

Columna 14.- Con la relación de gastos obtenida en la columna 13, en el nomograma de Manning, obtenemos un cierto factor, este factor lo multiplicaremos por la velocidad a tubo lleno de la columna 12 y obtenemos el valor que aparece en esta columna.

Lo anterior lo ilustramos en el siguiente ejemplo:

Ejemplo:

Considerando el mismo caso del ejemplo anterior y suponiendo que con los datos pluviográficos se obtuvo

$$i \times 40 \text{ mm/hr.}$$

$$d \times 30 \text{ min.}$$

(para llegar a estos resultados se procedió con los datos pluviográficos de la manera vista en el Capítulo I para la obtención de ellos)

Conociendo estos datos y suponiendo además que el $tc < d$ por lo que podemos acumular nuestros gastos (es decir, también suponemos que toda el agua que llueve, escurre rápidamente hacia las alcantarillas).

Para conocer los gastos aplicaremos el método de Burkli - Ziegler. La Tabla de Cálculo se muestra en la siguiente hoja (Tabla III.2.A). Conocido este gasto el diseño de la red se hace siguiendo los pasos ilustrados en la tabla III.3.2.A.

Calle nombre	Tramo de	Tramo a	Pozo número	L propia m	Cotas terreno arriba	Cotas terreno abajo	Desnivel m	Pendiente miles	$S^{\frac{1}{4}}$	Area propia ha	$A^{3/4}$	C	Q lts/seg.
(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)	(8)	(9)	(10)	(11)	(12)	(13)	(14)
Norte 4		Oriente 2	a			116.50							
	Oriente 2	Oriente 4	b	105	116.50	116.35	0.15	1.42	1.092	0.4	0.504	0.65	14.4
Oriente 4	Norte 4	Norte 6	c	89	116.35	116.28	0.07	0.79	0.910	0.4	0.504	0.65	12.0
SUBCOLECTOR													

T A B L A III.2.A

Calle nombre	Tramo de	Tramo a	L m	Gastos Q lts/seg	Gastos Qa lts/seg	Cotas Terreno m.s.n.m.	Cotas Plantilla m.s.n.m.	$S^{\frac{1}{4}}$ miles	ϕ m	Qa tubo lleno lts/seg	V tubo lleno lts/seg	COL(6)/COL(11) m/s	V máx m/3
(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)	(8)	(9)	(10)	(11)	(12)	(13)	(14)
Norte 4		Oriente 2											
	Oriente 2	Oriente 4	105	14.4	14.4	116.50	114.50	1.90	0.30	41	0.60	0.35	0.56
Oriente 4	Norte 4	Norte 6	89	12.0	26.4	116.35	114.35	2.25	0.30	43	0.64	0.61	0.67
SUBCOLECTOR													

T A B L A III.3.2.A

Para un proyecto de alcantarillado semicombinado o combinado, la tabla de cálculo es la misma que para el de aguas negras, se le anexará en la columna de gastos el de agua de lluvia, al cual se le sumará el máximo maximórum de aguas negras y se procederá de manera análoga a las anteriores para llenar esta tabla.

TABLA DE CALCULO PARA OBTENER EL GASTO EN TRAMOS DE ATARJEAS POR EL METODO DE " BURKLI-ZIEGLER"

Calle nombre	Tramo		Pozo número	Longitud propia	Cotas terreno		Desnivel	Pendiente	$S^{\frac{1}{4}}$	Area propia	$A^{3/4}$	C	Q
	de	a			Arriba	Abajo							
				(m)			(m)	(milésimos)		(ha)			(lts/seg)
(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)	(8)	(9)	(10)	(11)	(12)	(13)	(14)

d= min; d= hr
i= mm/hr; I = cm/hr

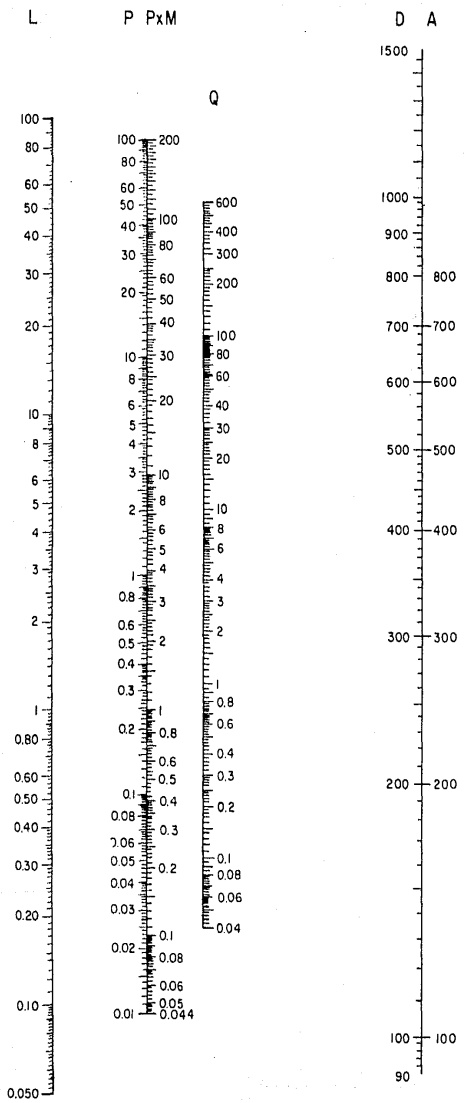
$$Q = 27.78\, C I A^{3/4} S^{1/4}$$

T A B L A III.2.A

TABLA DE CALCULO PARA OBTENER EL GASTO EN TRAMOS DE ATARJEAS POR EL METODO DE "CHOW"

Calle	Tramo de	Tramo a	L (m)	H (m)	A (m^2)	C	$S = \frac{LH}{A}10^{-6}$	$S^{\frac{1}{2}}$	$0.005L^{0.64}$ / $0.001634\,L$	$\left(\frac{\sqrt{S}}{S^2 C}\right)^{0.64}$	t_c (min)	N	$\frac{508}{N}$	P = (12)	$(113) + 5.08)^2$	$\frac{2032}{N}$	P + (15) - 20.32	$Pe = \frac{(14)}{1161}$	$X = \frac{(17)}{0.5}$	$\frac{P}{P_b}$	$\frac{tc}{(10)}$	Z	2.78 AY	Q = 2.78 AXYZ (m^3/s ó lts/seg.) Q = (20) (23) (24)
(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)	(8)	(9)	(10)	(11)	(12)	(13)	(14)	(15)	(16)	(17)	(18)	(19)	(20)	(21)	(22)	(23)	(24)	(25)

T A B L A III . 2 . 8



L = longitud en kilometros.

D = densidad de población en hab/km

A = aportación en lts/hab/dia

P = población en miles

Q = gasto en lts/seg

M = coeficiente de Harmon = $1+\frac{14}{4+\sqrt{P}}$

Para poblaciones mayores de 100 000 hab. el coef. de Harmon conserva un valor constante de 2.

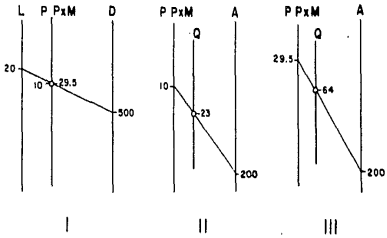
Uso:

I Uniendo L y D se obtiene la población en P, y la población multiplicada por el coeficiente de Harmon en PxM

II Se une el valor de P con A y se lee el gasto medio en Q.

III Con A y el valor de PxM llevado a la escala P, se obtiene el gasto máximo en la escala Q

Clave



Ejemplo:

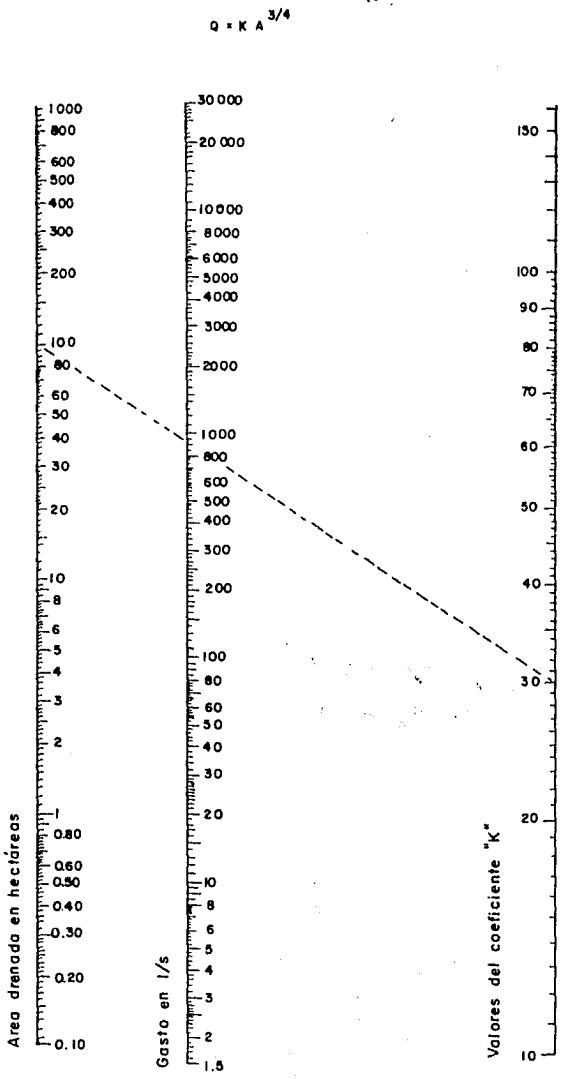
L = 20 km P = 10 Q medio = 23

D = 500 hab/km PxM = 29.5 Q máximo = 64

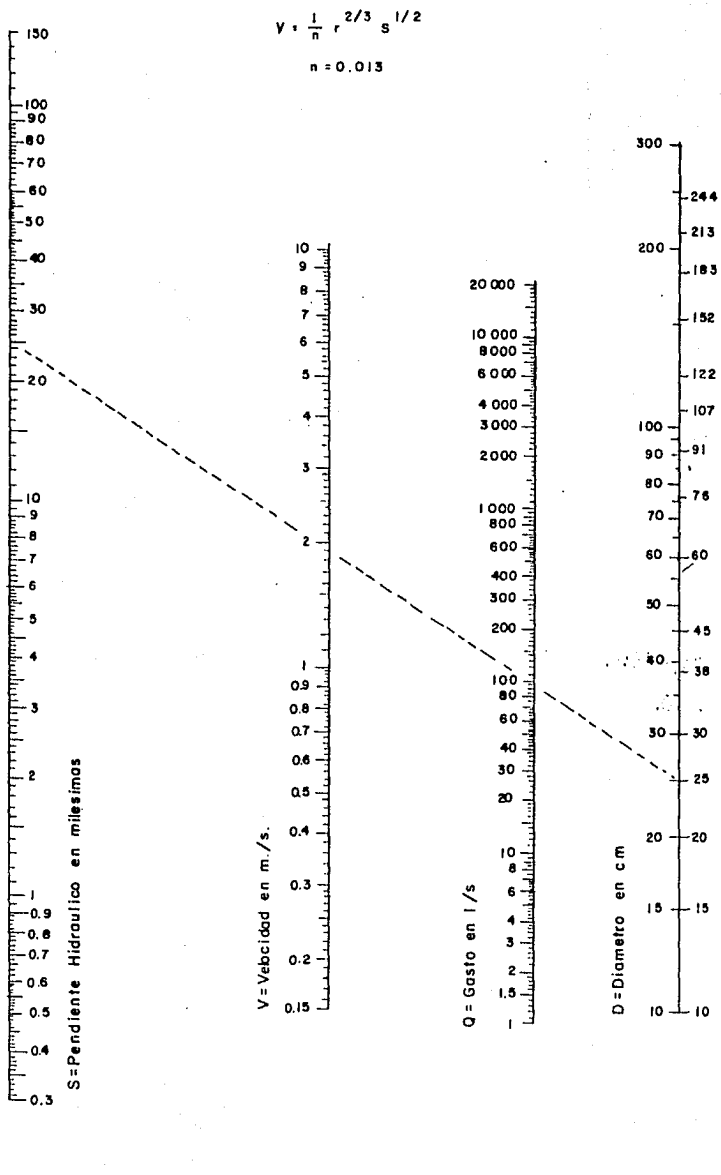
A = 200 lts/hab/día

ANEXO III. 2. A

U. N. A. M.
FACULTAD DE INGENIERIA
NOMOGRAMA PARA CALCULAR EL GASTO MAXIMO CON EL COEFICIENTE DE HARMON.



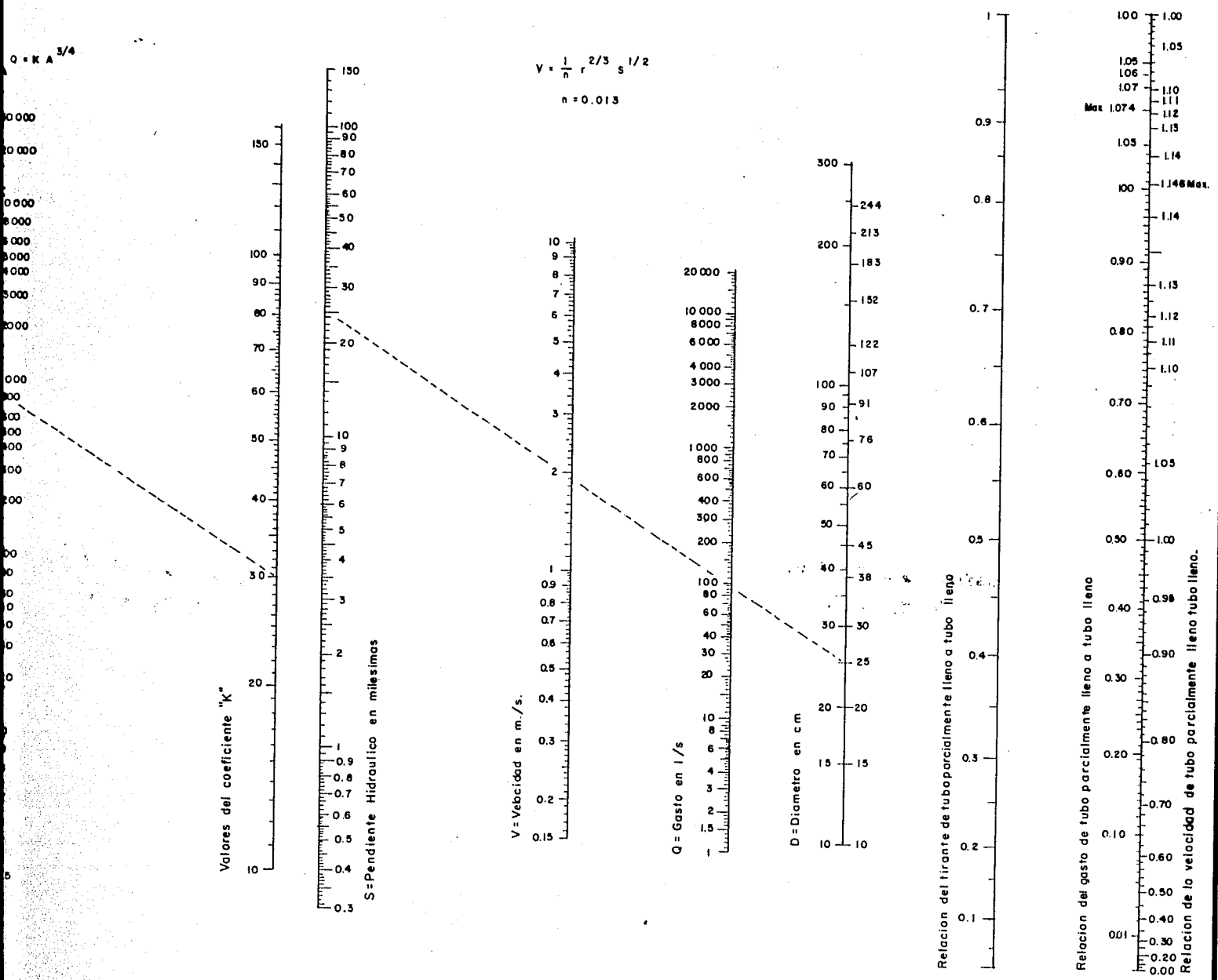
NOMOGRAMA DE BURKLI-ZIEGLER.



NOMOGRAMA DE MANNING.

ANEXO III.2.B.

U.
FACULT
NOMOGRAMA
KLY- ZIEGLE
LOS ELEMEN



DE BURKLI-ZIEGLER.

NOMOGRAMA DE MANNING.

ANEXO III.2.B.

U. N. A. M.
FACULTAD DE INGENIERIA

NOMOGRAMAS DE LAS FORMULAS DE BÜRKLY-ZIEGLER Y MANNING. RELACION DE LOS ELEMENTOS HID. DEL TUBO CIRCULAR

CAPITULO IV

CONSTRUCCION DE LAS REDES DE ALCANTARILLAS

La construcción de las alcantarillas es la parte medular de cualquier proyecto,por lo que ha de ejercerse la suficiente vigilancia sobre los métodos constructivos,para evitar perturbaciones y demoras en las distintas etapas de la construcción efectiva de las alcantarillas, como son: excavación, refuerzo y desagüe de las zanjas, colocación de los tubos, relleno y construcción de dependencias, así como tramos, pendientes y otras estructuras.

IV.1 Tramos y Pendientes.

Los tramos de alcantarilla deben situarse cuidadosamente en los planos, con el fin de salvar las estructuras subterráneas existentes, excepto cuando la construcción es nueva, pues en este caso deben situarse en el centro de cada calle a fin de que los albañales de las casas sean de la misma longitud para cada lado.

Deben fijarse o trazarse las zanjas sobre el terreno y excavarse, cuando esta última está casi terminada,se colocan trozos de tablas atravesadas en las zanjas a intervalos que pueden ser a 7.50 m por ejemplo y se indican sus posiciones mediante señales, pueden apoyarse en soportes o ser fijados mediante montones de tierra.

El eje de la alcantarilla se indica en la tabla con un clavo o bien mediante otro trozo de madera vertical,en donde se señalan las cotas para cada tramo según la pendiente especificada, una vez obtenidas éstas se tiende un hilo a lo largo de los tramos en las marcas de las cotas. La posición de la alcantarilla en el fondo de la zanja se obtiene a partir del hilo por medio de una plomada. Para dar la pendiente debida se utiliza lo que da en llamarse " escantillón " comprobando que la primera marca en éste coin-

cida en los demás tramos (Fig. IV.1.A).

IV.2 Entibación y fortificación.

Las zanjas abiertas en terrenos inestables exigen entibación y fortificación,para evitar hundimientos o desplomes de paredes laterales, para lo cual es necesario tener experiencia práctica de las condiciones de los distintos terrenos,para determinar si será necesaria una fortificación amplia, ligera o nula.

Se llama entibación al conjunto de tablas que se colocan en contacto con las paredes de la zanja.

Se llaman codales a aquellas piezas dispuestas transversalmente de un lado a otro de la zanja.

Se llaman estemples a los maderos que transfieren la carga ejercida sobre las tablas del entibado a los codales.

IV.2.1 Apuntalado.

Consiste en colocar un par de tablas verticales dispuestas sobre los lados opuestos de las zanjas, con dos codales que las fijan, la separación entre las tablas dependerá de las condiciones del terreno, las tablas verticales pueden ser de 5x10 cm de sección y los codales de 10 x 10 cm o mayores. El apuntalamiento es recomendable en zanjas poco profundas abiertas en terreno estable; sin embargo deben vigilarse los posibles derrumbes de las zanjas pues este sistema no da mucha seguridad.

IV.2.2 Tablones acodalados.

Son piezas cortas de madera colocadas verticalmente contra los lados de las zanjas,con codales y estemples cortos que completan el sistema, pueden quedar huecos entre ellos. Este método es usual en zanjas de terrenos al descubierto en tramos de 0.90 a 1.50 m sin derrumbarse, se considera apropiado para las primeras etapas de la excavación, no así para capas inferiores. Se emplean generalmente tablas de 5 cm de espesor; los estemples, de 5 x 25 o de 5 x 20 y los codales de 15 x 15 o 20 x 20 según el ancho de la zanja . (Fig. IV.2.2.A).

IV.2.3 Acodalamiento.

El acodalamiento,está formado por tablas horizontales para entibar y estemples verticales,con uno o más codales transversales para cada par de estamples, en material estable pueden dejarse huecos entre las filas de tablas,no así en terreno de material suelto,donde las tablas que forman el entibado debe ser cerrado, las medidas de ta-

blas usuales son de 5 cm y estemples de 5 x 20 cm; codales de 15 x 15 cm recomendable este sistema para terrenos poco consistentes y profundidades de 0.90 a 1.50 m de excavación, usando otro sistema para profundidades posteriores. (Fig. IV.2.3.A).

IV.2.4 Tablaestacado.

El tablaestacado es el más resistente, con mejor terminación pero más costoso que los anteriores, usual en excavaciones profundas y terrenos blandos donde se prevé que pueda haber agua subterránea. Para utilizar este sistema, la zanja es cavada, primeramente, todo lo posible, sin protección en los costados. La primera serie de estemples se sitúa entonces a unos 30 cm por debajo de la superficie del terreno, contra 3 tablas colocadas verticalmente y en contacto con los lados de la zanja que se encuadran y alisan, disponiendo dos iguales, uno en cada extremo y otro en medio de cada estemple, si es posible se dispone también otra serie de estemples colocados a 1.20 m por debajo del primer par. Los estemples se acodalan de manera que las tablas verticales queden ligeramente embutidas en el terreno. Después pueden colocarse otras tablas por el espacio que queda entre los estemples y las paredes de la zanja.

Después de que el tablaestacado queda en la posición debida detrás de los estemples, y se le ha hecho llegar hasta el fondo de la excavación, hay que comenzar su hincado en el suelo, para lo que se emplean mazos o martillos neumáticos prosiguiéndose la excavación como antes. A intervalos de 1.20 se colocan estemples y codales. Generalmente se emplean tablas de entibación de 3.00 m de longitud para un máximo de 2.40 m de excavación, siendo necesarias 3 series de estemples, lo que presenta la ventaja de no necesitar que el tablaestacado sobresalga de la superficie del terreno durante el trabajo. Cuando la zanja tiene 4.80 m o menos de profundidad, se utiliza únicamente una hilada. Los estemples tienen ordinariamente una longitud de 4.80 m.

Una vez que se han colocado los estemples y codales de la hilada superior se inicia la segunda hilada de tablaestacas. Los estemples se emplean como guías para el tablaestacado inferior, y los de la nueva hilada se colocan y acodalan a unos 60 cm por debajo de ellos. Puede procederse entonces a hundir el nuevo tablaestacado de la misma manera que el primero, los codales de la hilada más alta, sin embargo, impiden actuar sobre las tablas que han de quedar inmediatamente debajo de ellos. Estos dejan aberturas, que deben cerrarse con tablas claveteadas sobre el terreno.

Las tablas son generalmente de 5x25 cm, los estemples y codales pue

den variar de tamaño cuando la excavación llega a ser profunda, o bien colocarse con intervalos más reducidos, los estemples pueden ser de 15 x 15 cm o mejor de 15 x 20 cm en la parte superior de la excavación, aumentándose hasta 20 x 25 cm para excavaciones de 9.00 m de profundidad. Los codales pueden variar entre 10 x 15 y 10 x 20 cm, es aconsejable colocar un codal para cada uno de los extremos de los estemples, en lugar de colocar uno solo en el punto de contacto, lo que permite independizar cada sección de la zanja, y que el desplome de una de ellas no afecte a las otras.

Las tablas se entiban y achaflanan en dos direcciones, de manera que tiendan a ajustarse contra las otras, y contra las paredes de la zanja cuando se están hincando. Con frecuencia se protege su parte superior mediante piezas de hierro maleable, con el fin de evitar que se astillen cuando se les hinca. Los codales se aprietan mediante cuñas dispuestas entre sus extremos y los estemples. Debe tenerse cuidado en el tablaestacado, en descontar la pérdida de anchura debida al espacio ocupado por cada hilada de la entibación. (Fig. IV.2.4.4).

IV.2.5 Desmontaje de la entibación y de los codales.

Generalmente los tablones y codales se recuperan. Los codales se aflojan primero y en seguida se quitan, para lo cual es necesario tomar todas las precauciones posibles dadas por la experiencia en estas maniobras, ya que pueden provocarse desprendimientos o hundimientos en perjuicio de los trabajadores, en algunos casos se prohibe desmontar las entibaciones para evitar posibles desgracias.

IV.2.6 Desagüe de las zanjas.

Cuando el nivel freático está situado más arriba del fondo de la zanja el agua fluirá dentro de ella. Y por lo tanto el entibamiento debe ser más cuidadoso y se procederá inmediatamente a extraer el agua mediante bombas. Corrientemente se deja circular el agua dentro de la zanja hasta un sumidero, desde el cual se eleva y descarga mediante una bomba, las bombas más usuales son centrífugas, de diafragma, de chorro o de vacío. Sin embargo debe considerarse la posibilidad de abrir una zanja en terreno arenoso con fluencia de agua en abundancia, ya que lo anterior genera arena movediza con considerables dificultades, para lo cual es necesario un tratamiento especial en lo que se refiere al desagüe de las zanjas.

IV.3 Colocación de las tuberías.

Para proceder a la colocación de tuberías, primeramente debe comprobarse la pendiente del fondo de la zanja, debe darse al fondo de la misma la forma conveniente para adaptarlo al tubo, dejando huecos para los empalmes, cuando las excavaciones se han excedido en profundidad más de lo requerido, los rellenos deben hacerse con materiales adecuados.

Los tubos pequeños se bajan a mano a las zanjas, los más pesados con cuerdas o cadenas, mediante una cabria. Los tubos se colocan con los extremos de campana aguas arriba y la progresión del montaje se hace ascendiendo la espiga, se inserta en la campana del tubo previamente colocado, siendo preciso a veces ayudarse con una palanca. Antes de colocar un tubo se comprueba la pendiente y alineación del anterior.

IV.3.1 Uniones

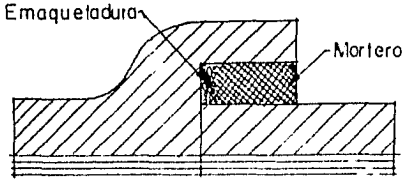
Las uniones se hacen comúnmente con mortero cemento arena en proporción 1:1 y el método a seguir en las uniones puede ser el siguiente:

Se hace una empaquetadura de cáñamo o estopa, fuertemente retorcida, de grueso tal que soporte la espiga del tubo a la altura conveniente para que la unión sea perfectamente concéntrica y de longitud suficiente para envolver la espiga con un ligero solapado. Entonces se empapa con pasta de cemento. La empaquetadura se queda en la campana, en el tercio inferior de su circunferencia y se recubre de mortero. Se inserta entonces la espiga y se le empuja cuidadosamente hacia su lugar, después se coloca una pequeña cantidad de mortero en el espacio anular, alrededor de toda la circunferencia del tubo. Los extremos de la empaquetadura se arrollan entonces alrededor del tubo y se introducen en la junta con herramientas de calafatear, conduciéndose junto a la empaquetadura el mortero previamente colocado, el resto de la junta se llena completamente con mortero dejando un bisel de 45° con respecto a la parte exterior del tubo.

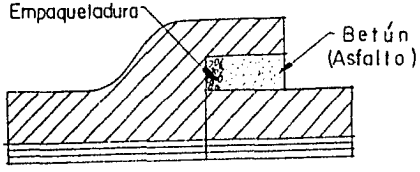
Las uniones con cemento, tienen la desventaja de su rigidez y al asentar el tubo pueden producirse roturas por las que se ocasionen filtraciones.

Cuando el nivel de aguas freáticas queda por encima de la alcantarilla las juntas deben ser más cuidadosas, en estos casos se emplean materiales bituminosos, se vierten calientes a unos 200°C y requieren una empaquetadura de yute o estopa, calafateado sobre el terreno, para centrar la junta y evitar que el material escurra dentro del tubo.

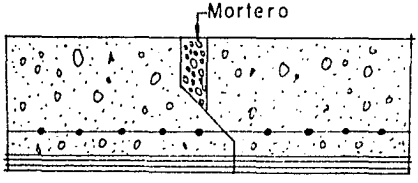
Cuando en las zanjas existen raíces de árboles, las uniones deben hacerse con la misma empaquetadura antes descrita para los empalmes de mortero, disponiendo una capa de arcilla húmeda mezclada con sal de roca, que se coloca junto a la empaquetadura y terminando la unión con mortero, del modo usual.



Unión con mortero en tubos de barro o en tubos pequeños de concreto.



Junta con relleno de material bituminoso.



Unión de tubos grandes de concreto para alcantarillas.

IV.3.2 Derivaciones.

Las piezas especiales como "Y" o "T" para empalmar con los albañales de las casas se colocan como indiquen los planos y como disponga el ingeniero. Cuando su uso no es inmediato se taponean, las derivaciones deben colocarse de manera que ninguna sobrecargue la alcantarilla; deben situarse cuidadosamente en los registros de construcción con el fin de que puedan encontrarse después cuando haya de hacerse una conexión.

IV.3.3 Relleno.

El relleno en la parte en contacto con el tubo, debe hacerse cuidadosamente y sin demora. Apisonando tierra fina en capas uniformes debajo, alrededor y encima del tubo hasta una altura de 60 cm sobre la parte superior. Debe trabajarse simultáneamente a ambos lados del tubo, para que no puedan producirse presiones laterales perjudiciales. A partir de este momento puede procederse a rellenar con mayor rapidez a mano o a máquina pero siempre por capas.

En algunos casos se permite enlodar o inundar con agua para consolidar el relleno, en terreno arenoso o de grava. Cuando las zanjas están en el campo el relleno por encima del nivel de 60 cm no se apisona, se vuelve a colocar toda la tierra y se deja todo el montón que queda para que asiente naturalmente.

IV.4 Conservación de las alcantarillas.

En la conservación de alcantarillas los principales problemas que se presentan, son de reparación o limpieza y eliminación de obstrucciones que se producen por la entrada excesiva de arena, grava, materiales grasientos, gomosos o alquitranados o grandes objetos.

IV.4.1 Medidas de protección.

Las alcantarillas deben protegerse contra daños y obstrucciones, por lo que algunos ayuntamientos no permiten que las tuberías interiores de las casas, se conecten con las alcantarillas públicas más que por personal especializado por parte del ayuntamiento, con el fin de garantizar la buena calidad del mismo, cuando las conexiones se hacen con personal ajeno al ayuntamiento, deben inspeccionarse antes de cubrirlas. Las alcantarillas deben protegerse contra desagües de vapor de agua, líquidos corrosivos, inflamables o explosivos, gases, vapores y basura o animales muertos.

IV.4.2 Brigadas de conservación.

Las brigadas de conservación deben tener por obligación desobstruir las alcantarillas taponadas, como ocurre en aquellas alcantarillado con poca pendiente, pudiendo evitar las obstrucciones realizando un lavado periódico con chorro de agua. Los sumideros deben inspeccionarse y ajustarse pues en caso contrario quedarán con frecuencia fuera de servicio.

Las alcantarillas grandes deben inspeccionarse ocasionalmente paseando por ellas con una linterna para cerciorarse de si se presentan grietas u otras condicio

nes que requieran atención. Las alcantarillas pequeñas pueden inspeccionarse, empleando linternas desde las cámaras de registro, o reflejando la luz mediante espejos dispuestos - uno en la superficie de la calle y otro en la cámara de registro para que un observador - situado en la cámara más próxima pueda ver con ello, las condiciones en que se encuentra el interior del tubo.

IV.4.2.1 Limpieza con chorro de agua.

El chorro de agua aumenta temporalmente la velocidad del líquido y su altura, con la ventaja de mayor capacidad de arrastre del agua. En las alcantarillas - derivadas, los caudales son rara vez grandes y con frecuencia cesan del todo, permitiendo que se produzcan depósitos con mayor facilidad y requieren mayor frecuencia en el lavado con chorro de agua.

El lavado con chorro, se realiza también mediante una manguera enchufada a una boca de incendio y que desagüe en una cámara de registro.

La limpieza con chorro de agua, debe emplearse siempre con precaución, ya que el nivel de los líquidos en la alcantarilla puede elevarse lo suficiente para dar lugar a un retroceso en los desagües de los sótanos o de los albañales domésticos.

IV.4.2.2 Eliminación de obstrucciones.

Generalmente para la eliminación de obstrucciones se emplea una - varilla de acero flexible de 3.5 cm de ancho, 3 mm de grueso y unos 30 m de longitud que puede introducirse a través de las "Y" o de otros codos, moviéndola hacia atrás y hacia adelante, desintegrando el material que forma el tapón con lo que se restablece el movimiento del líquido. Para trabajos con alcantarillas rectas se emplean varillas empalmadas, construídas con madera, y de longitudes de 1.00 a 1.20 m o si son de acero - de 60 cm o más. Las de madera son más fáciles de manipular debido a su peso más reducido y a su tendencia a flotar en la alcantarilla obstruída. El empalme se efectúa con un - ángulo casi de 90° y no hay peligro de que se desempalmen si la fila de las varillas se - conserva horizontal. Se empalman, en una cámara de registro y se introducen en la alcantarilla hacia la obstrucción, que una vez deshecha permite que el líquido residual fluya - completando la limpieza. El trabajo es dificultoso cuando deben manejarse más de 75 m de varilla, lo que constituye una de las razones por las cuales los registros no deben tener más de 150 m de separación entre ellos.

IV.4.3 Reparaciones y empalmes.

Una de las principales reparaciones de las alcantarillas se localizan en los pozos de registro, en donde en ocasiones hay que reparar ladrillos de los arcos que se desprenden, así como también rejunteo de empalmes, substitución de tubos rotos o rajados.

IV.4.4 Limpieza de imbornales.

Para la limpieza de imbornales, se usan métodos manuales cuando éstos no son accesibles para las máquinas.

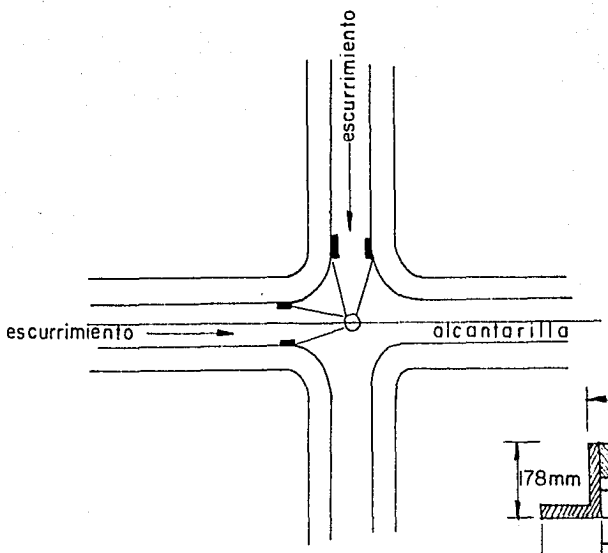
Se coloca sobre el imbornal una cabria de 3 pies con una polea, cuerda y cubo. Primero se elimina el agua, y luego los sólidos se sacan con pala por un obrero colocado en el imbornal, colocándolos en el cubo que se saca y se vacía en un camión. Se necesita un palero, dos hombres arriba y el conductor. Este equipo puede limpiar 7 imbornales en un día y manipular 5 m^3 de material. Otro procedimiento consiste en una bomba centrífuga de desecho que descarga en un camión tanque. El material pesado y los trondos se sacan previamente a mano y entonces se eleva el agua y el cieno. Son necesarios tres hombres que pueden hacer de 13 a 15 limpiezas al día.

IV.5 Instalaciones complementarias de las alcantarillas.

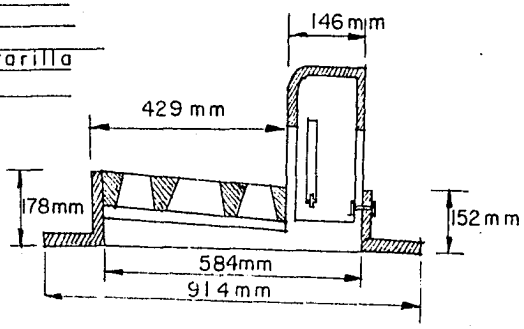
IV.5.1 Sumideros.

Los sumideros, son comúnmente colocados en las alcantarillas de lluvia o combinadas, con el fin de que por ellos penetre el agua de lluvia, se colocan en arroyos de calles y cruces y ocasionalmente en puntos medios de manzanas si tienen más de 150 m de longitud.

Cuando los sumideros se colocan en el arroyo, se dispone una rejilla horizontal con pequeñas aberturas o bien en el bordo de la acera, aunque se pueden combinar con aberturas en la orilla y en el borde.



Forma común de localización de sumidero en un cruce de calles.



Corte de entrada de sumidero con rejilla horizontal.

IV.5.2 Reguladores.

Son dispositivos que derivan un caudal de aguas residuales de una alcantarilla a otra, actúan cuando el caudal alcanza un valor prefijado, pudiendo entonces desviarlo total o parcialmente a otro canal. Se emplean en su mayor parte,en lugares donde las alcantarillas combinadas desaguan en las de intercepción que recogen los caudales de tiempo seco, pero desvían las aguas de lluvia en alcantarillas que desaguan en un curso de agua cercano.

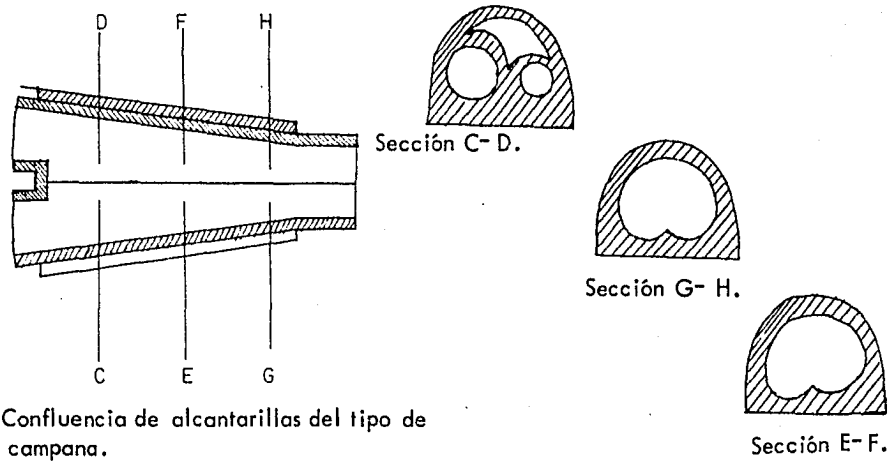
Se proyectan a veces por el valor triple del máximo caudal de tiempo seco, previendo los arrastres de materia orgánica. Los reguladores pueden ser: del tipo de vertederos laterales o bien funcionando con dispositivos mecánicos.

IV.5.3 Confluencias.

La confluencia en alcantarillas pequeñas se hace en los pozos de visita. Se hace con una "Y" cuando la confluencia es de una alcantarilla pequeña con una grande. Cuando la confluencia es entre dos alcantarillas grandes la unión puede ser de campana o a tope plano.

Sin embargo debe cuidarse que en cualquier tipo de confluencia no haya disminución de la velocidad, y que las perturbaciones sean mínimas en ambas alcan

tarillas, para evitar remolinos y depósitos de sólidos.



Confluencia de alcantarillas del tipo de campana.

IV.5.4 Salidas de las alcantarillas.

Cuando las alcantarillas vierten líquidos depurados en un río, solamente será necesario colocar un muro de protección de concreto para evitar que las aguas residuales puedan socavar el tubo.

Cuando las alcantarillas desaguan en grandes extensiones de agua, deben prolongarse hasta alcanzar aguas profundas, o hasta donde la corriente produzca una mezcla rápida de aguas residuales con agua de dilución, los tubos pueden tenderse apoyados en el fondo uniendo varios entre sí.

IV.5.5 Paso de alcantarillas sobre depresiones.

Para cruzar depresiones o pequeños cursos de agua, el método comúnmente usado es el de soportar el tubo sobre pilares o armaduras de concreto.

IV.6 Elevación de aguas residuales.

En las ciudades grandes, es preciso elevar por lo menos una parte de las aguas negras residuales, y la topografía urbana puede obligar a establecer cierto número de pequeñas estaciones elevadoras en diversos puntos y una o más estaciones de importancia.

Las condiciones específicas que hacen necesaria la elevación son las siguientes:

a) Sótanos demasiado profundos, lo que requiere que el propieta-

rio del inmueble instale una elevación.

b) Cuando el terreno es tal que para que las alcantarillas tengan suficiente pendiente, han de ser tan profundas que su costo de construcción es alto, se elevan las aguas residuales desde una estación de bombas y continúan su camino por gravedad.

c) Cuando es necesario elevar las aguas a lo alto de una colina, en este caso será necesario instalar una extensa tubería a presión desde la estación elevadora hasta la parte superior de la colina.

d) Cuando las salidas de la alcantarilla quedan a un nivel inferior al del agua donde han de desaguar.

e) Cuando es necesario elevar el agua residual con el fin de que adquiera la altura precisa para circular, por gravedad, a través de la instalación de tratamiento.

IV.6.1 Bombas.

Las bombas son dispositivos mecánicos destinados generalmente a elevar agua (u otro líquido), desde un nivel inferior a otro superior.

Existe una gran variedad de bombas, las cuales pueden alojarse en tres grandes grupos que son:

1.- Bombas de desplazamiento.

2.- Bombas de velocidad.

3.- Arietes hidráulicos.

1.- Bombas de desplazamiento.

Este tipo de bombas pueden ser aspirantes - impelentes, manuales o mecánicas; funcionan de dos maneras que son:

a) Con el cilindro formando parte del cuerpo de la bomba.

b) Con el cilindro situado en el interior del depósito al cual se quiere succionar el agua.

Las bombas de desplazamiento emplean pistones o émbolos para impulsar el agua, tomando volúmenes específicos de líquido en cada ciclo.

2.- Bombas de velocidad.

Las bombas de velocidad pueden ser:

a) Centrífugas accionadas con motor con el mecanismo sobre la

superficie.

b) Turbina para pozos profundos, accionadas desde la superficie o por motor eléctrico sumergido.

c) De chorro, accionadas por motor instalado en la superficie.

En las bombas de velocidad la presión se desarrolla casi enteramente por fuerza centrífuga. El agua entra en el centro del rotor que gira a alta velocidad. Esto causa la conversión de la velocidad desarrollada en el agua por las aspas del rotor, en presión que se ejerce en una carcasa de forma especial.

3.- Arietes hidráulicos.

En el ariete hidráulico, la energía procede del golpe de ariete producido intencionalmente. La energía del agua se recoge en una cámara donde se comprime aire y se libera, cuando éste se dilata, impulsando una pequeña cantidad de agua a una altura superior a la que tenía inicialmente. El agua que no sube hasta ese nivel, se pierde.

El ariete hidráulico es una bomba movida por el golpe del agua, provocado en el tubo de admisión.

Se coloca en lugares donde pueda obtenerse una caída de 1.0 a 2.0 m por encima de su propio nivel, ya sea utilizando la misma agua u otra de distinta calidad para llevar la que se pretende utilizar.

Entre las ventajas del ariete hidráulico pueden citarse las siguientes: sencillez, duración, ausencia de lubricación. La operación representa un costo nulo, ya que se hace en forma automática y continua, en cuanto al mantenimiento, el costo de energía necesaria es nulo y sólo ocasionalmente se requiere cambiar las partes gastadas.

Este tipo de bombas puede conectarse directamente a la conducción, lo que provocaría vibraciones y para evitarlas se instala en el tubo de descarga una cámara de aire cerrada, o bien descargando el agua a un tanque de almacenamiento con vertedor de demasías.

El gasto que proporciona un ariete hidráulico puede controlarse una vez instalado, dentro de ciertos límites, ajustando el número de ciclos por unidad de tiempo. Este ciclo o número de golpes por minuto varía de 40 a 300; cuanto más rápido sean menor es la cantidad de agua elevada pero menor la cantidad de agua desperdiciada.

IV.6.1.1 Bombas centrífugas corrientes.

Suelen ser accionadas por motores eléctricos o bien de gasolina. Si son eléctricos, de corriente trifásica (3 hilos) para voltajes de 115 a 230 voltios y rara vez de corriente monofásica.

La potencia de los motores, de 2,3,4,6, hasta 50 CV. las más empleadas, no necesitando mayores potencias por transportar solamente líquido sin materias sólidas de arrastre; por ello no es necesario mucho caballaje.

Acoplamiento del motor y bomba.

La bomba puede venir de fábrica instalada a su motor o no, otras veces se dispone de una bomba por un lado y de un motor por otro. Para acoplarlos, la primera operación a realizar será ver la chapa de características que llevan ambos, para saber las R.P.M. (Revoluciones Por Minuto) que señala la casa constructora para trabajar con rendimiento cada aparato.

El acoplamiento en línea, no pueden llevar más que las bombas que así vengan de fábrica con su motor, pues de otra forma es muy difícil coincidir con un motor que pueda trabajar bien, sin más reparos con una bomba cualquiera. Es el acoplamiento más limpio y de menos costo de entretenimiento puesto que entre el motor y la bomba no mediará más que un flector, platillo o mangón.

Una vez dispuesto el motor, cuyo sentido de giro corresponderá al sentido de giro de la bomba, supongamos que hay que calcular las poleas (sus diámetros) por lo menos una para que la otra trabaje a su rendimiento debido. Si no tiene tampoco polea, se pone una, o sea se fija a una de ellas y hay que calcular la otra.

Las bombas grandes trabajan generalmente a 960 r.p.m. y las menos grandes a 1450 r.p.m.

Sabidas las revoluciones del motor (de la chapa de las características) se fija un diámetro de polea a éste, por ejemplo de 100 mm y por la fórmula se establece:

$$\frac{\text{r.p.m. del motor}}{\text{r.p.m.de la bomba}} = \frac{X}{100\ \text{mm}}$$

o sea, ha de resultar que las r.p.m. del motor por su polea (diámetro) han de ser iguales a las r.p.m. de la bomba por su diámetro de la polea.

Se despeja "X" y obtendremos el diámetro de la polea del motor.

Así queda acoplado el motor y la bomba formando una motobomba.

IV.6.1.2 Tuberías de aspiración.

Las tuberías de toma de agua o aspiración, requieren se les preste una atención máxima si se quiere obtener un buen rendimiento en cualquier trabajo de bombeo, ya que es necesario sea un órgano completamente estanco, sin toma de aire del exterior. Buena norma será probar las tuberías antes de emplearlas, sometiéndolas a una presión de 3 a 4 atmósferas.

La pendiente de la tubería, será ligeramente ascendente y no completamente vertical, aunque las bombas modernas también pueden realizar el trabajo a esta inclinación máxima. Suelen ser de tubo de goma o manguera de 75 a 80 mm o más de diámetro. Llevando dispuesto en el extremo de toma un colador o válvula con objeto de facilitar el cebado, y retener agua de carga hasta establecer la corriente con el motor en marcha.

También lleva una rejilla metálica para impedir el paso de cuerpos extraños, pues no se trata de bombear otro material sino el agua solamente.

Cebado.

Cebar es evacuar el aire contenido en el tubo de aspiración o manguera, ya que el aire impide el establecer la corriente y el tiro, por eso hay que eliminarlo.

En ocasiones, la válvula de cierre del colador no suele cerrar bien para establecer el tiro, entonces hay que ayudar a cerrarla, lo cual puede conseguirse momentáneamente tirando de un alambre atado hasta poner la bomba en marcha.

Cada vez que una bomba de éstas se para, hay que cebarla otra vez para ponerla nuevamente en marcha, con sus consiguientes trastornos, pérdida de tiempo. etc.; por ello y para evitar estos inconvenientes, actualmente se han ideado las bombas centrífugas de autocebado o cebado automático.

Una bomba de buen tamaño, por sus constantes aplicaciones en construcción es la de 80 mm de diámetro de tubo de goma, la cual extrae 1 000 litros por minuto o sea 60 000 lts/hora.

Todas las casas constructoras de bombas, tienen sus catálogos de características en las cuales se reseñan los modos de obtener un máximo rendimiento con ellas en el trabajo.

De poner una bomba de 150 mm de diámetro de toma, a colocar dos bombas de 75 mm cada una, aun cuando la suma de diámetros dan aquella cifra, las dos bombas extraerán más caudal que la bomba primera.

IV.6.2 Estaciones de elevación.

En las instalaciones de elevación de aguas residuales se dispone un pozo, que recibe las aguas negras, y un pozo seco en el que se instalan las bombas y motores e interruptores, ordinariamente se construye una caseta sobre el pozo seco, aunque algunas pequeñas estaciones son enteramente subterráneas.

Las grandes estaciones elevadoras, disponen de varias bombas de diferentes capacidades, cubriendo estas bombas el máximo caudal a elevar, y con la posibilidad de adaptar un número menor de bombas a diferentes caudales menores que el máximo. Debe preverse en estos casos una bomba de reserva en caso de averías. Las bombas se disponen en general, de modo que se ponen en marcha y se paran según las fluctuaciones del nivel de las aguas negras. Generalmente cuando la altura de aspiración es superior a 5 m se tiene la tendencia a emplear bombas horizontales, es decir, de eje horizontal que tienen un sistema de cebado por vacío; con la ventaja de poder colocar los motores lo más elevado posible sobre el nivel de las aguas de avenidas, reduciendo el espacio requerido cuando el nivel es bajo y eliminando los largos ejes verticales que exigen constante lubricación y cuidado de los cojinetes.

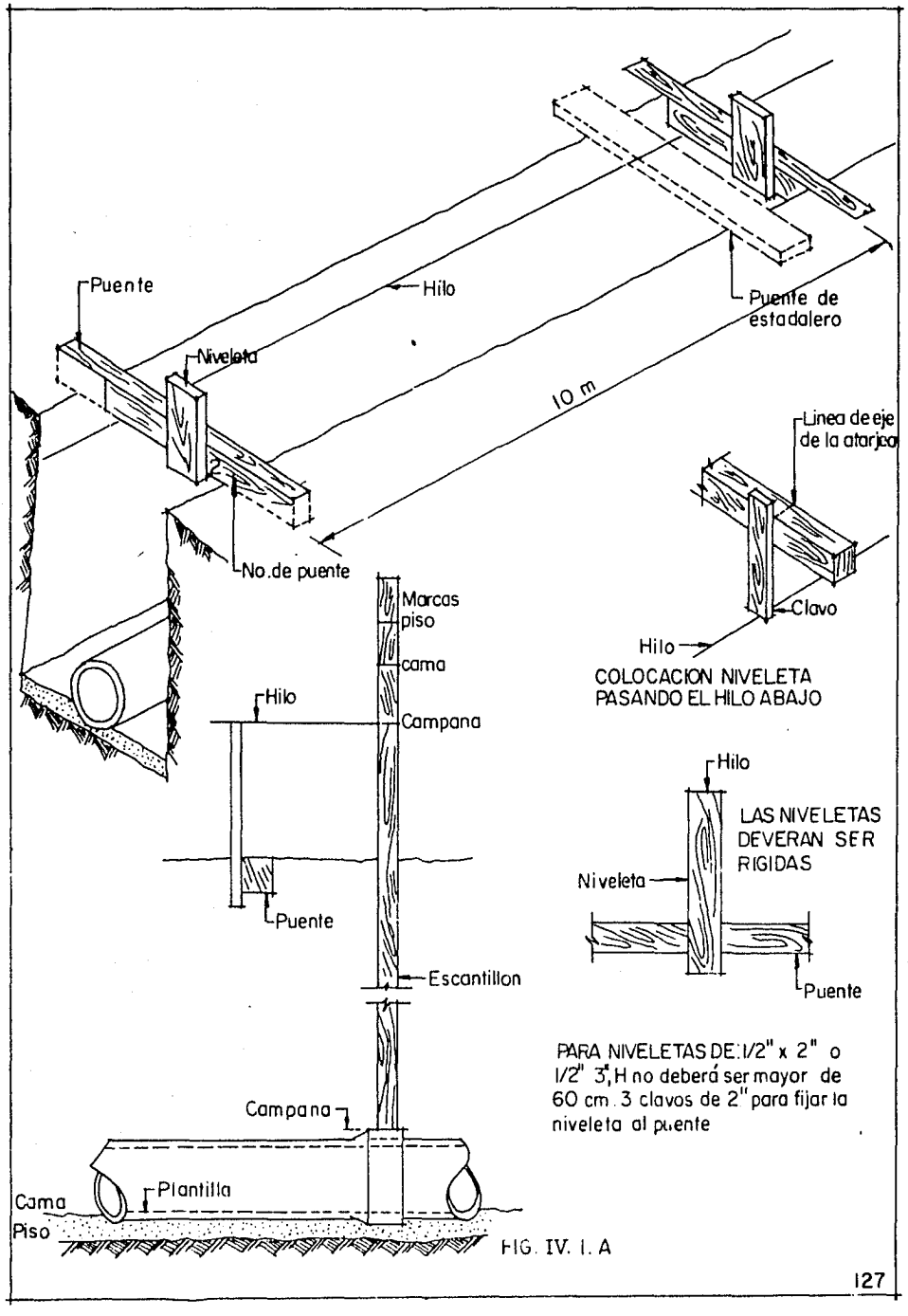

Puente
Hilo
Puente de estadalero
Niveleta
10 m
Linea de eje de la atarjea
No.de puente
Clavo
Hilo
COLOCACION NIVELETA PASANDO EL HILO ABAJO
Marcas
piso
cama
Hilo
Campana
Hilo
LAS NIVELETAS DEVERAN SER RIGIDAS
Niveleta
Puente
Puente
Escantillon
PARA NIVELETAS DE 1/2" x 2" o 1/2" 3", H no deberá ser mayor de 60 cm. 3 clavos de 2" para fijar la niveleta al puente
Campana
Plantilla
Cama
Piso

FIG. IV. I. A

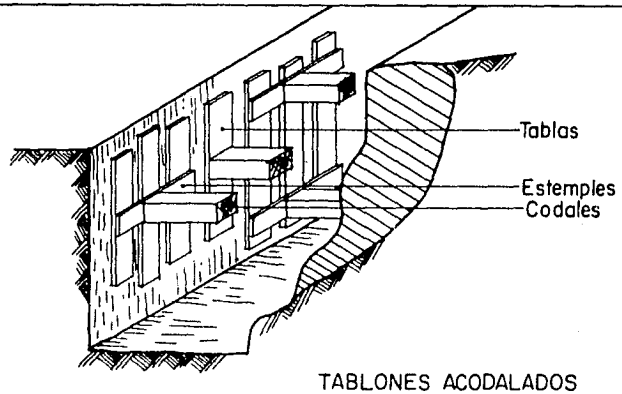


FIG. IV.2.2. A

TABLONES ACODALADOS

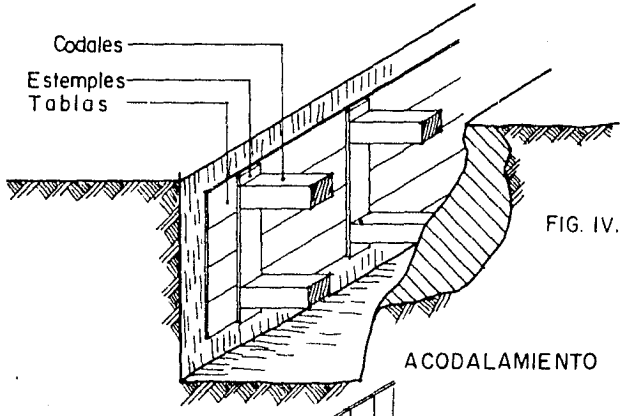


FIG. IV.2.3. A

ACODALAMIENTO

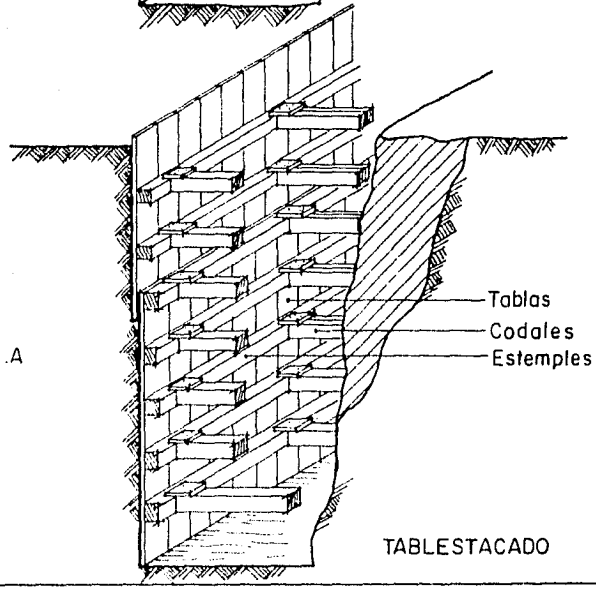


FIG. IV.2.4.A

TABLESTACADO

COMPARACION ENTRE VARIAS CLASES DE BOMBAS

	DE DESPLAZAMIENTO		DE VELOCIDAD		
	De Pistón. Manuales.	De Pistón accionadas por motor ordinario de viento	Centrífugas	Turbinas para pozos profundos	De Chorro
Rendimiento %	Bajo; puede mejorarse con cilindros de doble efecto 25- 60 %	Bajo; puede mejorarse con cilindros de doble efecto 25- 60 %	Bueno. 50 % - 85 %	Bueno. 65 % - 80 %	Bajo. 40 % - 60 %
Manejo	Muy sencillo	Sencillo	Sencillo	Más difícil requiere cierta atención	Sencillo, el aire puede - originar obstrucciones
Conservación	Sencillo, pero las válvulas y el pistón requieren ciertos cuidados; más difícil cuando el cilindro está en el interior del pozo	Igual que el anterior; la conservación del motor resulta a veces difícil en las zonas rurales	Sencilla pero requiere - ciertos cuidados	Requiere el cuidado constante de un operario especializado	Sencilla pero requiere - ciertos cuidados
Gasto	10 - 50	40 - 100	Muy variable desde 5 en adelante	Muy variable 100 - 20 000	25 - 500
Costo	Reducido, pero mayor - cuando el cilindro está dentro del pozo	Reducido, pero mayor - cuando el cilindro está - dentro del pozo	Moderado	Elevar sobre todo para grandes profundidades	Moderado
Ventajas	Poca velocidad, fácil de manejar por operarios - inexpertos, costo reducido	No requiere cebado apropiado para grandes cargas y poco gasto. Consumen 15 a 20% menos energía que las centrífugas	Buen rendimiento; amplio margen de caudal y de - presión	Apropiada para succionar agua hasta 150 metros de profundidad	Altura de succión hasta 25 metros partes móviles fuera del pozo fácil manejo
Inconvenientes	Bajo rendimiento aplicación limitada. Conservación más difícil cuando el cilindro está dentro del pozo	Bajo rendimiento; aplicación limitada, conservación más difícil cuando el cilindro está dentro del pozo	Altura de succión reducida. 4.50 metros, alta velocidad de operación, las partes móviles y los empaques requieren ciertos - cuidados	Partes móviles en el interior del pozo; costo bastante elevado; manejo y conservación delicados	Aplicación limitada, bajo rendimiento, las partes móviles requieren ciertos - cuidados
Fuerza motriz	Manual	Motor ordinario o de viento	Motor	Motor	Motor

BIBLIOGRAFIA

1.- Ing. Ernest W. Steel.
Abastecimiento de Agua y Alcantarillado. Editorial Gustavo Gili.

2.- Gordon M. Fair, John C. Geyer, Daniel A. Okin.
Abastecimiento de Agua y Aguas de Desecho, Volumen 1.
Editorial John Wiley and Sons.

3.- Ing. Francisco Montejano Uranga.
Apuntes de la Clase de Abastecimiento de Agua y Alcantarillado.
Facultad de Ingeniería. U.N.A.M. Curso de 1970.

4.- Apuntes de Demografía Aplicada. Escuela de Economía. U.N.A.M.
Curso de 1962.

5.- Ing. Ernesto Murguía Vaca.
Apuntes de Ingeniería Sanitaria. Impresiones Salinas. 1965.

6.- Ing. Rolando Springall G.
Drenaje en cuencas pequeñas. Publicación 143. Instituto de Ingeniería.
U.N.A.M. 1969.

7.- Ing. Anastasio Guzmán Mardueño.
Apuntes de Ingeniería Sanitaria. Facultad de Ingeniería. U.N.A.M.
Curso de 1962.

8.- Ing. Javier Mancebo del Castillo.
Generalidades y Especificaciones de S.R.H. sobre Alcantarillado
Sanitario (Conferencias expuestas en la U.N.A.N. L.). Octubre 1971.

9.- Apuntes de Alcantarillado. E.S.I.A. 1969.

10.- Cartilla de Saneamiento (S.S.A.) Comisión Constructora e Ingeniería
Sanitaria. 1968.

FE DE ERRATAS

Página	Concepto	Dice	Debe decir
40	Inciso 1.3.3	Máximo 1.0 a 2.0 lts/seg/hr	Medio 1.0 a 2.0 lts/seg/hr
42	Inciso d	De concentración	De concentración (Fig. 1.3.2.F)
52	Gráfica 1.3.2.E	(9)	(7)
65	Inciso II.2.3	Una vez terminado	Una vez determinado
86	Alcantarillado Pluvial	o bien $Q=CIA^{3/4}S^{1/2}$	o bien $Q=CIA^{3/4}S^{1/4}$
89	Columna (10)	Columna (9)	Columna (4)
95	Columna (16)	De la relación Vmín = X	De la relación $\frac{Vmin}{Vo} = X$
95	Paso 3	Por lo tanto 0.8 x 150 = 200	Por lo tanto 0.8 x 250 = 200
104	Ejemplo	ix40 mm/hr dx30mín	i = 40 mm/hr d = 30 mín
108	Columna (15)	P - (12)	P - (14)
	Columna (16)	$(113) + 5.08)^2$	$[(15) + 5.08]^2$
	Columna (18)	P + (15) - 20.32	P + (17) - 20.32
	Columna (19)	$P_e = \frac{(14)}{(16)}$	$P_e = \frac{(16)}{(18)}$
	Columna (20)	$X = \frac{(17)}{0.5}$	$X = \frac{(19)}{d}$
	Columna (21)	$\frac{P}{P_b}$	$2.78 \frac{P}{P_b}$
	Columna (22)	$\frac{tc}{(10)}$	$\frac{d}{tc}$