

33
24.



**UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA
DE MEXICO**

**ESCUELA NACIONAL DE ESTUDIOS PROFESIONALES
ARAGON**

**FUNDAMENTOS PARA EL DISEÑO DE REDES
HIDRAULICAS.**

T E S I S
QUE PARA OBTENER EL TITULO DE
INGENIERO CIVIL
P R E S E N T A
ALEJANDRA MEDINA VILLALOBOS

ASESOR: ING. LUIS P. VIGUERAS MUROZ



SAN JUAN DE ARAGON, EDO. DE MEX.

1997

**TESIS CON
FALLA DE ORIGEN**



Universidad Nacional
Autónoma de México



UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

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

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



UNIVERSIDAD NACIONAL
AVENIDA DE
MÉXICO

ESCUELA NACIONAL DE ESTUDIOS PROFESIONALES
ARAGÓN
DIRECCION

ALEJANDRA MEDINA VILLALOBOS
PRESENTE.

En contestación a su solicitud de fecha 12 de agosto del año en curso, relativa a la autorización que se le debe conceder para que el señor profesor, Ing. LUIS P. VIGUERAS MUÑOZ pueda dirigirle el trabajo de Tesis denominado "FUNDAMENTOS PARA EL DISEÑO DE REDES HIDRÁULICAS", con fundamento en el punto 6 y siguientes, del Reglamento para Exámenes Profesionales en esta Escuela, y toda vez que la documentación presentada por usted reúne los requisitos que establece el precitado Reglamento, me permito comunicarle que ha sido aprobada su solicitud.

Aprovecho la ocasión para reiterarle mi distinguida consideración

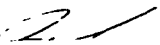
ATENTAMENTE
"POR MI RAZA HABLARA EL ESPIRITU"
San Juan de Aragón, México, 20 de agosto de 1996
EL DIRECTOR


MONT CLAUDIO C. MERRIFIELD CASTRO

c c p Jefe de la Unidad Académica.
c c p Jefatura de Carrera de Ingeniería Civil.
c c p Asesor de Tesis.

CCMC/AIR/11a.





DEDICATORIAS.

A MIS PADRES:

Ma. Elena Villalobos

Leonel Medina

Gracias por su paciencia y apoyo en todo momento;
y además por nunca dejar de creer en mí.

A MIS HERMANOS:

Leonel

Rocío Elena

Por todos los momentos que hemos
vivido juntos, siempre apoyándonos.

A MI TIA:

Ortencia Villalobos

Por su amor y por ser siempre una amiga,
sabiendo que contaré con su apoyo incondicional.

A MIS TIOS Y PRINCES:

Por sus consejos, lo que me han
ayudado cada día a ser mejor.

A MIS ABUELITOS:

Por siempre estar conmigo y nunca
dejarme sola.

A MIS PADRINOS:

Por sus consejos que me ayudaron a
crecer como persona.

A MIS AMIGOS:

Griseida

Elaine

Por todos los momentos que compartimos,
sabiendo que siempre contare con su apoyo.

A MIS PROFESORES:

Por su paciencia y comprensión que
me ayudado a prepararme cada vez
mejor.

A MI ASESOR:

Ing. Luis P. Viquezas Muñoz

Gracias por su apoyo para realizar
este trabajo.

A MIS AMIGOS:

Por todos los momentos felices que
hemos vivido y que nunca se olviden
de estos.

INDICE

	Pág.
INTRODUCCION	1
CAPITULO I	
CONSIDERACIONES GENERALES	
1.1 Antecedentes Históricos	4
1.2 Comportamientos hidráulicos de las redes	13
1.3 Tipos de redes	77
1.4 Reglamentación y organismos Operadores	93
CAPITULO II	
MÉTODOS DE CÁLCULO	
11.1 Cálculo hidráulico de redes para sistemas de agua potable	99
11.2 Cálculo hidráulico de redes para sistemas de alcantarillado	118
11.3 Cálculo hidráulico de redes para sistemas hidrosanitarios	167
CAPITULO III	
COMPLEMENTOS HIDRAULICOS	
III.1 Tanques de regularización	176
III.2 Sistemas de presión	184

III.3	Tipos de tubería	199
III.4	Accesorios para sistemas de agua potable	214
III.5	Accesorios para sistemas de alcantarillado	218
III.6	Accesorios para sistemas hidrosanitarios	226

C A P Í T U L O IV

APLICACIONES

IV.1	Consideraciones de Proyecto	234
IV.2	Datos básicos de proyecto	237
IV.3	Presentación de planos	247

C A P Í T U L O V

V.1	Recomendaciones y Conclusiones	249
	Bibliografía	251

INTRODUCCION.

En el presente trabajo se desarrollan los temas relacionados con el comportamiento del agua en conductos cerrados (a presión) y abiertos (canales). Así como la importancia que tienen las ecuaciones fundamentales de la hidráulica en el desempeño de estas, como son:

- Ecuación de la Energía,
- Ecuación del movimiento,
- Ecuación de la conservación de la masa; principalmente.

Además se basa en la recopilación de los conceptos fundamentales, expuestos por investigadores y técnicos que se han desarrollado en la práctica profesional, los cuales van encaminados a dar las bases para la solución de proyectos de Abastecimiento de Agua Potable, Sistemas de Alcantarillado y así como las Instalaciones Sanitarias en Edificaciones.

De igual forma se mencionan los diversos criterios de diseño, que se emplean, para el desarrollo de proyectos de las diferentes redes hidráulicas (agua potable, alcantarillado e instalaciones sanitarias). Esperando despertar el interés del lector, por la temática tratada en el presente trabajo.

A continuación se describen los diferentes temas que se han considerado.

En el Capítulo I, se da una reseña histórica sobre estos sistemas y el por qué fueron haciéndose cada vez más indispensables.

Posteriormente se plantea el funcionamiento hidráulico de cada una de las redes, explicando cuales son las ecuaciones que caracterizan el funcionamiento de éstas.

Dentro de este cálculo también se da una clasificación de las redes hidráulicas, considerando tres grupos:

- Distribución de Agua Potable.
- Captación de Aguas (Pluvial y Sanitario).
- Instalación Hidro-Sanitaria.

En el Capítulo II, se describirán los diversos métodos de cálculo que se tienen de acuerdo al tipo de red, pero además se explicara cual es el método más utilizado.

Se han agregado ejemplos de aplicación para que se tenga un panorama más amplio en el estudio de las redes.

Dentro del cálculo es importante considerar las características del material que se utilizará para la tubería, además de describir el tipo de accesorios a utilizar para cada caso. Estos puntos son tratados en el Capítulo III.

Una vez realizado el cálculo hidráulico, lo siguiente será verificar si los datos obtenidos se encuentran dentro las Normas que son establecidas por los diversos organismos, para que a continuación se procedera a la realización del proyecto ejecutivo. (Capítulo IV)

Por último se plantean las recomendaciones y conclusiones referentes al análisis y diseño de las diferentes redes hidráulicas.

CAPITULO I

**CONSIDERACIONES
GENERALES**

I.1 ANTECEDENTES HISTORICOS.

Evolución de los Sistemas de Agua Potable.

La creación de estos sistemas surgió de la necesidad que el hombre tenía para poder llevar el agua a zonas que no se encontrarán cercanas a ríos, lagos, lagunas, entre otras. De esta manera es como surge el Primer Sistema Público de Abastecimiento de Agua, es el Acueducto de Jerwin, construido en Asiria en el año 691 a.C.

También podemos hacer mención de grandes acueductos, construidos por los romanos, en varias partes del mundo, esto fue aproximadamente por el 312 a. C. se nombró a Sextus Julius Frontius como el Primer Superintendente de Agua en Roma, se podría decir que fue la primera persona dedicada a administrar el agua, realizando un buen uso de este líquido.

Pero fue hasta el siglo XVI que los filósofos se interesaron por los problemas que se encontraban en los proyectos de fuentes de aguas monumentales, los que estaban en boga en Italia. Fue así como Leonardo de Vinci observó la importancia de desarrollar este sector. En el año de 1586 se publicó un nuevo tratado por Stevin y las contribuciones de Galileo Torricelli y Bernoulli constituyeron la base para la nueva rama científica.

Por otro lado Euler creó las primeras ecuaciones generales para el movimiento de los fluidos.

Fue hasta el siglo XIX, en que se desarrolló la producción de tubos de hierro fundido, las que eran capaces de resistir a presiones internas relativamente elevadas; si consideramos que las ciudades comenzaron a tener un crecimiento muy grande y como consecuencia aumento la importancia de los servicios de abastecimiento de agua. El realizar estos sistemas con los tubos de hierro resultaban una ventaja muy grande. Además de comenzar el empleo de máquinas hidráulicas.

En el año 1883 se dio otro paso importante para el estudio de estos sistemas, fue debido a que Osborne Reynolds propuso el criterio para distinguir el tipo de flujo que se puede presentar; proponiendo una ecuación que permite evaluar las fuerzas de viscosidad y las de inercia. Además Rayleigh y Froude aportaron sus trabajos de investigación para continuar con el progreso.

En la actualidad los laboratorios de hidráulica son los que aportan los nuevos avances, para ir desarrollando cada vez más los sistemas.

La evolución de este sistema en nuestro país es de la manera siguiente:

Entre las primeras construcciones para el abastecimiento de agua encontramos que en el período de la Huasteca I de Ekholm, se construyó un edificio circular de 27 m de diámetro, El Elcano, cuya forma es aproximadamente la de un casquete esférico de 3 m de altura, construida sobre una plataforma rodeada de estereos formados artificialmente para tener una provisión de agua.

Los aztecas construyeron obra hidráulicas muy importantes como la Presa de Coatepec que les ayudo para el abastecimiento de ellos.

Uno de los más grandes problemas a los que se enfrentaban los aztecas, era el hecho que se encontraban rodeados por lagos, y en la épocas de fuertes lluvias se inundaban sus casas y lugares de sembrados.

En el año de 1466 se construyó una albarrada de madera y piedra, de que gigantesco y eficaz de 16 Km. Con este dique se dividió el lago en dos partes: el oriente y mayor, lago de Texcoco, y el poniente, lago de México, con lo que se logró además, reservar en el de México el agua dulce, para ser utilizado por los aztecas en sus necesidades.

En 1499, se creó un acueducto en Coyocacán para poder abastecer el agua a el resto de la ciudad, pero este en vez de ayudar provoca una inundación en toda ciudad.

Entre 1520 y 1524, las aguas de la laguna disminuyeron notablemente, por lo que la población creció sobre lo descubierto por las aguas del lago. Aprovechando poder estar más cerca del lago para poder cubrir sus necesidades.

El 28 de Noviembre de 1607, se inauguró la más fabulosa empresa de Ingeniería, la cual consistió en convertir al valle de México, de una cuenca cerrada natural, en una cuenca abierta artificial.

A principios del siglo la política que se siguió para distribuir el agua, fue la de prestar atención únicamente a las necesidades inmediatas.

Por los años cincuenta se recurría a una explotación excesiva de los acuíferos subyacentes a la Ciudad de México, lo que originó un incremento notable en el hundimiento del suelo, lo que provocó daños de consideración en las obras urbanas.

En 1951 la sobreexplotación de la cuenca del valle de México, obliga a que se inicie la obtención de agua de una Cuenca Externa, la del valle Alto de Lerma.

A finales de los cincuenta se recomendó al D.D.F. que se estudiara la necesidad de proyectar el Sistema General de Regulación y la Red Primaria, que se requería para una proyectada distribución del agua; este proyecto no sólo sería para el área urbana de aquel entonces, sino también para las ampliaciones futuras. Dentro de estas recomendaciones se incluía también la de establecer una campaña de localización y arreglo de fugas e instalación de medidores en toda la ciudad.

En los sesenta la Comisión recomendó a la SRH y el D.D.F. que se coordinaran esfuerzos para estudiar el aprovechamiento de todas las fuentes de agua que fueran seguras y permanentes y que no estuvieran comprometidas y cuyos caudales no fueran en su totalidad esenciales para el desarrollo económico de la región donde se encontrarán.

En 1971, se inició el estudio de un Plan Final de Abastecimiento de Agua al Área Urbana hasta el año 2000; en este se aceptaba que para lograr la correcta solución de ese problema, debe considerarse que la Ciudad de México y los municipios adyacentes a ella, constituyen una sola unidad y que sus problemas hidráulicos tienen que ser resueltos de forma conjunta.

A principios de los ochenta se formuló un programa que se consideraba el aprovechamiento de acuíferos subterráneos ubicados dentro del Valle de México (aún considerando que en algunos casos eso significaba una sobreexplotación), tales como los de: Mixquix-Xochimilco, Chalco, Texcoco, Tizayuca-Apan y Cuatitlán; así como utilizar el agua superficial almacenada en la Presa de Guadalupe y la Presa por construirse en el Río Tepesjé. Este plan tiene también por objetivo iniciar en un futuro próximo, la suspensión de parte de la extracción de agua subterránea del Valle de Lerma.

Además de estar estudiándose con mayor detalle el Sistema de Aprovechamiento de las aguas del río Tocolutla propuesto por la Comisión Hidrológica y el del Río Balsas propuesto por el D.D.F.

Es importante mencionar que cualquiera de estas dos propuestas para el aprovechamiento del agua que se elijan, proporcionaran de manera indudable el caudal suficiente que pueda satisfacer las necesidades durante un lapso que probablemente rebase el año 2000.

Evolución de los Sistemas de Alcantarillado.

El sistema de alcantarillado más antiguo que se ha encontrado fue en el año 5000 a. C., en las ruinas de Nipur en Sumeria, este sistema se encontraba en forma de arcos. Otro fue encontrado en Babilonia, en el que se desalojan las aguas usadas, por tuberías. En el siglo III a. C. se construyeron cloacas de grandes dimensiones en Nínive y Babilonia.

En el año 2000 a. C. se encontraron en la isla de Creta instalaciones domiciliarias de desegüo. En poblaciones griegas se encontraron obras similares durante el esplendor del Imperio Griego. En Atenas estaba ampliamente difundido el uso de letrinas.

Una de las obras más importantes fue construida en el año 588 a. C. y es la célebre "Cloaca Máxima", un gran colector destinado a sanear el foro romano, y aún subsiste en nuestros días.

Resulta importante el mencionar que desde los años 93 a. C. hasta el siglo XIX, no hubo progreso en las técnicas de diseño y construcción de los alcantarillados.

Fue hasta 1820 que en Europa se comenzaron a discutir los métodos por medio de los cuales se realizaría el desalojo de las materias fecales, analizándose la conveniencia de transportarlas en seco o con la ayuda del agua, eligiéndose finalmente el método de transporte con agua. La preocupación anterior fue ocasionada por las grandes epidemias que se produjeron por el mal uso de las aguas usadas.

Aún en la actualidad existen algunas poblaciones europeas en las que la eliminación de las materias fecales se realiza por medio de su recolección y transporte en vehículos.

En Estados Unidos se construyó el primer sistema de

alcantarillado de grandes dimensiones, en la Ciudad de Boston, en el año de 1876.

En el año de 1856 se construyó el primer alcantarillado sanitario, en la Ciudad de Montevideo, Uruguay.

Por otro lado la evolución del alcantarillado en México se dio de la manera siguiente:

En el año de 1450 se diseñó un albarrón de más de 12 Km de longitud y 4 m de ancho para proteger a la gran Tenochtitlán contra las inundaciones. Esta obra fue dirigida por Netzahualcoyotl.

Durante el 1555 las inundaciones eran un grave problema en la Ciudad de México, por lo que el virrey de Velasco ordenó la construcción del albarrón de San Lázaro.

El ingeniero Francisco de Garay construyó el gran canal de desagüe y del túnel viejo de Tequiquiac, mismos que fueron terminados en 1900.

Se creó la Comisión de Ingenieros, en 1888, el Ing. Gayol fue nombrado jefe de la Comisión y estaba encargado de resolver los problemas de desagüe en la ciudad, fuertes lluvias inundaron durante varios meses la ciudad, hecho que originó la instalación de la estación de bombeo en San Lázaro. Esto permitió que el nivel del agua descendiera hasta una cota tal, que fue posible la construcción de atarjeas definitivas y su utilización, aún antes de que fuese terminada.

A principios del siglo XX se expide el Primer Código Sanitario, lo que trae como consecuencia de la necesidad de realizar cambios sanitarios en las casas.

Se concluye en 1950, el Sistema de Drenaje y Saneamiento de la

Ciudad de México, que consiste en un conjunto de tuberías que descargan al gran canal y en el lago Texcoco.

Debido a las inundaciones que se presentaron entre 1950 y 1951, - en la Ciudad de México, se construyen Plantas de Bombeo a lo largo del gran canal y en diversos puntos de la Ciudad, para el drenaje.

Se termina la construcción del interceptor poniente en 1966 que se iniciara 10 meses atrás. Que consta de un conducto de 4.0 m de diámetro y 17 Km de longitud, de los que 15 Km fueron construidos en túnel. En este mismo año se terminaría el colector 15 que drenaría una zona mayor a la de cualquier otro colector de la Ciudad.

A principios de los setenta se concluye la construcción del interceptor y emisor central y una parte del interceptor oriente: que cuenta con 65 Km de túneles.

Entre los años 1980 y 1990 continúan los trabajos de manera ininterrumpida del Sistema de Drenaje Profundo de la Ciudad de México. El sistema es combinado, conduciendo tanto aguas de lluvias como residuales a través de una red primaria de 1,212 Km de longitud y una secundaria de 12,326 Km, con 66 plantas de bombeo, tanques de tormenta, cauces abiertos, ríos entubados, presas, lagunas y 91 Km de drenaje profundo.

En la actualidad el Sistema de Drenaje Profundo y Semiprofundo de la Ciudad de México forma la columna vertebral de todo el Sistema de desagüe. Constan de varios interceptores que fluyen hacia un mismo conducto para evacuar las aguas negras y pluviales. Por sus características de construcción y por la profundidad en que se encuentran, no son afectados por el hundimiento de la Ciudad de México y operan por gravedad. Las estructuras que lo forman se muestran en el siguiente cuadro 1.

Fig. 1

DRENAJE PROFUNDO

- Existente
- En proceso de Construcción
- Proyecto Futuro

DRENAJE SEMIPROFUNDO

- Existente
- En proceso de Construcción
- Proyecto Futuro
- Río o Canal
- Colector a río



1. Embalse Central II
2. Embalse Central
3. Semiprofundos Cuauhtepac
4. Interceptor Oriente
5. Embalse Poniente
6. Estero de México
7. Río Tlacapantla
8. Río de los Remedios
9. Interceptor Centro-Poniente
10. Semiprofundos Indios Verdes

11. Interceptor Oriente
12. Semiprofundos Gran Canal
13. Interceptor Poniente
14. Río Comulada
15. Interceptor Central
16. Interceptor Poniente II
17. Río de la Plaza
18. Semiprofundos Obrero Municipal
19. Interceptor Centro-Centro
20. Interceptor Oriente

21. Río Churubusco
22. Interceptor Oriente-Oriente
23. Interceptor Central
24. Semiprofundos Iztapalapa
25. Semiprofundos Oriente
26. Interceptor Oriente-Sur
27. Semiprofundos Canal-Nordeste al Canal de Chapala
28. Túnel Anzaldo S-66 Buenaventura

SISTEMA DE
DRENAJE PROFUNDO DE LA
CIUDAD DE
MEXICO



CUADRO I
SISTEMAS DE DRENAJE PROFUNDO Y SEMIPROFUNDO DE
LA CIUDAD DE MÉXICO

Obras	Longitud (km)	Diámetro (m)	Capacidad (m ³ /s)	Pendiente (m/km)	Profundidad (m)	
					Mín.	Máx.
A. Drenaje profundo						
Emissor	50	6.5	220	2	48	217
Interceptores						
• Central	16	5	90	0.5	22	41
• Centro-Centro	3.7	5	90	0.02	23	26
• Oriente	15	5	85	0.5	37	55
• Centro-Poniente	16.5	4	40	1.3	22	51
B. Colector semiprofundo						
Inzapalapa	5.5	3.20	20	0.0	11.5	11.5
Obrero Mundial	0.8	3.20	20	1.5	10	16
Caral Nacional						
Caral Chaco	3.2	3.10	20	0.15	15	17

Fuente: El sistema de Drenaje Profundo de la Ciudad de México DDF, Dirección General de Construcción y Operación Hidráulica, noviembre de 1992.

SISTEMA DE
DRENAJE
PROFUNDO



1.2 COMPORTAMIENTO HIDRAULICO DE LAS REDES.

Para entender el comportamiento del agua (como fluido), dentro de un conducto a tubo lleno (presión), o parcialmente lleno (canal), principios en los que se basa el análisis de redes hidráulicas es importante, conocer la Mecánica de fluidos como la ciencia en la cual los principios fundamentales de la mecánica general se aplican en el estudio del comportamiento de los fluidos. Dichos principios son los de la conservación de la materia y de la energía, y las leyes del movimiento de Newton.

El avance técnico en los últimos años y la ampliación de los campos de interés del ser humano en nuevos problemas han creado un gran número de ramas de la Mecánica de fluidos. Para la actividad propia del Ingeniero Civil se entera principalmente al estudio del movimiento de los líquidos.

De ahí que la hidromecánica se puede establecer como una rama importante que estudia las leyes del equilibrio y movimiento de los líquidos. Cuando las leyes y principios de la hidromecánica se aplican al estudio del flujo de agua en estructuras que interesan directamente al Ingeniero Civil, surge entonces la disciplina conocida como Hidromecánica Técnica o Hidráulica.

Resulta importante identificar la manera como están conectadas, los diferentes tramos de tubería, en base a esto se le identificara correctamente.

Se conoce como tubería simple a un tubo de diámetro constante sin ramificaciones.

Acoplando varias tuberías simples una enseguida de otra, con diversas resistencias locales, a este sistema que forma se conoce en serie. (Fig. 2)

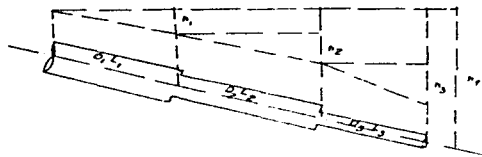


Fig. 2

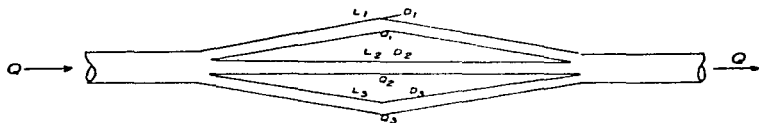


Fig. 3

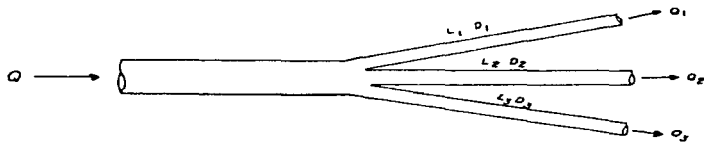


Fig. 4

TIPOS DE
SISTEMAS



Al suministrar un gasto por el sistema anterior, está será idéntico en todos los tubos dentro del mismo y la pérdida total de presión entre los puntos de entrada y salida, es igual a la suma de las pérdidas de presión en todos los tubos. Definimos así el comportamiento hidráulico.

Si se tienen ahora varias tuberías simples que coinciden en común en sus extremidades inicial y final. Ramificándose en el extremo inicial y después se unen en otro punto distante que es el extremo final, con diversas resistencias locales, a dicho acoplamiento se le conoce como en paralelo. (Fig. 3)

Al circular el gasto por este sistema en el entronque inicial, se divide entre el número de conductos, de modo que en el entronque final vuelve a asumir el mismo valor. La pérdida de carga total en el intervalo inicial y final, es la suma de las pérdidas de carga para cada uno de los conductos.

Se conoce como tubería ramificada a un conjunto de tubos simples, con diversas resistencias locales, estos convergen en un punto inicial a partir del cual se ramifican y no vuelven a unirse. (Fig. 4)

Hidráulicamente el gasto total que circula por este sistema, es la suma de todos los gastos parciales en las ramificaciones sucediendo de manera similar las pérdidas.

Una red de distribución está compuesta por tuberías en serie, paralelo o ramificados, las cuales se pueden combinar. Tienen tramos de tuberías con diferentes longitudes, diámetros, gastos y pérdidas. Además de incluir resistencias locales.

Hidráulicamente el gasto fluye por la red, debido a que en uno de los extremos la energía potencial es mayor que en el otro. Esta diferencia de niveles de energía potencial puede ser creado por diferentes modos:

a) Por medio de la diferencia topográfica de niveles del líquido.

b) Con el trabajo de la bomba.

- COMPORTAMIENTO HIDRAULICO DE UNA RED DE DISTRIBUCION.

Como los principios de la energía se aplican para deducir fórmulas fundamentales de hidráulica, es conveniente explicar esos principios tal como se utilizan.

La energía se define como la capacidad para realizar trabajo, las dos formas de energía que se reconocen comúnmente son la cinética y la potencial. A su vez, la energía potencial en los fluidos se puede subdividir en energía debida a la posición o la elevación por encima de un plano de nivel de referencia dado y la energía que se debe a presión en el fluido; por lo tanto las tres formas de energía que se deben considerar en relación con el flujo de fluidos se dan como:

- a) Energía Cinética.
- b) Energía de Elevación.
- c) Energía de Presión.

a) Energía Cinética es la capacidad de una masa para realizar trabajo en virtud de su velocidad. Si en cualquier masa M , cada partícula individual tiene la misma velocidad V , la energía cinética de la masa será de $\frac{1}{2}Mv^2$ y como la masa es $M = w/g$,

$$E. C. = w \frac{v^2}{2g}$$

que se reduce a $V^2/2g$ para un peso unitario, y se debe de interpretar como la altura h través de la cual debe caer un cuerpo en un vacío para adquirir la velocidad V . Cuando se aplica una masa en movimiento se denomina carga de velocidad.

b) Energía de Elevación se manifiesta en un fluido en virtud de su posición o elevación respecto a algún plano escogido como nivel de referencia horizontal, cuando se considera en cuanto a la acción de la gravedad. La energía de elevación se puede explicar considerando la masa de un peso W , cuya elevación por encima de cualquier plano horizontal de referencia.

c) La Energía de Presión difiere fundamentalmente de la cinética, y la de elevación, hasta el punto de que ninguna masa por sí misma, puede tener esa energía. Cualquier masa que posea energía de presión la adquirirá solo en virtud del contacto con otras masas que posean alguna forma de energía.

Una de las formas de ilustrar los tres tipos de energía es como se muestra en la fig. 5.

Como se ve, se puede ver que la carga de elevación en el punto 1 se transforma en una cantidad igual de carga de presión en el punto 2 y que esta carga de presión es la causa inmediata del flujo del líquido, de tal modo que la presión es la causa inmediata del flujo del líquido en la tubería, a través de la abertura de la válvula.

En 1738, Daniel Bernoulli eminente matemático y filósofo europeo, demostró que en cualquier corriente que fluye estacionariamente, sin fricción, la energía total contenida en una masa dada es la misma en todos los puntos de su trayectoria de flujo. La ecuación que representa lo anterior se expresa como sigue:

$$\frac{V_1^2}{2g} + \frac{P_1}{\rho} + Z_1 = \frac{V_2^2}{2g} + \frac{P_2}{\rho} + Z_2$$

Los fluidos en movimiento sufren siempre una pérdida de energía debida a la fricción (H_f); por lo que la ecuación anterior queda expresada incluyendo la carga de pérdida como:

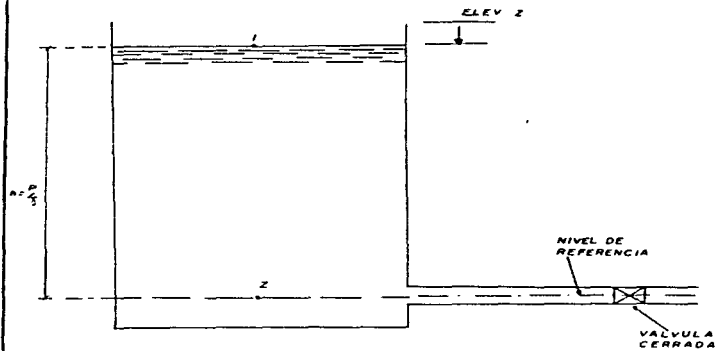


Fig. 5

TIPOS DE
ENERGIA



$$\frac{v_1^2}{2g} + \frac{p_1}{\gamma} + z_1 = \frac{v_2^2}{2g} + \frac{p_2}{\gamma} + z_2 + hf$$

Las pérdidas de energía en los conductos de la red, debidas a la circulación del gasto se deben principalmente al rozamiento (fricción) de las paredes del conducto con el líquido y el líquido mismo, tomando en cuenta la forma, dimensiones y rugosidad del conducto, de la velocidad de la corriente y de la viscosidad; así como también por las resistencias hidráulicas locales que son los elementos o accesorios de tubería.

Se tienen diferentes fórmulas para determinar las pérdidas por fricción de las cuales la más utilizada es la de Manning, que a continuación se describirá:

Si la tubería se encuentra trabajando en condiciones de tubo lleno (a presión), entonces el cálculo hidráulico se basará en aprovechar integralmente el desnivel topográfico entre la entrada y salida del agua en la conducción. Utilizando la fórmula de Manning se obtiene el diámetro teórico de la manera siguiente:

$$\frac{Q}{A} = \frac{1}{n} R^{2/3} S^{1/2} \quad , \quad \text{Si} \quad R = \frac{A}{P} = \frac{\frac{\pi D^2}{4}}{\pi D} = \frac{D}{4}$$

entonces:

$$\frac{Q}{A} = \frac{1}{n} \left(\frac{D}{4} \right)^{2/3} S^{1/2}$$

sustituyendo A:

$$\frac{Q}{\frac{\pi D^2}{4}} = \frac{1}{n} \frac{D^{2/3}}{4^{2/3}} S^{1/2}$$

despejando D:

$$S^{1/2} (0.785 D^2) (D^{2/3}) = 2.519 n Q$$

$$D^2 D^{2/3} = \frac{3.21 Q n}{S^{1/2}}$$

$$D = \left(\frac{3.21 C_n}{S^{1/2}} \right)^{3/8} \text{ ----- (1)}$$

Las pérdidas por fricción estarán dadas por el desnivel topográfico entre la entrada y salida del agua de la conducción, fig 6, y se calcula de la siguiente manera:

$$S = \frac{H}{L} \quad \text{por lo que,} \quad H = LS$$

sustituyendo el valor anterior en la ecuación 1:

$$D^{8/3} = \frac{3.21 C_n}{S^{1/2}} \quad \text{despejando la S:}$$

$$S^{1/2} = \frac{3.21 C_n}{D^{8/3}} \quad \text{sustituyendo el valor de S:}$$

$$\left(\frac{H}{L} \right)^{1/2} = \frac{3.21 C_n}{D^{8/3}} \quad \text{si despejamos H:}$$

$$\frac{H}{L} = \left(\frac{3.21 C_n}{D^{8/3}} \right)^2 \quad \frac{H}{L} = \frac{10.3 C^2 n^2}{D^{16/3}}$$

$$HE = \left(\frac{10.3 C^2 n^2}{D^{16/3}} \right) L \quad \text{Si,} \quad K = \frac{10.3 n^2}{D^{16/3}}$$

entonces;

$$HE = K L Q^2 \text{ ----- (2)}$$

De acuerdo con lo anterior a la variación de las dimensiones o configuración del conducto, cambia la velocidad del flujo y surgen habitualmente torbellinos, mezcla y curvatura de las trayectorias del mismo determinando físicamente el tipo de flujo.

Existen dos tipos básicos de flujo, cada uno con características

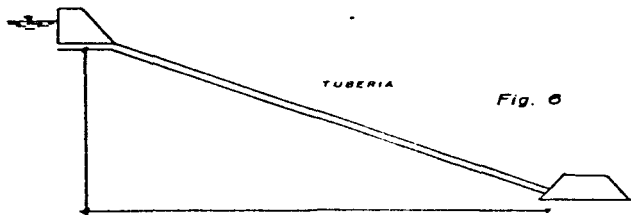


Fig. 6

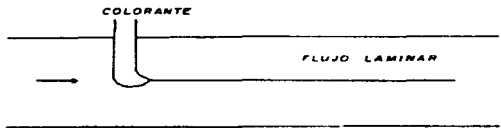


Fig. 6'

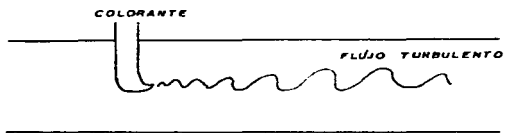


Fig. 7

DIFERENTES
FLUJOS



fundamentales diferentes. El primero se llama flujo laminar: el agua fluye en capas lisas o láminas. En este tipo de flujo, una partícula del fluido se halla en determinada capa, permanece en ella. (Fig. 6)

Por otro lado, tenemos el flujo turbulento, al contrario del movimiento suave del flujo en flujo laminar, se caracteriza por un movimiento irregular y errático de las partículas del flujo con respecto al tiempo y al espacio. Las fluctuaciones de la velocidad se producen tanto en la dirección del flujo como normalmente a él. (Fig. 7)

Podemos matemáticamente encontrar el tipo de flujo con el número de Reynolds, para conductos circulares:

$$Re = \frac{VD}{\nu} \quad \text{----- (1)}$$

donde:

V = velocidad media.

D = diámetro del conducto.

ν = viscosidad cinemática del fluido. (tabla 1.1 y 1.2)

El valor de Reynolds varía de 2000 hasta 4000.

Una red hidráulica queda definida si se garantiza para su funcionamiento el gasto, diámetro del conducto, pérdida de carga y presión disponible para cada tramo que la compone de acuerdo a la necesidades existentes.

- COMPORTAMIENTO HIDRAULICO DE UNA RED DE ALCANFORILLADO.

Un canal abierto es un ducto en el que fluye un líquido con una superficie libre. En contraste con el líquido en una tubería donde el flujo se produce normalmente a presión, el líquido que lleva un canal abierto no ejerce presión aparte de la que provoca su propio peso y la presión atmosférica.

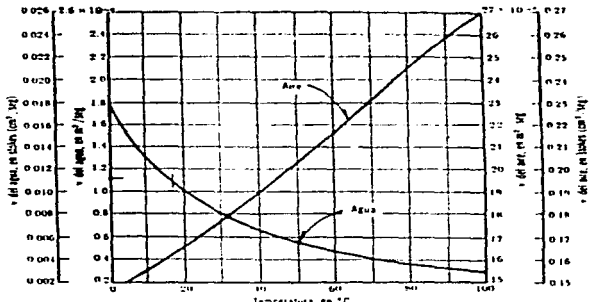


Tabla 1.1

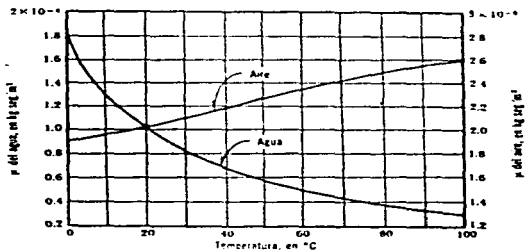


Tabla 1.2

**VISCOSIDAD
 CINEMATICA
 DE FLUIDOS**



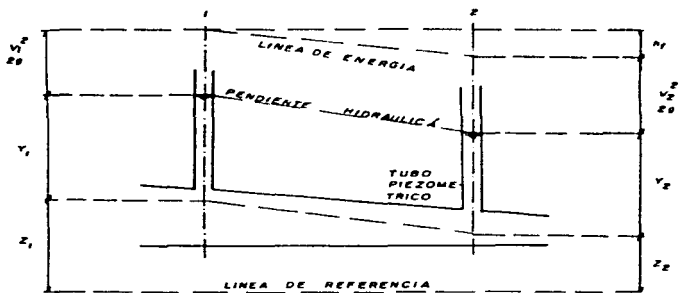
El alcantarillado de las ciudades, aunque por lo común se trata de tuberías o ductos abiertas, porque se supone que no llevarán un flujo completo, sino que tendrán una superficie libre bajo presión atmosférica.

Flujo en canal abierto y sus clasificaciones.

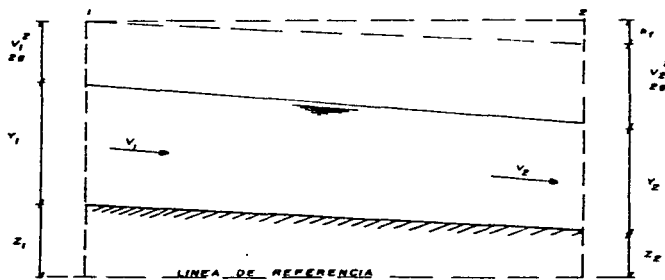
El escurrimiento o flujo de agua en un conducto puede ser "escurrimiento en canal o ducto". Las dos clases de escurrimiento son similares en varios aspectos, con una diferencia importante: el escurrimiento en canal abierto debe tener una superficie libre, mientras que el escurrimiento en ductos no tiene ninguna; desde que el agua debe llenar el conducto totalmente. Una superficie libre esta expuesta a una presión atmosférica. El escurrimiento en ductos, estando confinado dentro de un conducto cerrado, no ejerce presión atmosférica directa sino solamente presión hidráulica.

En la fig. 8 se comparan las dos clases de flujo. En lo que respecta al escurrimiento en tuberías se han colocado dos tubos piezométricos en las secciones 1 y 2. Los niveles del agua en los tubos se mantienen por la presión en la tubería a elevaciones representadas por la denominada pendiente o gradiente hidráulica.

La presión ejercida por el agua en cada sección de la tubería se indica en el tubo correspondiente por la altura "Y" de la columna de agua sobre la línea central de la tubería. La energía total en el escurrimiento de la sección correspondiente a la línea de referencia es la suma de la elevación Z de la línea central de la tubería, la altura piezométrica "Y" y la altura o carga debida a la velocidad $V^2/2g$, en donde V es la velocidad media del escurrimiento (uniformemente distribuida). La energía está representada en la figura por lo que se llama pendiente de la energía o simplemente la línea de energía. La pérdida de energía que resulta cuando el agua fluye desde la sección 1 a la sección 2, está representada por hf. Para canales se indica un diagrama similar, en donde se ha supuesto que el



a)



b)

Fig. 8

COMPARACION
ENTRE DUC-
TOS Y CA-
NAL ABIERTO



escurrimiento es paralelo y tiene una distribución uniforme de velocidad, y que la pendiente del canal es pequeña. Para este caso, la superficie del agua es la pendiente hidráulica, y la profundidad del agua corresponde a la altura piezométrica.

No obstante la similitud entre los dos tipos de escurrimiento, la solución de problemas en canales abiertos es mucho más difícil que en tuberías.

Para el caso particular de las alcantarillas se tiene el siguiente comportamiento.

Es importante que en una red de alcantarillado se tenga una eliminación rápida de las aguas, no debe de estancarse, no debe transpirarse, para no causar daños al tránsito, se deberá continuar la corriente en el interior de un conducto.

Por otro lado resulta importante evitar que el movimiento del agua no sea demasiado violento, ya que si provoca un régimen turbulento ocasionara problemas erosivos. Asimismo si se tiene una velocidad pequeña, favorece al depósito de sólidos, lo que ocasiona obstáculos al movimiento del agua, reduciendo la sección de la alcantarilla, formandose focos infecciosos y molestias por malos olores nocivos e irritantes que se desprenden.

Comportamiento hidráulico de los cauces libres.

Si fluye el agua a presión es muy común el adoptar una sección circular para los conductos. Pero en el caso de tratarse de un movimiento en cauce libre, la sección anterior no siempre resulta la más conveniente, por lo que se tendrá el problema en este tipo de escurrimiento de elegir la forma de sección más apropiada.

Utilizando la fórmula de continuidad:

$$Q = A V$$

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

La fórmula anterior nos proporciona la superficie de la sección a utilizar siempre que se conozca el gasto Q y la velocidad V. Debido a que las dimensiones de la sección se traducen en material de construcción y esté en dinero, por razones de economía se aconsejan las menores posibles. Conductos de menor peso indican también mayor facilidad de manejo y transporte, mayores facilidades de reparación. Por lo tanto, conviene disminuir lo más posible el valor A. Para un gasto dado Q, lo más acertado es obtener la mayor velocidad V.

Se debe considerar que la velocidad se aumentará hasta ciertos límites ya establecidos con anterioridad, de tal forma que el valor más conveniente de la velocidad se obtendrá entre este valor y el mínimo de 0.60 m/seg. Para el cálculo de velocidad utilizaremos la fórmula general:

$$V = C r^{2/3} S^{1/2} \quad \text{----- (4)}$$

donde:

V = velocidad media.

C = depende principalmente de la rugosidad (n) y varía inversamente a ella, es decir, menor será el valor de C. Por lo que se procura que el interior sea lo más terso y liso posible. Para su cálculo se utiliza la fórmula siguiente:

$$C = \frac{87}{1 + \frac{n}{r}} \quad \text{----- Bazin}$$

r = radio hidráulico

S = pendiente

Si consideramos el caso de aumentar la velocidad manteniendo constante a S y C se tendría que aumentar la sección de la

alcantarilla. Por lo que aumentaríamos a r y la sección A.

En el caso de tener una superficie A constante se tendrá que aumentar r, esto lo realizaremos buscando que la forma de la sección nos puede proporcionar un valor mayor o menor de r. Conviene por lo tanto elegir la más adecuada a un escurrimiento de máxima velocidad con la superficie mínima.

Ox) sabemos el radio hidráulico queda definido por la relación del área A de la sección de una corriente a su perímetro mojado P:

$$r = \frac{A}{P}$$

Esta relación es muy importante desde el punto de vista hidráulico e indica el valor de una magnitud directamente proporcional al área A, es decir, el gasto es inversamente al contacto del agua con el conducto por el cual corre, es decir al lugar en que se opone a su movimiento. Entre estas dos tendencias opuestas el radio hidráulico, mide, por decirlo así, el saldo final, saldo que viene a ser proporcional a la velocidad V, que es la que se desea máxima.

Por lo expuesto anteriormente no conviene aumentar A; por lo que para obtener el valor máximo de r es disminuir P. La forma que se adopte para A será la que determine el valor de P.

Para poder determinar cual será la forma de sección más apropiada, se considera que las alcantarillas llevan gastos variables; su capacidad se calcula para el máximo de tal manera que en ocasiones llevará volúmenes que llenen toda su sección y en otras la corriente ocupará sólo parcialmente dicha sección; por lo descrito, para eliminar el agua negra o de lluvia se constará de dos parámetros: aquel que se refiere a la sección completamente llena y aquel en el que sólo parcialmente se utiliza la sección.

Es importante hacer notar que tal vez las condiciones óptimas que

pueden encontrarse en el primer parámetro pueden modificarse desfavorablemente en el segundo.

Análisis de Sección Óptima Tubo Lleno.

Esto sucede cuando el agua llene completamente un conducto cerrado, la mejor sección será aquella que encierra mayor área A, en el menor contorno interior.

Esta particularidad es cumplida de una manera muy eficiente por el círculo. Ya que encierra dentro de su circunferencia D (el menor perímetro posible) la mayor área o superficie $\pi D^2/4$.

El radio hidráulico será igual a:

$$r = \frac{A}{P} = \frac{\frac{\pi D^2}{4}}{D} = \frac{D}{4} = \frac{R}{2} \quad \text{----- (5)}$$

que es el mayor que puede adquirir esta magnitud a tubo lleno.

Además de tener un costo menor, esto se debe a que un conducto circular puede hacerse en una fábrica o en el lugar mismo de colocación, y es muy manejable. Salvo en el caso de conductos de grandes diámetros.

Los cálculos hidráulicos son facilitadas por la simetría perfecta del círculo.

A tubo lleno como ya se vio su radio hidráulico vale D/4 y por lo tanto una determinada velocidad V y un gasto $Q = AV$. En el caso de que la corriente sólo llene medio tubo el radio hidráulico será el mismo, por lo que, la velocidad será la misma. Entonces el gasto vale la mitad de la del tubo lleno, puesto que la sección mojada varía a la mitad.

Resulta importante el mencionar que el gasto máximo de una

sección circular no se obtiene a tubo lleno, si no cuando el tirante es un poco menor (Fig. 9) que el diámetro, como del 95% del mismo. En estas condiciones el área real de la corriente sería menor que la del conducto, con lo que se disminuiría el valor de r , pero en cambio aumentaría con respecto a P ya que este también disminuye. Sin embargo en el cálculo de alcantarillas no se considera esta circunstancia y se calcula el máximo gasto, siempre a tubo lleno.

Otra ventaja de esta sección es que no presenta entrantes, salientes, ni rincones, el encauzamiento y establecimiento del régimen de la corriente se realiza con mayor facilidad.

Aunque también se debe mencionar que existen algunas desventajas que presenta esta sección. Una de ellas es cuando el gasto va disminuyendo, lo que hace que la profundidad disminuye también y cuando es muy pequeña, o sea, el gasto mínimo, se alteran las condiciones de un buen escurrimiento. Ya que el radio hidráulico disminuye y por tanto la velocidad también. El descenso de la velocidad favorece al asentamiento de materias sólidas, depósitos y por lo tanto el azolvamiento de la alcantarilla, con lo que su sección se va reduciendo. Con lo anterior podemos llegar a la conclusión de que la sección circular tienen malas condiciones hidráulicas en época de estiaje.

Otro inconveniente es la poca base de sustentación que ofrece una alcantarilla cuando el subsuelo es de poca consistencia. En este caso se tendrá que consolidar el subsuelo y muchas veces hasta disponer de una especie de contrafuertes, a los lados, para estabilizar el conducto. (Fig. 10)

Si se trata de alcantarillas de grandes dimensiones, que se conocen como colectores, y se requiera construirlos en el lugar mismo de su instalación porque no se disponga de tubos, a veces resulta conveniente el uso de secciones rectangulares, hechas de mampostería, ya que nos proporciona la ventaja de fácil construcción,



Fig. 9

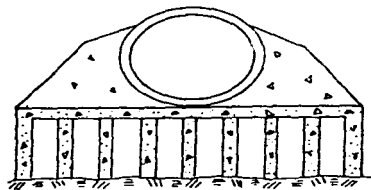


Fig. 10

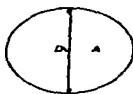


Fig. 11

VENTAJAS Y
DESVENTAJAS
DE LA SE-
CCION CIRCU-
LAR.



además de una relativa economía si se dispone con abundancia del material correspondiente.

Las condiciones óptimas de la sección circular se modificarán, pues las secciones rectangulares requieren mayor cantidad de materiales para la misma área de escurrimiento y no obstante lo cual proporcionan menor velocidad. Si comparamos una sección circular con otra rectangular o cuadrada de la misma superficie, llamando D al diámetro de la circular y L el lado de la cuadrada. (Fig. 11)

$$A = \frac{\pi D^2}{4} = L^2 \qquad L = \frac{D}{2} = 0.866 D$$

El perímetro de la sección será $P = 4L$, sustituyendo el valor de L:

$$P = 4 (0.866 D) = 3.52 D$$

Mientras que la del círculo será menor $P = 3.1416 D$.

Su radio hidráulico vale $r = 0.25 D$ y en el caso de la sección cuadrada:

$$r = \frac{A}{P} = \frac{0.88^2 D^2}{4 \times 0.88 D} = 0.222 D \text{ ----- (6)}$$

Con lo que se concluye que para tener el mismo gasto se requiere aumentar la sección, puesto que la velocidad en la sección cuadrada es menor.

En el caso de tomar secciones rectangulares ya sea tomando la mayor dimensión del rectángulo verticalmente o hacia los lados, se tendrán condiciones más desfavorables. La fig. 12 muestra varias condiciones de la misma superficie se puede observar que a medida que se alejan dichas formas de la simetría del círculo el radio hidráulico disminuye.

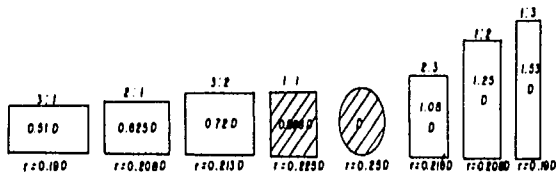


Fig. 12

DIFERENTES
CONDICIONES
DE SUPER-
FICIE.



Análisis de Sección Óptima para Gastos Mínimos.

Como ya se explicó los gastos que conduce una alcantarilla varían mucho, desde el máximo caudal de aguas de lluvia que se estime conveniente eliminar, hasta el gasto mínimo de aguas negras en las horas de menor afluencia de los días de estiaje.

En este caso la sección circular para estas variaciones ya no ofrece las mismas condiciones óptimas que se encontraron para trabajo a tubo lleno.

El defecto principal que presenta la sección circular consiste en el mal escurrimiento en gastos pequeños, a continuación se describirá la particularidad de dichos escurrimientos y la modificación más pertinente que se puede hacer.

Suponiendo (Fig. 13), un conducto circular de sección A y diámetro D por el que circula agua a diversas alturas. El perímetro mojado y el área de la corriente variarán con la altura del tirante T. Considerando que el agua tiene un nivel marcado de $T = D/2$, es decir, lleno a medio tubo y luego este nivel desciende fracciones iguales a T si dividimos a T en tres partes, por ejemplo: si T bajo a P el área mojada disminuye la porción BCPE y el perímetro en los arcos BE y CP. Si el nivel desciende a I lo que pierde de área es EFGH, menor que la porción anterior, y el perímetro disminuye los arcos EG y FH mayores que los primeros descensos. Al abatirse el tirante aún más, se ve claramente que a descensos iguales del tirante T, el área disminuye y disminuye el perímetro, pero no en la misma relación: el área más lentamente y el perímetro más aprisa. Y el radio hidráulico, disminuye y será más rápido al aproximarse el tirante a cero.

Por lo tanto se debe buscar una forma de sección en que r no varíe al bajar el tirante o cuando menos varíe lo menos posible.

Una sección óptima será aquella en que se presente una pequeña

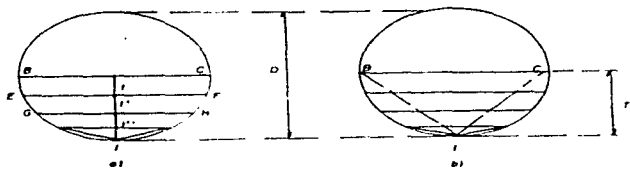


Fig. 13

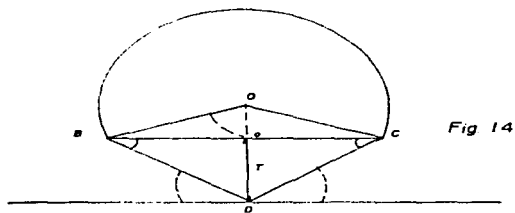


Fig 14

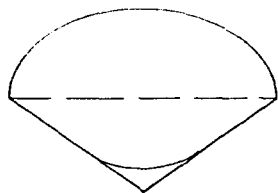


Fig 15

SECCION OPTI-
MA PARA
GASTOS
MINIMOS



Variación de r y la sección será formada por un semicírculo superior y un triángulo inferior proporcionaría mejores escurrimientos con gastos mínimos. (Fig. 14)

Es importante hacer nota que no en todas las posiciones de los lados BD y CD se tiene la misma variación del perímetro. Entre más inclinadas sobre la horizontal mayores valores. Sin embargo, se tendrá una posición límite u óptima de esta inclinación. Y se obtiene de la manera siguiente, se busca el valor α , inclinación de los lados CD y BC de la sección mojada BDC que haga máximo el valor de su r . Correlativo del valor de α es el tirante $OB = T$.

El perímetro mojado P. vale:

$$P = BDC = 2BD$$

El área de la sección a es :

$$a = \frac{2OB \times OB}{2} = T \times OB$$

pero para OB se tienen 2 valores:

$$OB = BD \cos \alpha \quad \text{y} \quad OB = \frac{T}{Tg \alpha}$$

con el primero:

$$a = T \times BD \cos \alpha \quad \text{-----} \quad (8)$$

con el segundo

$$a = \frac{T^2}{Tg \alpha} \quad \text{-----} \quad (9)$$

El radio hidráulico, con OB, proporcionado será:

$$r = \frac{a}{r} = \frac{T \times BD \cos \alpha}{2BD} = \frac{T \cos \alpha}{2} \quad \text{-----} \quad (10)$$

El valor de T se obtiene de la ecuación 9:

$$T = \sqrt{a Tg \alpha}$$

Si sustituimos en 10:

$$r = \sqrt{a \operatorname{Tg} \alpha \frac{\cos \alpha}{2}} = \frac{\sqrt{a}}{2} \sqrt{\frac{\operatorname{sen} \alpha \cos \alpha}{\cos \alpha}}$$

$$r = \frac{\sqrt{a}}{2} \sqrt{\operatorname{sen} \alpha \cos \alpha} \quad \frac{\sqrt{a}}{2} = \text{cte.}$$

entonces:

$$r = K \sqrt{\operatorname{sen} \alpha \cos \alpha}$$

El valor máximo de r se presentará, cuando lo sea el producto $\operatorname{sen} \alpha \cos \alpha$. El Producto de dos cantidades es máximo cuando las dos son iguales, es decir, cuando $\operatorname{sen} \alpha = \cos \alpha$. Y esto sucede cuando $\alpha = 45^\circ$.

Por lo que, la inclinación de BD y CD sobre la horizontal debe ser de 45° y por lo tanto el ángulo en D del triángulo inferior será de 90° .

Sin embargo resulta inconveniente el ángulo D, por ser propicio para el acumulamiento de azolves, además de ser difícil para construir e inadecuada para la base de la alcantarilla. Por lo que suele redondearse como un arco de círculo (Fig. 15), para evitar los anteriores inconvenientes.

De acuerdo a lo que se describió anteriormente se puede llegar a la conclusión que la sección óptima para una alcantarilla, sería una combinación de una sección circular y una semiovoide, pero como sería muy difícil el poder realizar este tipo de alcantarilla, las más utilizadas son las circulares, cuidando únicamente los gastos mínimos.

Elementos Hidráulicos de una Corriente. (Sección Circular)

En un conducto por el que fluye un gasto variable de agua se distinguen dos clases de datos: los primeros se refieren a las condiciones geométricas y a los materiales del conducto, y que sin

conocidos como elementos del conducto; en los segundos se maneja la corriente del agua, que se conocen como elementos hidráulicos.

Dentro de los elementos del conducto no importando su forma se tendrían: la sección, el perímetro interior, la plantilla, la clave y el eje, pudiéndose considerar el aspecto físico de la rugosidad (n) de la superficie interior y el grueso de las paredes (e).

En los elementos hidráulicos, estos varían de acuerdo con el tirante o profundidad de la corriente, refiriéndose a una misma sección. Si se tiene el caso de que el agua llena el tubo los elementos hidráulicos se confunden con los del conducto. Dentro de estos elementos hidráulicos tenemos dos divisiones:

a) Geométricos: Dependen de las magnitudes geométricas de la sección y tenemos: tirante, perímetro mojado, área mojada y radio hidráulico.

b) Por otro lado tenemos lo netamente hidráulicos que son: Velocidad y gasto.

Se supone que el gasto máximo Q , que debe desarrollarse por alcantarilla adopta un área o sección mojada igual a la sección recta del conducto sin ejercer presión, es decir, se considera que la corriente tiene un curso libre. En este caso las características geométricas del conducto se confunden con las tres primeras características de los elementos hidráulicos. El tirante o profundidad de la corriente viene a ser la distancia vertical entre plantilla y clave del conducto, es la altura de la alcantarilla o su diámetro en algunos casos.

En el caso de que la corriente no llene la sección del conducto, el área mojada sería sólo una parte de ella, el tirante es una fracción de la que se tenía en el caso anterior y aquí las características hidráulicas varían para cada magnitud de tirante. Por

lo descrito anteriormente podemos decir que el gasto mínimo "q" que pasa por una alcantarilla tiene una sección mojada muy pequeña y un mínimo tirante o profundidad de la corriente. En este caso debemos cuidar que la velocidad tenga la capacidad para arrastrar las materias sólidas usuales que existen en las aguas negras.

Considerando que se tiene tubo lleno se obtendrán los siguientes elementos hidráulicos: (Fig. 16)

a) Tirante T será igual al diámetro del conducto. $T = D$

b) Perímetro mojado igual a la circunferencia interior del tubo:

$$P = \pi D = 3.1416 D$$

c) Área mojada A: será la superficie del círculo respectivo:

$$A = \frac{\pi D^2}{4} = 0.7854 D^2$$

d) Radio hidráulico r_h :

$$r_h = \frac{A}{P} = \frac{\frac{\pi D^2}{4}}{D} = \frac{D^2}{4} = 0.25 D$$

e) Velocidad V, determinada por cualquiera de las expresiones aceptadas: utilizando Manning para los primeros tanteos:

$$V = \frac{1.49}{n} r_h^{2/3} S^{1/2}$$

y posteriormente se empleará Chezy para afinar cálculos con C de Ganquillet y Kutter.

$$V = C \sqrt{r_h S}$$

La ventaja de usar las dos fórmulas anteriores es que en ambas se tiene el mismo valor n de rugosidad, que usualmente para alcantarilla se toma como:

$$n = 0.013 \quad \therefore \quad \frac{1}{n} = \frac{1}{0.013} = 76.923$$

f) El gasto Q se determina por continuidad : $Q = V A$.

Si nos encontramos en el caso de que la corriente ocupe sólo la mitad del tubo, se tiene (Fig. 17):

a) Tirante t será la mitad del diámetro D .

b) Perímetro mojado p es igual a la mitad de la circunferencia :
 $p = 0.5 \pi D = 1.5708 D$.

c) Área mojada a , se considere como un semicírculo:

$$a = \frac{\pi D^2}{8} = 0.3927 D^2$$

d) Radio hidráulico r :

$$r = \frac{a}{p} = \frac{\frac{\pi D^2}{8}}{\frac{\pi D}{2}} = 0.25 D$$

que como se puede ver es el mismo que a tubo lleno (características de la sección).

e) Velocidad V : Debido a que las fórmulas expuestas en la condición anterior dependen del radio hidráulico "r" serán las mismas para un tubo a la mitad.

f) Gasto q : Su valor será la mitad del que se obtiene a tubo lleno:

$$q = 0.5 Q = a V$$

Elementos Geométricos para un Tirante t cualquiera:

Considerando una alcantarilla instalada (Fig. 18) la que presenta dos partes perfectamente simétricas e iguales, que tienen un diámetro horizontal AA, de tal manera que las características que se estudian para un tirante menor a 0.3 , se pueden utilizar para la determinación

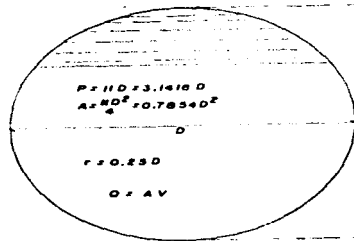


Fig. 16

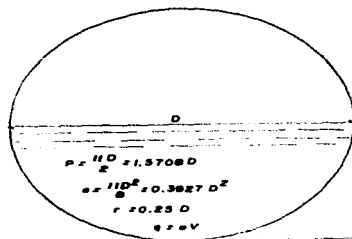


Fig. 17

ELEMENTOS
 HIDRAULICOS
 DE SECCION
 CIRCULAR



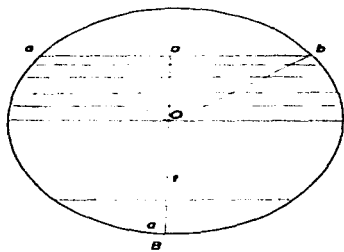
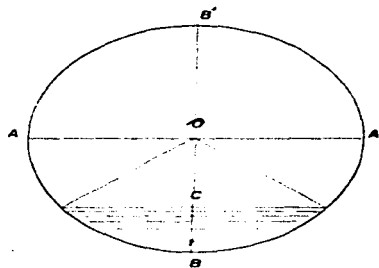


Fig. 18



de las correspondientes a un diámetro mayor que OB, bastará considerar adicionada la corriente a medio tubo con las zonas correspondientes al exceso de t sobre el radio OB.

Tomando un tirante t cualquiera, $t = CB$, se determinarán los elementos hidráulicos de tal forma que subsistan las expresiones obtenidas para cualquier valor que tenga t. Trazando los radios de O hacia a y b y llamando α al ángulo aOb que es una función de t, obteniendo:

a) Perímetro mojado p:

$$p = \text{arco aBd}$$

de la proporcionalidad entre la longitud de los arcos y los ángulos en grados se tiene:

$$\frac{p}{\alpha} = \frac{\pi R}{360^\circ}$$

de donde

$$p = \frac{\pi}{360^\circ} D \alpha = 0.0087266 D \alpha \quad (11)$$

b) Area mojada a: $a = \text{casquete CaBbc}$

$$a = \text{CaBbc} = \text{sector CaBbo} - \text{triángulo Oab}$$

$$\text{Sector CaBbo} = \frac{1}{2} \text{arco aBb} \frac{D}{2}$$

como:

$$aBb = p = \frac{\pi}{360^\circ} D \alpha$$

$$\text{Sector CaBbo} = \frac{1}{2} \frac{\pi}{360^\circ} D^2 \alpha = \frac{D^2}{2} \frac{\pi \alpha}{360^\circ}$$

$$\text{Sector CaBbo} = \frac{D^2}{8} \frac{\pi \alpha}{180^\circ}$$

$$\text{Triángulo Oab} = \frac{1}{2} ab \times CO$$

como:

$$ab = 2ca = 2R \sin \frac{\alpha}{2}$$

y

$$Oa = R \cos \frac{\alpha}{2}$$

$$\begin{aligned} \text{Triángulo Oab} &= \frac{1}{2} \cdot 2R \sin \frac{\alpha}{2} \times R \cos \frac{\alpha}{2} = \\ &= \frac{D^2}{4} \sin \frac{\alpha}{2} \cos \frac{\alpha}{2} \end{aligned}$$

como

$$\sin \frac{\alpha}{2} \cos \frac{\alpha}{2} = \frac{\sin \alpha}{2}$$

$$\text{Triángulo Oab} = \frac{D^2 \sin \alpha}{4} = \frac{D^2}{8} \sin \alpha$$

$$a = \frac{D^2}{8} - \frac{\pi}{180^\circ} \frac{D^2}{8} \sin \alpha$$

$$a = \frac{D^2}{8} \left(\frac{\pi}{180^\circ} \alpha - \sin \alpha \right) \quad (12)$$

$$\alpha = (0.0021616 \alpha - 0.125 \sin \alpha) \cdot D^2$$

c) Radio hidráulico, r:

$$r = \frac{a}{p} = \frac{\frac{D^2}{8} \left(\frac{\pi}{180^\circ} \alpha - \sin \alpha \right)}{\frac{\pi}{160^\circ} D \alpha}$$

$$= \frac{D^2}{8} \times \frac{\frac{\pi}{180^\circ} \alpha - \sin \alpha}{\frac{\pi \alpha}{2}}$$

$$r = \frac{D}{4} \frac{\frac{\pi}{180^\circ} \alpha - \sin \alpha}{\frac{\pi \alpha}{2}} = \frac{D}{2} \left(1 - \frac{180^\circ \sin \alpha}{\pi \alpha} \right)$$

$$r = \left(\frac{1}{4} - \frac{45^\circ \sin \alpha}{\pi \alpha} \right) D = (0.25 - 143239 \frac{\sin \alpha}{\alpha}) D \quad (13)$$

$$r = (0.25 - K) D$$

Relación entre α y el triángulo t: En la fig. 19 se tiene que en el triángulo rectángulo Oca:

$$Oa = R \cos \frac{\alpha}{2}$$

de donde:

$$\cos \frac{\alpha}{2} = \frac{Oc}{R} \quad \text{pero como } Oc = R - t$$

$$\cos \frac{\alpha}{2} = \frac{R - t}{R} = 1 - \frac{t}{R}$$

Dando valores a t en función de R se tienen valores para el coseno α y por tanto α , tendría los valores siguientes, por dar un ejemplo:

$$\text{Para } t = \frac{1}{5} R \text{ o sea } 0.1 D$$

$$\frac{t}{R} = \frac{1}{5} = 0.2$$

$$\cos \frac{\alpha}{2} = 1 - 0.2 = 0.8$$

el ángulo correspondiente al coseno vale: 0.79864 es $36^{\circ} 50'$

$$\alpha = 2 \times 36^{\circ} 50' = 73^{\circ} 40'$$

Si calculamos algunos valores particulares de los elementos para determinar α , se forman gráficas que permiten encontrar para cualquier valor de t los correspondientes elementos hidráulicos.

Dividiendo el radio en cinco partes (Fig. 20), o sea el diámetro en diez y se llenara la tabla siguiente que nos proporcionará los valores correspondientes de α y $\sin \alpha$. (Tabla I.3) :

Con estos valores de α y aplicando las fórmulas 11, 12 y 13, se tabulan los elementos geométricos correspondientes de la sección perímetro mojado, área mojada y radio hidráulico, referidos a tirantes crecientes desde 0.05 del diámetro hasta llegar a la condición de tubo lleno.

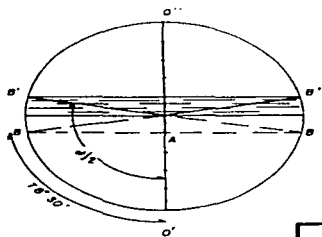
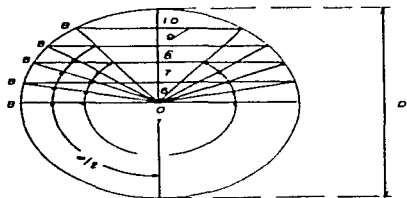
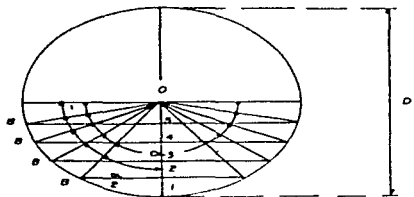


Fig. 20

APLICACION
PRACTICA



TIPO DE	$\frac{L}{V}$	$\frac{L}{V}$	$\frac{L}{V}$	$\frac{L}{V}$
0.05 D	1-01 ± 0.09	25°50'	51°40'	51.67
0.1 D	1-02 ± 0.02	46°50'	73°40'	73.67
0.2 D	1-04 ± 0.6	53°10'	106°20'	105.33
0.3 D	1-06 ± 0.4	60°30'	131°	133
0.4 D	1-08 ± 0.2	70°30'	157°	157
0.5 D	1-1 ± 0	90°	180°	180
0.6 D		100° - 70°30'	203°	203
0.7 D		100° - 60°30'	227°	227
0.8 D		100° - 53°10'	253°20'	253.67
0.9 D		100° - 36°50'	286°20'	285.33
0.95 D		100° - 25°50'	300°20'	300.33
1.0 D		100° -	360°	360

Tabla 1.3

OSTECIO



Estos valores se detallan en las siguientes tablas, (Tablas I.4, I.5 y I.6), en que aparecen en función del diámetro D de la sección y en valores proporcionales con éste, es decir, considerando este diámetro como unidad.

Gráficas de perímetro mojado: Con los valores del perímetro mojado p que se tabularon (Tabla I.4) se forma una gráfica de la manera siguiente; se toma sobre un eje horizontal una magnitud OA, cuyo valor será, igual a 3.1416 D y se tomarán las mismas dimensiones que anteriormente fueron propuestas. En el origen se levanta el eje vertical y sobre él se toma una magnitud unitaria OB = D. Se trazan horizontales a los extremos de las ordenadas respectivas y verticales que correspondan a abscisas de valores iguales a los proporcionales marcados en la tabla. Los puntos de cruzamiento se unen luego por una línea continua que viene a ser la gráfica (Fig. 21), de variación de los perímetros mojados y que permite encontrar el perímetro mojado para cualquier tirante y viceversa.

Gráfica de Áreas: En forma semejante se procede con los valores encontrados para las áreas correspondientes a diversos tirantes y se tiene la gráfica de áreas manejándose de una forma similar a la del perímetro mojado. (Fig. 22)

Gráfica de radios hidráulicos: Al formar esta gráfica se nota que el radio hidráulico correspondiente a tubo lleno y a medio tubo es el mismo; y que el valor máximo se alcanza un poco más abajo de los nueve (0.83) décimos del tirante. (Fig. 23)

Velocidad y Costo para un Tirante cualquiera:

Velocidad. Para obtener la velocidad para tirantes diversos, relacionan estas velocidades con la obtenida a tubo lleno. Considerando la fórmula de Chezy, se tendrá:

$$v = C \sqrt{r S} \quad \text{-----} \quad (14)$$

PERIMETRO MOJADA = 0.0017296 m D

Tamaño	a	Perimetro	Área
0.05 D	51.67	0.17296 m	0.1335
0.1 D	75.67	0.25729 m	0.2926
0.2 D	106.33	0.37296 m	0.5751
0.3 D	135	0.47296 m	0.8554
0.4 D	157	0.57296 m	1.1361
0.5 D	180	0.67296 m	1.5088
0.6 D	201	0.77296 m	1.9829
0.7 D	227	0.87296 m	2.5588
0.8 D	253.67	0.97296 m	3.2356
0.9 D	286.33	1.07296 m	4.0134
0.95 D	338.33	1.17296 m	4.8921
1.0 D	360	1.27296 m	5.8728

Tabla 1.4

AREA MOJADA = (0.0021919 m² = 0.125 * m²) D²

Tamaño	a	Perimetro	Área	Área Mojada
0.05 D	51.67	0.11272	0.08714	0.01267 D ²
0.1 D	75.67	0.16072	0.12695	0.0177 D ²
0.2 D	106.33	0.2197	0.17296	0.0242 D ²
0.3 D	135	0.29015	0.23132	0.0323 D ²
0.4 D	157	0.34231	0.27257	0.0379 D ²
0.5 D	180	0.39269	0.30709	0.0421 D ²
0.6 D	201	0.4426	0.3374	0.0451 D ²
0.7 D	227	0.49222	0.36432	0.0473 D ²
0.8 D	253.67	0.53311	0.3899	0.0488 D ²
0.9 D	286.33	0.62165	0.41991	0.0498 D ²
0.95 D	308.33	0.67265	0.44791	0.0501 D ²
1.0 D	360	0.78382	0.50889	0.0508 D ²

Tabla 1.5

ELEMENTOS
HIDRAULICOS



$$\text{RADIO HIDRAULICO} = \left(0.25 - \frac{1}{10.339} - \frac{kn \cdot u}{\alpha} \right) D \cdot (0.25 - K) D$$

Tamaño	...	0.0250000000	...	K1	RADIO HIDRAULICO (0.25-K) D	Vale (m ² /seg)
0.05 D	0.20102	11.23795	31.67	0.21715	0.0255 D	0.12020
0.1 D	0.0661	13.71579	74.67	10.530	0.012 D	0.5750
0.2 D	0.0661	13.71579	106.31	1.297	12.03 D	0.292
0.3 D	0.3135	10.17578	131	0.7056	17.125 D	0.095
0.4 D	0.0661	3.59678	137	0.3565	21.15 D	0.570
0.5 D	0.0000	0.0000	1.0	0.0000	23.0 D	1.0000
0.6 D	0.3023	3.59678	203	0.2557	27.57 D	1.110
0.7 D	0.3175	10.17578	227	0.045	28.15 D	1.336
0.8 D	0.0661	13.71579	250.67	0.5129	30.19 D	1.267
0.9 D	0.0661	13.71579	256.31	0.351	32.01 D	1.000
0.95 D	0.3132	11.23795	260.31	0.000	32.03 D	1.000
1.0 D	0.0000	0.0000	2.0	0.0000	0.2500 D	1.000

Tabla 1.6

ELEMENTOS
HIDRAULICOS

GRAFICA
DE PERIMETRO
MOJADO

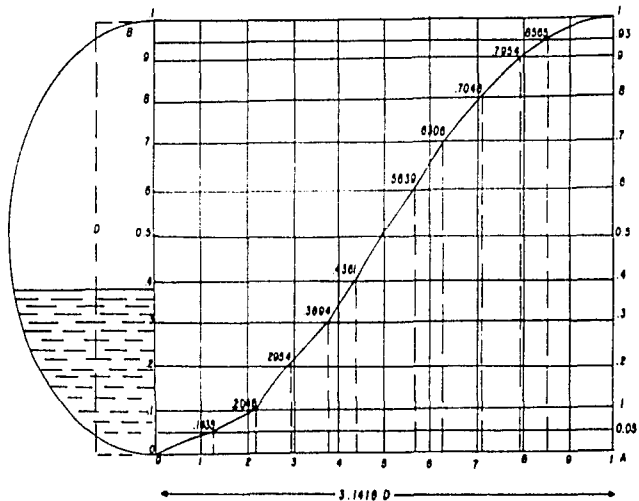


Fig. 21

GRAFICA DE
AREAS

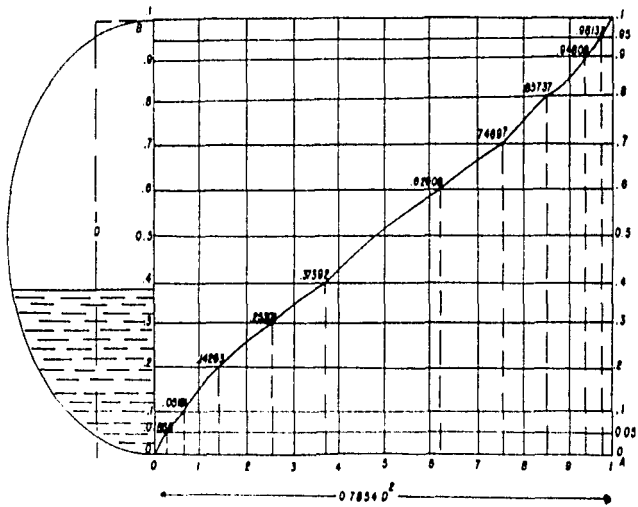


Fig. 22

considerando que para tubo lleno $T = D$ y r vale 0.25D y C tiene un valor determinado. Para un tirante cualquiera t , se tiene:

$$v' = C' \sqrt{E' S} \quad \text{----- (15)}$$

en donde C' es diferente a C debido a que depende del radio hidráulico el cual varía. La pendiente S es la misma.

Dividiendo 14 entre 15:

$$\frac{v'}{v} = \frac{C' \sqrt{E' S}}{C \sqrt{E S}} = \frac{C' \sqrt{E'}}{C \sqrt{E}}$$

despejando v' :

$$v' = \frac{C'}{C} \sqrt{\frac{E'}{E}} v$$

Suponiendo que $C' = C$, es decir, que sólo varía con la rugosidad y no con el radio hidráulico, en cuyo caso:

$$v' = \sqrt{\frac{E'}{E}} v$$

Esta fórmula se puede resolver de dos maneras: considerando que la velocidad a tubo lleno vale 1, en cuyo caso $r = 1$ también, por lo que se tendrá.

$$v' = \sqrt{E'} \quad \text{----- (16)}$$

Substituyendo por r' los valores proporcionales de la tabla I.7 tienen las velocidades en fracciones de v tomada como unidad. O bien, al considerar la corriente a tubo lleno $r = 1/4 D$, en cuyo caso.

$$v' = \sqrt{\frac{4 E'}{D}} \quad r = \frac{2 \sqrt{E'}}{\sqrt{D}} v$$

Si en lugar de r' se ponen sus valores en función de D se tiene:

$$v' = 2 \sqrt{E'} \frac{\sqrt{D}}{\sqrt{D}} v = 2 \sqrt{E'} v$$

y como $v = 1$

$$v' = 2 \sqrt{E'} \quad \text{----- (17)}$$

Cálculo de la Relación C_r/C según la fórmula simplificada

$$\frac{100 \sqrt{r}}{b \mp \sqrt{r}} \text{ de Kutter}$$

en la determinación del coeficiente C relacionado con la rugosidad b y el radio hidráulico r , para aplicarse en la fórmula de la velocidad: $v = C \sqrt{rs}$

Se toma como promedio $b = 0.25$

TIPO DE TIPO DE	Radio hidráulico estandar r	$100 \sqrt{r}$	$b \mp \sqrt{r}$	Velocidad C	Relación de coeficientes C_r/C
0.05 D	0.03255	10.51	0.5304	21.01	0.5702
0.1 D	.06342	25.16	.6918	31.54	.7113
0.2 D	.12673	35.71	.8532	42.07	.8163
0.3 D	.17924	41.94	.9146	47.60	.8979
0.4 D	.2135	46.70	.9760	53.13	.9501
0.5 D	.25	50.	1.0374	58.66 (C)	1.
0.6 D	.27737	52.92	1.0988	64.19	1.071
0.7 D	.29615	54.92	1.1602	69.72	1.093
0.8 D	.30429	55.15	1.2216	75.25	1.110
0.9 D	.30701	55.20	1.2830	80.78	1.127
0.95 D	.30749	55.22	1.3444	86.31	1.144
1. D	.33	57.	1.4058	91.84 (C)	1.

Tabla 1.7



Pero no se debe olvidar, tomar los valores de r' correspondientes en función de D.

Si ahora utilizamos la fórmula de Manning para tirantes T y t se tiene:

$$v = \frac{1}{n} r^{2/3} S^{1/2}$$

$$v' = \frac{1}{n} r'^{2/3} S^{1/2}$$

se hace $v = 1$ y $r = 1$, se obtendrá:

$$v' = r^{-2/3} \text{ ----- (17)}$$

debiendose calcularse esta fórmula con los valores proporcionales del radio hidráulico. O bien, tomando el valor de $r = D/4$;

$$v' = \frac{4^{2/3} r'^{2/3}}{D^{2/3} v}$$

sustituyendo el valor r' en función del diámetro:

$$v' = \frac{4^{2/3} (r' D)^{2/3}}{D^{2/3}} v = 4^{2/3} r'^{2/3} \text{ ----- (18)}$$

Para considerar la influencia que tiene en C (Ganguillet y Kutter) el radio hidráulico, se procede como sigue:

$$v' = \frac{C'}{C} \sqrt{r'}$$

indicando que los valores de r' deben multiplicarse por la relación C'/C de los coeficientes respectivos:

Para el cálculo de C se utilizará:

$$C = \frac{100 \sqrt{r}}{b + \sqrt{r}}$$

en que C sólo depende del radio hidráulico y la rugosidad b. Utilizando un valor de b igual 0.35, adecuado a las condiciones

usuales de las alcantarillas, se obtiene como el valor de C a tubo lleno.

$$C = \frac{100 \sqrt{0.25}}{0.35 + 70.25} = \frac{50}{0.85} = 58.82$$

considerando un tirante de 0.05D, $r' = 0.03256$ y $\sqrt{r'} = 0.1804$.

$$C' = \frac{100 \times 0.1804}{0.35 + 0.1804} = \frac{18.04}{0.5304} = 34.01$$

$$\frac{C'}{C} = \frac{34.01}{58.82} = 0.5782$$

El valor de la velocidad sin considerar la influencia de C es:

$$v' = 2 \sqrt{r'} = 2 \times 0.1804 = 0.3608$$

y considerando la influencia de C:

$$v' = 0.5782 \times 0.3608 = 0.209$$

En la tabla I.8 se presenta el cálculo de la relación C'/C , con la fórmula simplificada, haciendo divisiones de 0.05 en 0.05. En la tabla I.9 se encuentran los valores de las velocidades calculadas con Chezy sin influencia y con influencia de C y para Manning.

Gasto. Este se obtendrá de una manera muy fácil ya que se conocen las diversas áreas a y velocidades v para cada tirante, entonces se aplicará la fórmula siguiente:

$$q = a v \text{ ----- (19)}$$

En la tabla I10 se presentan las áreas proporcionales de acuerdo a cada tirante, además de tabular su velocidad, los gastos proporcionales, calculados tomando como unidad el más pequeño. Por cada lado se estimaron gastos con la velocidades obtenidas de la fórmula de Chezy con el coeficiente simplificado C.

Gráficas de gasto y velocidad: Con los datos obtenidos en las

Variación de velocidades con el tamaño de man en una sección circular

Tamaño	RADIO HIDRÁULICO		\sqrt{R}	VELOCIDADES PROPORCIONALES			Densidad
	De flujo de agua	Proporcional a \sqrt{R}		Formado de \sqrt{R} en C	Formado de \sqrt{R} en C	Formado de \sqrt{R} en C	
0.05 D	0.02255	0.15020	0.1204	0.3000	0.219	0.256	0.256
0.1 D	0.0312	0.2160	0.318	0.600	0.338	0.401	0.421
0.2 D	0.02073	0.2720	0.371	0.919	0.462	0.616	0.648
0.3 D	0.17121	0.3176	0.418	0.876	0.502	0.777	0.799
0.4 D	0.21435	0.3730	0.629	0.939	0.599	0.901	0.933
0.5 D	0.25	1.	1.	1.	1.	1.	1.
0.6 D	0.27757	1.1103	0.5260	1.0727	0.676	1.072	1.097
0.7 D	0.29615	1.2116	0.5442	1.0881	0.720	1.119	1.141
0.8 D	0.30119	1.2167	0.5515	1.1020	0.747	1.139	1.159
0.9 D	0.29801	1.19229	0.5428	1.0917	0.731	1.125	1.145
0.95 D	0.28648	1.1459	0.5352	1.0701	0.699	1.092	1.097
1. D	0.25	1.	0.5	1.	1.	1.	1.

Tabla 1.9

Partición del gasto con el tamaño de man en una sección circular

Tamaño	Area	Velocidad	GASTO	
			Formado de \sqrt{R} en C	Formado de \sqrt{R} en C
0.05 D	0.011275	0.275	0.0003	0.001
0.1 D	0.03191	0.321	0.001	0.003
0.2 D	0.06383	0.353	0.003	0.006
0.3 D	0.09574	0.389	0.006	0.009
0.4 D	0.12766	0.420	0.009	0.013
0.5 D	0.15958	0.447	0.013	0.017
0.6 D	0.22683	0.667	0.020	0.027
0.7 D	0.25997	0.711	0.026	0.031
0.8 D	0.25737	0.719	0.026	0.031
0.9 D	0.24703	0.716	0.025	0.032
0.95 D	0.23133	0.667	0.024	0.030
1. D	1.	1.	1.	1.

Tabla 1.10

DETERMINACION DE VELOCIDAD Y GASTO



FALTA PAGINA

No. 59 a la 60

VARIACION DE LOS GASTOS CON EL TIRANTE DE LA
CORRIENTE DE UNA SECCION CIRCULAR

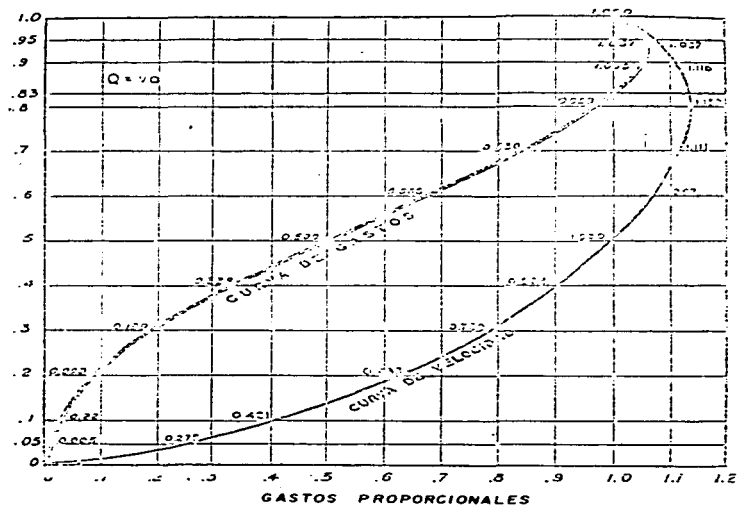


Fig. 25

GRAFICA
DE
GASTO



en las tablas I.8 y I.10 se construirán las gráficas correspondientes a las velocidades y gastos proporcionales. (Fig. 24 y 25)

- COMPORTAMIENTO HIDRAULICO EN INSTALACIONES HIDRAULICAS.

En la mayoría de los problemas de hidráulica, las pérdidas principales por fricción de tuberías, constituyen la mayor parte de la carga total H y las pérdidas "menores" suelen ser tan pequeñas que se pueden despreciar. Si la longitud de la tubería en cualquier problema es de aproximadamente 500 diámetros, el error debido a no considerar pérdidas menores por lo común no sobrepasará el 5% y si la longitud de la tubería es de 1000 diámetros o más el efecto de pérdidas menores se podrá considerar por lo común como despreciable. Sin embargo es importante considerar las pérdidas de carga menores cuando se tienen tuberías cortas, así como de tuberías que incluyen gran número de piezas especiales. Tal es el caso de las instalaciones en edificios e industrias.

El comportamiento y análisis hidráulico para este tipo de redes, se basa fundamentalmente en los principios de pérdidas de energía debida al rozamiento del flujo en las paredes de la tubería, así como en las pérdidas de carga que se originan en los diferentes accesorios que constituyen una red hidráulica, como son: codos, tees, válvulas, etc. las cuales, como se menciona anteriormente resultan ser más significativas que la misma pérdida en la tubería.

Por lo tanto se presenta el comportamiento del flujo en este tipo de accesorios.

Una de las ecuaciones más empleadas, para cuantificar las pérdidas por fricción en tuberías es la Darcy-Weisbach, expuesta

en 1850.

Tres conceptos geométricos de la sección de una conducción hidráulica, muy importantes en el cálculo de las pérdidas de fricción, son los siguientes:

Área Hidráulica A , debe considerarse el área de la sección transversal ocupada por el líquido dentro del conducto.

Perímetro Mojado P , que es el perímetro de la sección transversal del conducto en el que hay contacto del líquido con la pared (no incluye la superficie libre si esta existe).

Radio Hidráulico; R_h , el cual se define como la relación entre el área hidráulica y el perímetro mojado de la sección ($R_h = A/P$).

Tomando un conducto cilíndrico el cual transporta un caudal constante de fluido incompresible. Con un D = diámetro. (Fig. 2a)

$$A = \frac{\pi D^2}{4} \quad , \quad P = \pi D$$

Por equilibrio las fuerzas que actúan sobre el fluido se tiene (tomando la dirección de movimiento).

$$\frac{P_1}{\rho} - \frac{P_2}{\rho} A + AL \sin \alpha = R_1 PL$$

Si $\sin \alpha = \frac{z_1 - z_2}{L}$, sustituyendo en la ecuación anterior:

$$\frac{P_1}{\rho} - \frac{P_2}{\rho} A + AL \frac{z_1 - z_2}{L} = R_1 PL$$

desarrollando:

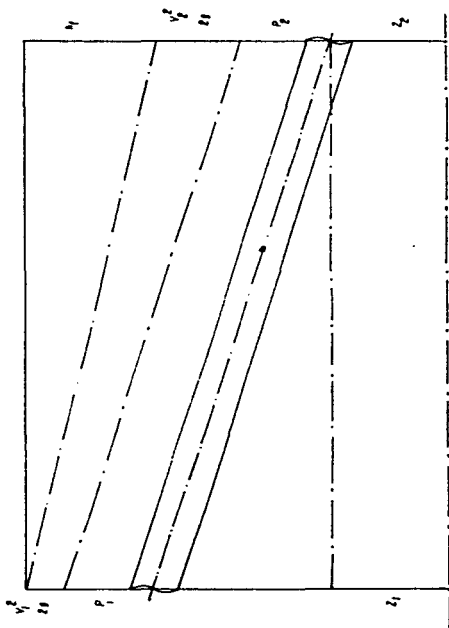


Fig. 26

FORMULA DE
DARCY -
WEISBACH



$$R_1 PL = A \left(\frac{P_1}{\gamma} + z_1 - \frac{P_2}{\gamma} + z_2 \right)$$

Por Bernoulli, la pérdida de carga es:

$$h = hf = \frac{P_1}{\gamma} + z_1 - \frac{P_2}{\gamma} + z_2$$

entonces:

$$R_1 PL = A \gamma h \quad \text{despejando } R_1 = \frac{A \Delta h}{PL}$$

$$R = \frac{A}{P} \frac{h}{L} \quad \text{----- (20)}$$

El radio hidráulico $R_h = A / P$ y la relación $\Delta h / L$ se conoce como gradiente piezométrico $S_f = \Delta h / L = hf / L$ por lo tanto la ecuación 20 queda:

$$R_1 = R_h S_f \rho g$$

si $\gamma = \rho g$, entonces R_1 queda:

$$R_1 = \rho g R_h S_f$$

Tomando la pérdida de carga en tubos transportados fluido incompresibles en movimiento uniforme tenemos la siguiente ecuación:

$$\frac{R_1}{\rho V^2} = \phi \left(\frac{\rho V D}{\mu}, \frac{e}{D} \right)$$

$$\frac{\rho g R_h S_f}{\rho V^2} = \phi \left(\frac{\rho V D}{\mu}, \frac{e}{D} \right) \quad \text{----- (22)}$$

$$S_f \lambda = \frac{g R_h S_f}{V^3} \quad \text{----- (22')}$$

entonces:

$$\lambda = e \left(\frac{eVD}{\nu} \cdot \frac{L}{D} \right)$$

Si $Re = (VD) / \nu$ y la rugosidad relativa $= e / D$.

Despejando la ecuación 22'.

$$Sf = \frac{v^2 \lambda}{Rh g} = \frac{1}{Rh g} \frac{v^2}{\lambda}$$

Para tubos de sección circular $Rh = D / 4$

$$\Delta h = hf = Sf L$$

$$\Delta h = e \lambda \frac{1}{D} \frac{v^2}{2g}$$

Haciendo $f = e \lambda$, entonces:

$$\Delta h = Sf = f \frac{L}{D} \frac{v^2}{2g}$$

que es conocida como la fórmula universal o la de Darcy-Weisbach.

donde:

hf = pérdidas por fricción.

v = velocidad media.

g = aceleración de la gravedad.

D = diámetro de la tubería.

L = longitud del tubo.

f = coeficiente de fricción = $f(Re, e/D)$ sin dimensiones.

Re = número de Reynolds.

e/D = rugosidad relativa.

Determinación del factor de fricción f:

Poiseulle, en 1846 fue el primero en determinar matemáticamente el factor de fricción en flujo laminar y obtuvo una ecuación para determinar dicho factor que es:

$$f = \frac{64}{Re} = \frac{64}{VD/\mu}$$

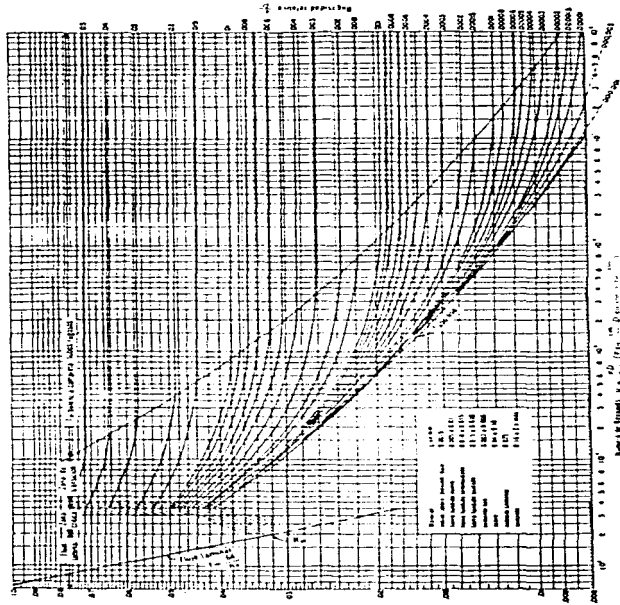
la cual es válida para tubos lisos o rugosos, en los cuales el número de Reynolds no rebasa el valor crítico 2300.

A partir de los resultados experimentales, acumulados hasta el año de 1913, Blasius llegó a la importante conclusión de que existen dos tipos de fricción para el flujo turbulento en tubos. El primero está asociado con tubos lisos donde los efectos de viscosidad predominan y el factor fricción depende únicamente del número de Reynolds. El segundo tipo se refiere a tubos rugosos donde la viscosidad y los efectos de rugosidad influyen en el flujo, además de que el factor de fricción depende del número de Reynolds y de la rugosidad relativa.

La determinación del factor de fricción fue motivo de numerosos experimentos de laboratorio para determinar su valor, de los que destacan: Nikuradse (1920), Colebrook y White.

En base a los resultados presentados por Colebrook y White Moody preparó el diagrama universal, que lleva su nombre, para determinar el coeficiente de fricción f en tuberías de rugosidad comercial que transporta cualquier líquido. (Fig. 27)

PÉRDIDAS MENORES: Debido a cualquier disminución repentina o brusca, o a un cambio de dirección de la velocidad, se producirá una turbulencia adicional, y en consecuencia habrá pérdida de carga. Se



Note: The friction factor f is defined as $f = \frac{8\tau_w}{\rho V^2}$ where τ_w is the wall shear stress, ρ is the fluid density, and V is the mean velocity.

Fig. 27

DIAGRAMA
 UNIVERSAL
 DE MOODY



advierte que los cambios de diámetro, la presencia de curvas (o codos), compuertas y válvulas son fuentes complementarias de pérdida.

En base a los experimentos realizados en laboratorio, se ha comprobado que las pérdidas menores varían aproximadamente en proporción al cuadrado de la velocidad y por lo común se expresan mediante la aplicación de coeficientes variables a la carga de velocidad.

$$h_c = K_c \frac{V^2}{2g}, \quad h_e = K_e \frac{V^2}{2g}, \quad h_g = K_g \frac{V^2}{2g}, \quad h_b = K_b \frac{V^2}{2g}$$

donde los subíndices c, e, g y b denotan contracción, ensanchamiento, compuerta o codo, y se refieren a la causa del cambio de la cantidad o la dirección de la velocidad que provoca la pérdida de energía.

Para analizar estas pérdidas se muestra la Fig. 28 que nos muestra esquemáticamente un ensanchamiento brusco de sección.

Se tiene una velocidad V_1 , en la sección menor lo que será mayor que la velocidad V_2 que se encuentra en la sección mayor, por que se producirán partículas fluidas, más veloces (provocado por V_1), las que chocaran con partículas con velocidad más lenta V_2 . En la parte inicial de la sección dilatada se forma un anillo de torbellinos que absorben energía.

Considerando que en la parte inicial de la sección ensanchada actúa la presión P_1 , sabiendo que la presión P_2 sea medida aguas abajo de la zona de turbulencias. Aplicando Bernoulli entre las dos secciones tenemos:

$$\frac{P_1}{\rho} + \frac{V_1^2}{2g} + z_1 = \frac{P_2}{\rho} + \frac{V_2^2}{2g} + z_2 + hf$$

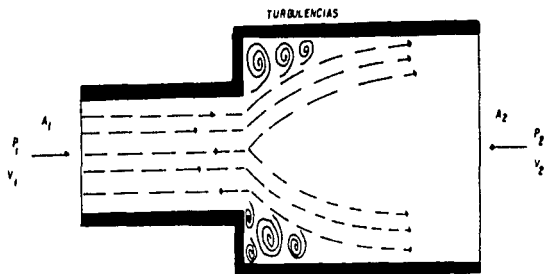


Fig. 28

PERDIDAS
MENORES

Si despejamos hf:

$$hf = \left(\frac{P_1}{\rho} - \frac{P_2}{\rho} \right) + \frac{V_1^2}{2g} - \frac{V_2^2}{2g} \quad (23)$$

Considerando la unidad de tiempo, la cantidad de fluido que circula es Q. La resultante que actúa de derecha a izquierda será:

$$(P_2 - P_1) A_2$$

y la variación de cantidad de movimiento, $Q / g (V_1 - V_2)$.

Si igualamos las dos expresiones tenemos:

$$(P_2 - P_1) A_2 = \frac{A_2 V_2}{g} (V_1 - V_2)$$

$$\frac{P_2}{\rho} - \frac{P_1}{\rho} = \frac{V_2}{g} (V_1 - V_2)$$

Sustituyendo en la ecuación 23:

$$hf = \frac{V_1^2}{2g} - \frac{V_2^2}{2g} - \frac{2 V_2 (V_1 - V_2)}{2g}$$

$$hf = \frac{V_1^2}{2g} - \frac{2V_2 V_1}{2g} + \frac{V_2^2}{2g} = \frac{(V_1 - V_2)^2}{2g}$$

$$hf = \frac{(V_1 - V_2)^2}{2g}$$

Conocido como el Teorema de Borda-Bélanger.

Si tomamos el valor de V_2 en función de V_1 , del Teorema anterior, se tiene:

$$V_2 = \frac{V_1}{2} V_1$$

Pieza y pérdida *	K
Ampliación gradual	0,30*
Boquillas	7,75
Compuerta, abierta	1,00
Controlador de caudal	2,50
Codo de 90°	0,90
Codo de 45°	0,40
Repilla	0,75
Curva de 90°	0,40
Curva de 45°	0,20
Curva de 22°30'	0,10
Entrada normal en tubo	0,50
Entrada de fondo	1,00
Existencia de pequeña derivación	0,01
Confluencia	0,40
Medidor Venturi	2,50**
Reducción gradual	0,15**
Valvula de ángulo, abierto	5,00
Valvula compuerta, abierto	0,20
Valvula tipo globo, abierto	10,00
Salida de tubo	1,00
T. pasaje directo	0,60
T. salida de lado	1,30
T. salida bilateral	1,80
Valvula de pie	1,75
Valvula de retencion	2,50
Velocidad	1,00

*Con base en la velocidad mayor (sección menor)
 **Relativa a la velocidad en la tubería























Tabla 1.11

K (m)	1/2"		1"		1 1/2"	
	20	1	20	1	20	1
0.10	0.06031	1.10	0.0617	2.10	0.225	3.10
0.15	0.09115	1.15	0.0924	2.15	0.256	3.15
0.20	0.09204	1.20	0.0714	2.20	0.247	3.20
0.25	0.09310	1.25	0.0797	2.25	0.254	3.25
0.30	0.09459	1.30	0.0882	2.30	0.270	3.30
0.35	0.08624	1.35	0.0929	2.35	0.262	3.35
0.40	0.08816	1.40	0.0999	2.40	0.269	3.40
0.45	0.09102	1.45	0.1072	2.45	0.266	3.45
0.50	0.09274	1.50	0.1147	2.50	0.269	3.50
0.55	0.09542	1.55	1.1225	2.55	0.332	3.55
0.60	0.09835	1.60	0.1305	2.60	0.345	3.60
0.65	0.02154	1.65	0.1388	2.65	0.358	3.65
0.70	0.02498	1.70	0.1471	2.70	0.372	3.70
0.75	0.02867	1.75	0.1556	2.75	0.386	3.75
0.80	0.03262	1.80	0.1652	2.80	0.400	3.80
0.85	0.03681	1.85	0.1745	2.85	0.414	3.85
0.90	0.04129	1.90	0.1840	2.90	0.428	3.90
0.95	0.04600	1.95	0.1938	2.95	0.442	3.95
1.00	0.05097	2.00	0.2039	3.00	0.459	4.00
1.05	0.05620	2.05	0.2142	3.05	0.474	4.05

Tabla 1.12

PERDIDAS
LOCALES



DIAMETRO D mm pulg.																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																													
11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25	26	27	28	29	30	31	32	33	34	35	36	37	38	39	40	41	42	43	44	45	46	47	48	49	50	51	52	53	54	55	56	57	58	59	60	61	62	63	64	65	66	67	68	69	70	71	72	73	74	75	76	77	78	79	80	81	82	83	84	85	86	87	88	89	90	91	92	93	94	95	96	97	98	99	100	101	102	103	104	105	106	107	108	109	110	111	112	113	114	115	116	117	118	119	120	121	122	123	124	125	126	127	128	129	130	131	132	133	134	135	136	137	138	139	140	141	142	143	144	145	146	147	148	149	150	151	152	153	154	155	156	157	158	159	160	161	162	163	164	165	166	167	168	169	170	171	172	173	174	175	176	177	178	179	180	181	182	183	184	185	186	187	188	189	190	191	192	193	194	195	196	197	198	199	200	201	202	203	204	205	206	207	208	209	210	211	212	213	214	215	216	217	218	219	220	221	222	223	224	225	226	227	228	229	230	231	232	233	234	235	236	237	238	239	240	241	242	243	244	245	246	247	248	249	250	251	252	253	254	255	256	257	258	259	260	261	262	263	264	265	266	267	268	269	270	271	272	273	274	275	276	277	278	279	280	281	282	283	284	285	286	287	288	289	290	291	292	293	294	295	296	297	298	299	300	301	302	303	304	305	306	307	308	309	310	311	312	313	314	315	316	317	318	319	320	321	322	323	324	325	326	327	328	329	330	331	332	333	334	335	336	337	338	339	340	341	342	343	344	345	346	347	348	349	350	351	352	353	354	355	356	357	358	359	360	361	362	363	364	365	366	367	368	369	370	371	372	373	374	375	376	377	378	379	380	381	382	383	384	385	386	387	388	389	390	391	392	393	394	395	396	397	398	399	400	401	402	403	404	405	406	407	408	409	410	411	412	413	414	415	416	417	418	419	420	421	422	423	424	425	426	427	428	429	430	431	432	433	434	435	436	437	438	439	440	441	442	443	444	445	446	447	448	449	450	451	452	453	454	455	456	457	458	459	460	461	462	463	464	465	466	467	468	469	470	471	472	473	474	475	476	477	478	479	480	481	482	483	484	485	486	487	488	489	490	491	492	493	494	495	496	497	498	499	500	501	502	503	504	505	506	507	508	509	510	511	512	513	514	515	516	517	518	519	520	521	522	523	524	525	526	527	528	529	530	531	532	533	534	535	536	537	538	539	540	541	542	543	544	545	546	547	548	549	550	551	552	553	554	555	556	557	558	559	560	561	562	563	564	565	566	567	568	569	570	571	572	573	574	575	576	577	578	579	580	581	582	583	584	585	586	587	588	589	590	591	592	593	594	595	596	597	598	599	600	601	602	603	604	605	606	607	608	609	610	611	612	613	614	615	616	617	618	619	620	621	622	623	624	625	626	627	628	629	630	631	632	633	634	635	636	637	638	639	640	641	642	643	644	645	646	647	648	649	650	651	652	653	654	655	656	657	658	659	660	661	662	663	664	665	666	667	668	669	670	671	672	673	674	675	676	677	678	679	680	681	682	683	684	685	686	687	688	689	690	691	692	693	694	695	696	697	698	699	700	701	702	703	704	705	706	707	708	709	710	711	712	713	714	715	716	717	718	719	720	721	722	723	724	725	726	727	728	729	730	731	732	733	734	735	736	737	738	739	740	741	742	743	744	745	746	747	748	749	750	751	752	753	754	755	756	757	758	759	760	761	762	763	764	765	766	767	768	769	770	771	772	773	774	775	776	777	778	779	780	781	782	783	784	785	786	787	788	789	790	791	792	793	794	795	796	797	798	799	800	801	802	803	804	805	806	807	808	809	810	811	812	813	814	815	816	817	818	819	820	821	822	823	824	825	826	827	828	829	830	831	832	833	834	835	836	837	838	839	840	841	842	843	844	845	846	847	848	849	850	851	852	853	854	855	856	857	858	859	860	861	862	863	864	865	866	867	868	869	870	871	872	873	874	875	876	877	878	879	880	881	882	883	884	885	886	887	888	889	890	891	892	893	894	895	896	897	898	899	900	901	902	903	904	905	906	907	908	909	910	911	912	913	914	915	916	917	918	919	920	921	922	923	924	925	926	927	928	929	930	931	932	933	934	935	936	937	938	939	940	941	942	943	944	945	946	947	948	949	950	951	952	953	954	955	956	957	958	959	960	961	962	963	964	965	966	967	968	969	970	971	972	973	974	975	976	977	978	979	980	981	982	983	984	985	986	987	988	989	990	991	992	993	994	995	996	997	998	999	1000

* Los valores indicados para válvulas tipo globo se aplican también a llaves para regaderas y válvulas o llaves de descarga.

Tabla 1.13

LONGITUD
EQUIVALENTE



$$hf = \frac{V_1^2}{2g} \left(1 + \frac{A_1^2}{A_2^2} \right)$$

$$K = 1 + \frac{A_1^2}{A_2^2}$$

$$hf = K \frac{V_1^2}{2g} \quad \text{----- (24)}$$

En la tabla I.11 se presentan los valores aproximados de K para las piezas y pérdidas más comunes. Y en la tabla I.12 se incluyen valor ya calculados de $V^2 / 2g$, lo que también se puede obtener con el diagrama siguiente.

Existe un método que nos permite medir las pérdidas locales, que será el que utilizaremos llamado el método de longitudes equivalentes. El cual nos dice que una tubería comprende de diversas piezas especiales, que existían en la tubería, a cada pieza le corresponde cierta extensión ficticia. Teniéndose en consideración todas las piezas especiales y demás causas de pérdidas, llegandose a una extensión o longitud virtual de tubería.

Esta pérdida puede ser determinada por la ecuación de Darcy-Weisbach

$$hf = f \frac{L}{D} \frac{V^2}{2g} \quad \text{----- (25)}$$

Colocando en el valor de L la longitud virtual que se obtiene igualando la ecuación 24 y 25:

$$\frac{fLV^2}{2g} = \frac{KV^2}{2g}$$

donde:

$$L = \frac{KD}{f}$$

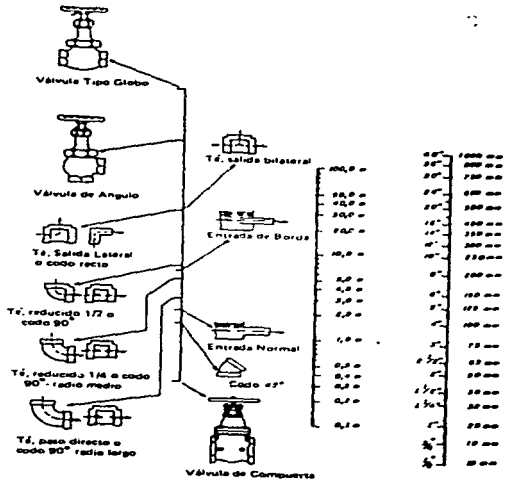
Pieza y pérdida	Longitudes expresadas en diámetros (números de diámetros)
Ampliación gradual	12
Codo de 30°	45
Codo de 45°	20
Curva de 90°	30
Curva de 15°	17
Entrada normal	35
Entrada de borda junta	30
Reducción gradual	6
Válvula de compuerta, abierta	8
Válvula tipo globo, abierta	350
Válvula de compuerta con ángulo, abierta	170
Salida de tubería	35
T. paso directo	20
T. salida de lado	50
T. salida bilateral	65
Válvula de pie	250
Válvula de retención	100

Curvas de acero en segmentos	
10° - 2 segmentos	7
15° - 2 segmentos	15
15° - 3 segmentos	10
60° - 2 segmentos	25
60° - 3 segmentos	15
90° - 2 segmentos	65
90° - 3 segmentos	25
90° - 4 segmentos	15

Tabla 1.14

LONGITUD
EQUIVALEN-
TE





**ABACO DE
CRANE CO**

Se pueden obtener los valores de la longitud virtual de cada pieza utilizando la tabla I.13 y I.14. Además de poder utilizar el ábaco de Crane Co.

I.3 TIPOS DE REDES.

Se conoce como una red, al conjunto de tuberías interconectadas que se instalan de una manera superficial o subterránea.

Los elementos que las componen son la tubería principal y tuberías secundarias, las cuales se derivan de las primeras.

Las aplicaciones de estas redes abarcan:

CLASIFICACION DE LAS REDES	}	RED DE AGUA POTABLE	{	Abierta
				Cerrada
		RED SANITARIA	{	Sanitario
				Pluvial
				Combinado
		RED HIDROSANITARIA	{	Agua Fría
				Agua Caliente

A. Red de Agua Potable.

Para poder distribuir el agua en una población, debemos tomar en consideración que existen obras de captación, así como obras de conducción, por medio de las cuales llegará el agua necesaria a nuestra red.

Por la manera en que se distribuye el agua, se tendrán diferentes tipos de redes, que son las siguientes:

- Red Cerrada.
- Red Abierta.

La primera ocurre cuando la traza de la población forme una malla la cual permite instalar circuitos, estos se encontrarán localizados en las calles con mayor densidad de población, en el caso de que no se puedan localizar en ese punto, por establecimientos comerciales, tránsito vehicular, o por la existencia de otras instalaciones, se localizaran lo más cerca posible de éstos. Se deberán situar a una distancia de entre 600 a 700 m unas de otras, en el caso que la densidad de población sea muy grande se podrá reducir estas distancias. Este tipo de red generalmente aporta mayor eficiencia debido a que circula por el conducto en ambos sentidos. (Fig. 29)

El segundo tipo de red sucede cuando la distribución de la población es de forma alargada, de tal forma que no es posible conectar al conjunto de tuberías. En la primeras los conductos principales derivan de un conducto central; mientras que en las segundas los conductos principales son paralelos. (Fig. 30)

Un sistema combinado aparece según las características que se tengan en la zona, algunos de los casos donde se puede utilizar este sistema es cuando se hacen ampliaciones a la red de distribución cerrada con raras abiertas. (Fig. 31)

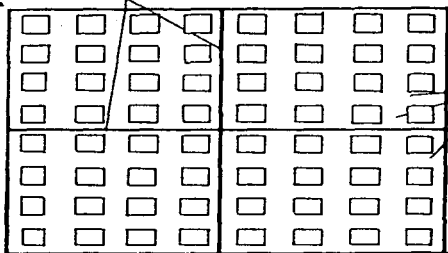
Una vez que localizamos las calles por las cuales pasará nuestra tubería principal, por las calles restantes se colocará una tubería de relleno.

La instalación de la tubería se deberá proyectar en calles que tengan un mínimo de 12 casas habitación.

Las tuberías que integren la red deberán diseñarse para que

O MA

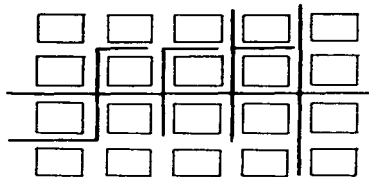
TUBERIA PRINCIPAL



TUBERIA
SECUNDARIA

RED CERRADA

Fig 29



RED ABIERTA

Fig. 30

ESTO TIENE QUE DEBE
SALIR DE LA ZONA

TIPOS DE
REDES



tengan la capacidad de satisfacer adecuadamente el consumo destinado a la población, de acuerdo con sus costumbres, necesidades la zona donde se localicen, entre otras cosas. Además deberán tomarse las medidas necesarias para que la calidad del agua se conserve.

Se deberá tomar en consideración la presión máxima, ya que está no podrá exceder 50 m.c.a. y la mínima no debe ser menor de 15 m.c.a. en poblaciones rurales. La presión máxima se deberá tomar a partir de la superficie libre del agua en el tanque y la mínima a partir de la plantilla de dicho tanque.

Si se instalan hidrantes para toma pública, la presión que tendrán estos como mínimo será de 3.00 m y se localizarán en la periferia de la ciudad, procurando que se instale el menor número de ellos.

En el caso que se tengan zonas con viviendas dispersas, se podrán colocar además del hidrante, sanitarios para ambos sexos, lavaderos, tendedores y corral para niños.

Quando se diseñan redes en lugares con topografía plana, se debe contar con un desnivel entre el punto más alto y el más bajo mayor de 4.00 m. Esto se logrará diseñando 2 ó más redes, en forma escalonada de manera que la presión estática máxima sea de 50 m y el mínimo de acuerdo con la ya indicado.

B. Red Sanitaria.

Un alcantarillado es el medio más apropiado y eficaz para la eliminación de las aguas negras y pluviales.

Se entiende por alcantarillado a una red de conductos subterráneos con pendiente adecuada, en los cuales el flujo está sujeto a variaciones a veces muy amplias, siendo posible que cualquier

alcantarilla se llene alguna vez y tenga que resistir cierta presión, por lo que deben proyectarse para resistir la presión del agua, aunque no necesariamente trabaje a presión. Estos conductos deben extenderse por toda la localidad y a través de los que se evacua el agua sucia de una forma rápida, llevándolas a un lugar llamado vertido, donde no representen daño a la salud.

Los tipos de sistemas de alcantarillado que existen, adquieren su denominación por la naturaleza de las aguas que transportan, siendo los siguientes:

a) **Sistema Sanitario:** Este se diseña únicamente para recibir las aportaciones de aguas de desecho, tanto domésticas como industriales, con el fin de alejarlas de la localidad hasta un sitio donde no causen daño, el cual fue previamente seleccionado, en este lugar serán tratadas para posteriormente verterlas a una corriente natural, o volver a usarlas en riego o en la industria.

b) **Sistema Pluvial:** Su función será captar las aguas de lluvia lo que puede lograrse de dos maneras: la primera, proyectando conductos por todas las calles de la localidad que se pretende atender con este servicio y auxiliándose de sus respectivas estructuras de captación, para recibir las aguas de lluvia y conducir las hasta un sitio en que no produzcan molestias ni daños a la localidad. La segunda alternativa es proyectar sólo interceptores para conducir las aguas de lluvia previamente capturadas por medio de estructuras de captación, evitando así que se acumulen y tomen fuerza de arrastre, lo que causa molestias y daños a la comunidad. Considerando que también se debe realizar un Tratamiento en el Agua, para poderla usar.

c) **Sistema Combinado:** Se proyecta para recoger y conducir conjuntamente las aguas residuales así como las aguas pluviales. Se diseña para que tenga una capacidad tal que permita el desalojo rápido y el de aguas de lluvia. Pero estos conductos resultan sobrados cuando

sólo transportan aguas residuales. si existe poco espacio resulta útil ubicar dos redes con otros conductos subterráneos, como gas, agua potable, teléfono, oleoductos, entre otros.

Para poder seleccionar el sistema de alcantarillado que sea más conveniente, se deben analizar diversos factores, los que permitirán justificar económicamente y técnicamente su elección.

La primera prioridad por atender será la de desalojar las aguas de desecho o aguas negras y, en segundo término, evitar los riesgos y molestias, que causan las lluvias.

Entre los factores que intervienen se deben considerar las características económicas de la población y de las condiciones topográficas, también se considera la necesidad y factibilidad de tratamiento de las aguas negras y las posibles exigencias de bombeo a la red.

No importando el sistema en que se construya, deberán contar con estructuras básicas. Es importante el hacer mención de la disposición final de las aguas, ya que si bien no es una estructura, se considera como parte del sistema. Si la disposición final del agua, es inadecuada no se cumpliría con su propósito.

Por esto es importante contar con plantas de tratamiento en los sistemas de alcantarillado ya que forman parte de él; sin embargo por su complejidad de diseño y construcción, son objetos de proyectos específicos.

Considerando lo anterior, las partes o estructuras básicas de una red de alcantarillado son las que se muestran en la fig. 32 y se describen a continuación:

a) Albañales: Son los conductos que recolectan las aportaciones

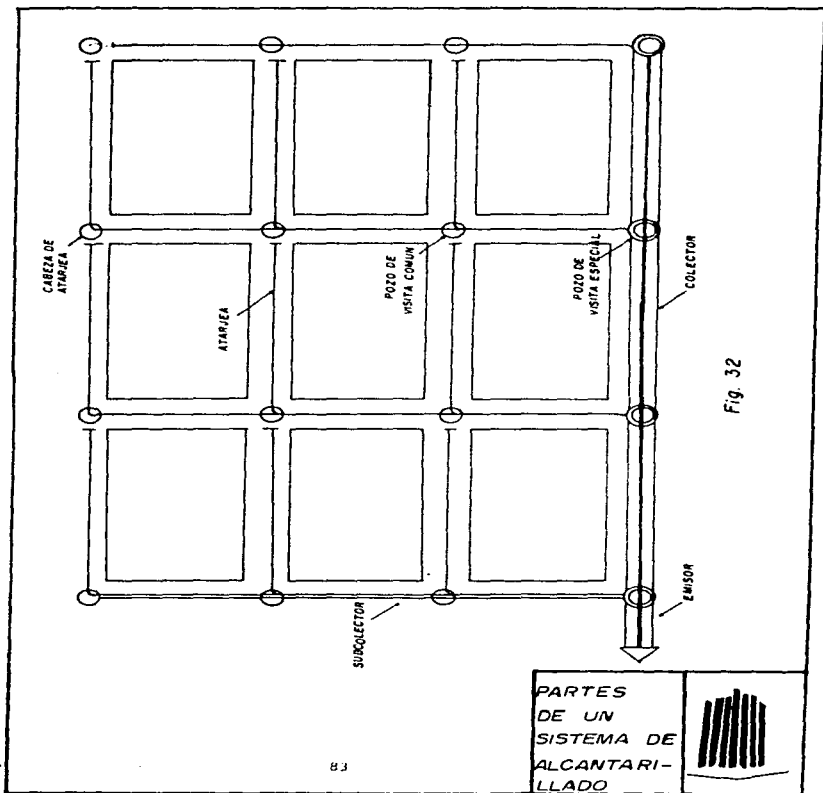


Fig. 32

PARTES
DE UN
SISTEMA DE
ALCANTARI-
LLADO



de aguas residuales de una casa o edificio y las entregan a la red municipal. Estos conductos se dividen en dos partes: a la primera se le denomina albañal interior y se localiza dentro del predio, casa o edificio. A la segunda parte se le denomina albañal exterior, porque se localiza del parámetro exterior, porque se localiza del parámetro exterior de la carga o edificio al entronque con el conducto de la calle.

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

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

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

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

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

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

h) Pozos de visita: Estas estructuras son parecidas a chimeneas verticales construidas de tubigüe o cajas de concreto reforzado que se colocan sobre las tuberías. Tienen un acceso por la superficie de la calle, suficientemente amplio para dar paso a un hombre y facilitar que pueda maniobrar en su interior. Sus funciones principales son las de proporcionar ventilación a los conductos, para evitar la acumulación de gases producidos por las aguas residuales y la de los cruceros de las calles, en cambios de pendientes o en la dirección de los ejes de las calles para seccionar un tramo demasiado largo.

Existen diferentes tipos de pozos o cajas de visita. Los más comunes se muestran en la siguiente tabla (1.15).

1) Caídas: Se utilizan para absorber un desnivel entre la unión de dos tuberías con el fin de ahorrar excavación o de disminuir una pendiente en la tubería para no rebasar la velocidad máxima permitida.

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

3) Sifones Invertidos y Puente Canal: Son estructuras que sirven para salvar el paso de una depresión fuerte.

4) Coladeras Pluviales: Son estructuras de captación que permiten la entrada del agua de lluvia hasta el sistema de interceptores. Se localizarán en lugares donde se garantiza una buena captación de las aguas pluviales.

Tipo de estructura	Clasificación (E.A. S.R.H.)	Simbología	Eje tuberto hasta de:	Inclinación máxima en la tubertia	Diam. máx. de conicidad base de: $\phi = 30 \text{ cm}$
Pozo de visita comun	VC - 024		20 a 61 cm e	90°	61
Pozo de visita especial	VC - 1115		76 a 107 cm e	45°	107
Pozo de visita especial	VC - 1191		122 cm e	45°	122
Caja de union	VC - 1328		76 a 107 cm e		107
Caja de union	VC - 1333		76 a 122 cm e		122
Caja de union	VC - 539		152 a 183 cm e		183
Caja de union	VC - 1187		152 cm e		152
Caja de union	VC - 1474		213 cm e		213
Caja de drenam	VC - 1551		152 a 301 cm e	45°	301
Caidas					Altura máx. de caida 2.0 m.
Caja de caida atornada a pozo de visita	VC - 1224		20 a 25 cm e		
Pozo con caida	VC - 1184		30 a 76 cm e		1.5 m.
Pozo con caida escalonada	VC - 1610		91 a 244 cm e		De 50 a 50 cm. hasta 2.50 m. en total

Tabla 1.15

Tipos de
Pozos
Visita



m) Cajas Derivadoras: Estas estructuras se proyectan en un sistema combinado para inducir, en tiempos de secas, que las aguas negras se transportan por un conducto expresamente diseñado para ellas hasta la planta de tratamiento y, en tiempo de lluvias, las aguas combinadas se viertan directamente a una corriente o cuerpo de agua.

Para el trazo de las redes se tienen diferentes sistemas que a continuación se mencionan:

Sistema Perpendicular: Se utiliza preferentemente en lugares de topografía poco accidentada, regularmente se práctica en terrenos planos.

- **Sistema de Intersección:** Este sistema es en realidad una modificación del anterior mediante la intersección de los colectores por un emisora que lleve las aguas negras a la misma corriente o lugar de disposición, que bien puede ser, en este caso, un sitio alejado de la ciudad. Este sistema es recomendable cuando se tiene a la población en un plano inclinado, empleándose las intersecciones, siguiendo aproximadamente las curvas de nivel a efecto de poder controlar el evtido.

- **Sistema de Abanico:** Se emplea generalmente en la poblaciones cuya topografía se asemeje a una ledera, en donde el terreno es muy accidentado.

- **Sistema de Intersección por Zonas:** Se emplea en aquellas poblaciones cuya topografía es muy accidentada y consiste en dividir a la población en zonas de acuerdo con sus características topográficas y de esta forma resolver cada zona separadamente.

- **Sistema Radial:** Este sistema se emplea en zonas de lomeríos, sobre todo en áreas residenciales pues el costo es de lo más elevado, tiene la ventaja que a medida que la ciudad crece puede irse extendiendo el sistema y la cotas del terreno se definen al llevarse a

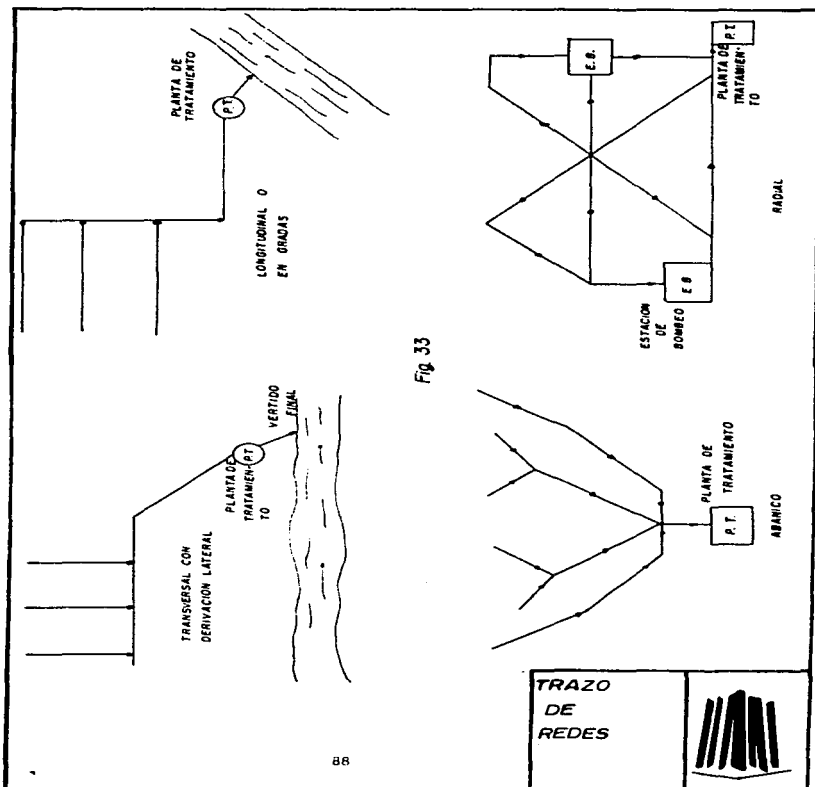


Fig. 33

**TRAZO
DE
REDES**



cabo el proyecto.

Se debe considerar que en la práctica, rara vez se encuentran casos tan bien definidos en los que se pueda aplicar en el trazo del alcantarillado dos o más combinaciones, de dichos sistemas. (Fig. 33).

C. Red Hidrosanitaria.

Estas instalaciones tienen la función de distribuir agua potable y también realizar la captación de las aguas residuales en cualquier edificación. El tipo de red de las instalaciones será abierta, que se describió en el apartado de agua potable.

Si nuestra tubería se encarga de distribuir el agua potable, se conoce como instalación hidráulica, que se encuentra compuesta por tinacos, tanques elevados, cisternas, bombas, tuberías de succión y descarga, así como otros accesorios que nos ayudan para realizar una buena distribución.

Resulta importante hacer mención que estas instalaciones pueden transportar agua fría o caliente.

Independientemente del tipo de instalación que se necesite, se debe realizar el trazo de isométricos, que nos sirve como herramientas para poder cuantificar con exactitud el material a utilizar o ya utilizado, esto se debe principalmente a que podemos observar todas las conexiones, válvulas y tramos de tubería.

Los isométricos se trazan a 30° con respecto a una línea horizontal que se toma como referencia, pero el observador se deberá ubicar formando un ángulo de 45° con respecto a la o a las tuberías que se tomen como punto de partida.

A continuación se describe el método del cubo en isométrico que nos sirve para observar las conexiones:

1. Se dibuja un cubo en planta, ubicando al observador en un ángulo de 45° con relación al lado de cubo que se toma como referencia. (Fig. 34)

2. Posteriormente se traza el cubo en isométrico como ya se menciona a 30° con respecto a una línea horizontal, conservando al observador en su posición. (Fig. 35)

3. Para poder dibujar las conexiones o juego de conexiones, es necesario tomar en cuenta lo siguiente:

- Si todas las derivaciones son a 90° , los isométricos se levantan con trazar sólo paralelas a los tres catetos marcados, con líneas gruesas de un cubo en isométrico. (Fig. 36)

- En el caso de que existan derivaciones a 45° tendremos la necesidad de trazar paralelas con respecto a las diagonales marcadas con líneas punteadas. (Fig. 37)

- Cuando existan derivaciones o cambios de dirección a 22.50° y 11.50° , se deberá de intercalar las derivadas a 90° y 45° para darle al isométrico definitivo.

Fig. 34

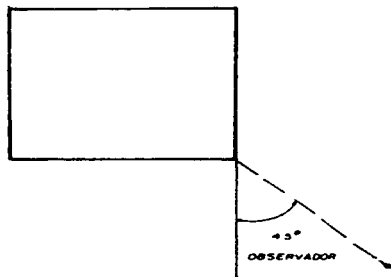
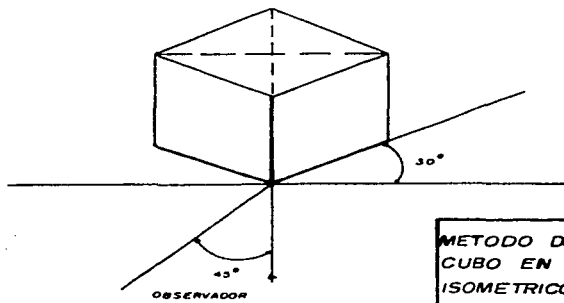


Fig. 35



METODO DEL
CUBO EN
ISOMETRICO



CUBO EN ISOMETRICO PARA
LEVANTAR ISOMETRICOS CON
DERIVACIONES A 45° Y 90°
GEOMETRICOS.

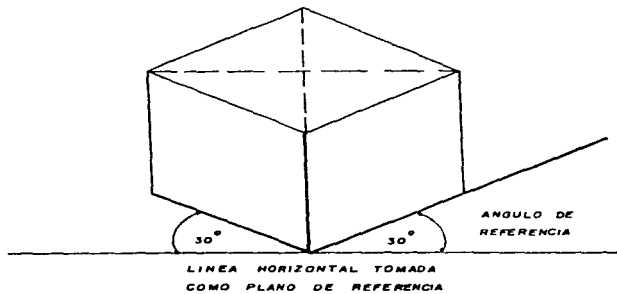


Fig. 36

METODO DEL
CUBO EN
ISOMETRICO



I.4 REGLAMENTACION Y ORGANISMOS OPERADORES.

Dentro de la reglamentación, nuestro país cuenta desde 1972 con la Ley de Aguas Nacionales la que se ha sido modificada de acuerdo a las necesidades existentes y actualmente consta de 10 títulos con un total de 124 artículos. En la actualidad ya se tiene el reglamento que nos sirve como herramienta para hacer cumplir las disposiciones que marca la Ley.

Debido a que esta Ley, así como su Reglamento, son muy extensos nos abocaremos a describir los puntos más importantes:

- Se reconoce a la Nación como propietaria original de las aguas y el Gobierno Federal es la autoridad única para administrarlas, además de adecuarlas según las necesidades de la sociedad, en cantidad y calidad, en tiempo y espacio, proveyendo lo necesario para conservar el recurso.

- La tarea primordial del Gobierno es hacer que el agua no sólo este al alcance de quienes, con sus propios medios y recursos, puedan hacer uso de ella, debe, por el contrario, permitir el sano desarrollo de todos los usuarios al poderse aprovechar para tener un desarrollo rural, social y económico de grupos y regiones marginadas.

- Se debe proveer las condiciones adecuadas para que los usuarios puedan realizar un uso adecuado del agua y que esta sea suministrada a todos los mexicanos, de acuerdo a sus necesidades.

- Para poder tener un mejor servicio se tiene un criterio de descentralización, con la creación de nuevas empresas, con esto se tendrán mejores servicios en todas la ciudades.

- Desarrollar la tecnología para tener una mejor infraestructura hidráulica, sin olvidar que este avance será acorde con las circunstancias y realidades del país.

- Se debe contar con un Sistema de Administración, esto es necesario ya que en el país tenemos condiciones extremas, por un lado tenemos escasez y contaminación, así como en otros lugares contamos con exceso de agua, tanto una condición como otra afectan a las poblaciones y áreas productivas en todo el territorio.

- La prevención de desastres: esto implica mejorar la capacidad para poder predecir y evaluar continuamente la ocurrencia de fenómenos extremos, principalmente los huracanes que año con año azotan nuestras costas y generan precipitaciones y escurrimientos extraordinarios.

- Reutilización del agua, para lo cual se deberá apoyar a la construcción de infraestructura hidráulica para el tratamiento de las aguas residuales, así como la rehabilitación y mantenimiento de las obras ya construidas.

Dentro de cada estado de nuestro país existe un reglamento de construcción, el cual norma la manera en que realizarán las instalaciones hidráulicas y sanitarias. En el D.F. contamos con el Reglamento de Construcción del D.F., que en su capítulo VI. Instalaciones. En donde se describen las condiciones que deben tener nuestras instalaciones. A continuación daremos algunas parámetros que se deben seguir para éstas:

- La presión que nos debe proporcionar la red pública de agua potable no será inferior a los 10m, además debemos contar con una cisterna la que tendrá una capacidad de dos veces la demanda mínima diaria.

- En las instalaciones hidráulicas de baños y sanitarios, se colocarán llaves de cierre automático o aditamentos economizadores de agua.

- Para edificaciones grandes, se piden estudios de factibilidad de tratamiento y reúso de aguas residuales.

- En algunos casos se autoriza la colocación de fosas sépticas, además de ser muy importante la distancia a que se coloquen los registros.

Los organismos que se encuentran relacionados con la planeación, proyecto, construcción, operación y mantenimiento de los sistemas de agua potable y alcantarillado son los siguientes:

La Secretaría de Recursos Hidráulicos (SRH), en 1948, asume la responsabilidad de administrar los servicios de agua potable y alcantarillado esto se hace a través de las Juntas Federales de Agua Potable, se alcanzó un grado de descentralización y se comienza a dar una participación ciudadana por lo que SRH intentó realizar la entrega de algunas obras a los usuarios.

En 1976 la Secretaría de Asentamientos Humanos y Obras Públicas (SAHOP), comienza a ejercer las funciones que hasta entonces prestaba la SRH y la Comisión Constructora de la Secretaría de Salubridad y Asistencia (SSA), la cual se encargaba de la realización de las obras en el medio rural; conservando la Secretaría de Agricultura y Recursos Hidráulicos, aquellas obras cuya magnitud y complejidad técnica requieran una atención directa. También en este tiempo se crea una división artificial entre lo que se llamó Obras de Sistema de Agua Potable y Alcantarillado.

El Ejecutivo Federal por medio de la SAHOP, en 1980, entregó la responsabilidad de la operación de los sistemas a los gobiernos estatales; que a su vez, en algunos casos los entregaron a los municipios. A veces la carencia de recursos en los municipios, propició utilizar en otras necesidades los fondos provenientes del cobro por el servicio de agua potable.

A partir de 1982, la Secretaría de Desarrollo Urbano y Ecología (SEDUE) es la responsable de intervención federal, la que

descentralizó también la construcción de las obras con créditos internacionales. Aunque la SARH continúa encargada de las obras de abastecimiento de agua en bloqueo, cuando se considere conveniente que los proyectos y obras fuesen ejecutadas por el Gobierno Federal.

Desde 1983, las reformas y adiciones al art. 115 constitucional establecen la responsabilidad de los municipios en la prestación de los servicios necesarios para dar un mejor uso a la infraestructura hidráulica.

En la actualidad, el responsable a nivel nacional de la administración integral de los recursos hidráulicos y el cuidado de la conservación de su calidad, es la Comisión Nacional del Agua (CNA), la que se creó en enero de 1989 como organismo administrativo desconcentrado de la Secretaría de Agricultura y Recursos Hidráulicos. La CNA tiene además a su cargo las actividades de planeación, construcción, operación y conservación de obras hidráulicas, también de apoyo técnico a las autoridades estatales, locales y organismos operadores de los sistemas de abastecimiento de agua potable y alcantarillado.

La CNA se formó como instrumento para llevar a cabo el manejo integral del gasto, el financiamiento y el ingreso, es por eso que, en materia de infraestructura hidráulica urbana e industrial, resalta, dentro de sus funciones:

a) Definir, establecer y vigilar las políticas y la normatividad en materia de agua potable, alcantarillado y saneamiento.

b) Intervenir en la dotación de agua a los centros de población industriales y turísticos.

A nivel regional se han establecido diferentes organismos reguladores de los sistemas de agua, cada uno debe cumplir con los requerimientos establecidos por la CNA, estos ejercen funciones similares a las unidades administrativas a nivel central, delegando

funciones en la Gerencias Estatales que se encontrarán en cada capital de las Entidades Federativas.

En el D.F. el organismo regulador de nuestros sistemas es la DGGOH, la cual se encargará de mantener el buen funcionamiento, esto se logra dando el mantenimiento preventivo y correctivo que sea necesario. Además de ser el encargado de asegurar que todos los usuarios puedan utilizar el agua para cubrir sus necesidades primordiales.

Por otro lado se encarga de construir la infraestructura que se necesitaría para ir dando un mejor servicio a los usuarios que día a día se conectan al red pública.

CAPITULO II

*METODOS DE
CALCULO*

II.1 CALCULO HIDRAULICO DE REDES PARA SISTEMAS DE AGUA POTABLE.

Un sistema de distribución de agua potable se crea o se amplía para suministrar un volumen suficiente de agua a una presión adecuada, desde la fuente de suministro hasta los consumidores para usos domésticos, de riego, industriales. Para ello se han desarrollado diversos métodos que a continuación describiremos brevemente:

a) **Método de Relaxación:** Es un procedimiento de ensayo-error en que aplicamos correcciones sistemáticas y dichas correcciones se pueden aplicar en : conjunto de gastos iniciales, o , un conjunto inicial de cargas asumidas, hasta que la red se encuentre balanceada.

b) **Método de Secciones:** Este es un método aproximado y simple desarrollado por Allen-Hazen para comprobar en forma rápida los sistemas de distribución. Los pasos a seguir para desarrollarlo son los siguientes:

1. Cortar la red mediante una serie de líneas que pueden ser rectas o curvas, generalmente se hace formando ángulos rectos respecto a la dirección general del flujo, aunque pueden ser en cualquier otra dirección crítica.

2. Determinar la cantidad de agua que se va a extraer a lo largo de la red para diversos usos.

3. Evaluar la capacidad del sistema de distribución en cada sección a través de la tubería. Para hacerlo se tabulan los tubos cortados en cada tamaño, cortando solamente los tubos cortados en cada que alimentan en la dirección general del flujo. Se determinan el gradiente hidráulico promedio disponible o resistencia por fricción dependiendo de la presión, necesaria en el sistema y la velocidad permitida en la tubería; los gradientes hidráulicos se encuentran entre 1 y 3 $\frac{1}{2}$ y las velocidades varían de 0.61 a 1.2 m/s.

4. Determinar la capacidad de los tubos existentes en función del gradiente disponibles o deseados, sumándolas para obtener el total.

5. Calcular la diferencia entre la capacidad necesaria y la existente.

6. Seleccionar las tuberías que compensarán la diferencia en el gradiente hidráulico. Algunas veces es necesario cambiar algunas tuberías pequeñas por otras mayores, estas tuberías complementarias no deberán localizarse de acuerdo con la disposición general de la red tratanto de optimizarla.

7. Determinar la tubería equivalente cuando se vaya a colocar en forma paralela, calculando su velocidad de flujo. Cuando se reemplaza una tubería se calcula en función del gradiente hidráulico y del cálculo.

c) Método de la tubería equivalente: Consiste en el reemplazo de una serie de tuberías de diferentes diámetros por otras de diámetro equivalente. Una tubería equivalente es aquella en la cual la pérdida de carga para un gasto específico es igual que la pérdida del sistema que substituye. El método no puede ser aplicado directamente a sistemas en que existen extracciones. Sin embargo es posible, mediante una estructuración de la red, obtener información eficiente sobre la cantidad y presión del agua disponible en los puntos importantes.

Este método emplea dos axiomas:

- La pérdida de carga a través de tuberías en serie se suman.

- Los flujos en tuberías paralelas deben distribuirse de tal forma que las pérdidas de carga sean iguales.

d) **Método del círculo:** Este método consiste en cortar tubos tributarios a un hidrante central de incendios, o grupos de hidrantes situados en el centro de un círculo; al calcularlo se considera sólo el gasto para incendios ya que es generalmente mucho mayor que los gastos para los diferentes servicios.

Los tubos se cortan con un círculo de radio de 150 m aproximadamente, que es la longitud de la manguera contra incendios. El caudal del hidrante se divide entre el número de tubos cortados por el círculo obteniendo así el gasto en las tuberías para luego calcular el diámetro en cada uno de ellos.

De los métodos descritos con anterioridad, el más utilizado es el Método de Relajación, mejor conocido como **Método Hardy-Cross**, en el cual se pueden ajustar gastos iniciales, así como cargas de energía.

Método de Hardy-Cross por conexión de gastos.

Se basa en un proceso de pruebas directas en donde los valores de los gastos se estiman previamente. La convergencia de errores es muy rápida, de aereza que, por lo regular, después de tres o cuatro iteraciones se puede lograr una precisión satisfactoria. Una ventaja del método es que permite reducir la red de conductos a sus valores principales.

El método se fundamenta en los siguientes puntos:

1. Para cada nudo de la red (convergencia de tres o más tuberías) la suma algebraica será nula. (Fig. 37)

$$Q_1 + Q_4 - Q_2 - Q_3 - Q_d = 0$$

$$Q = 0$$

Para poder considerar los signos, tomaremos la siguiente condición si el gasto llega al nudo el signo es positivo y si sale es

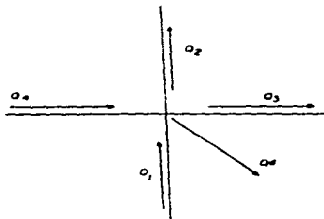


Fig. 37

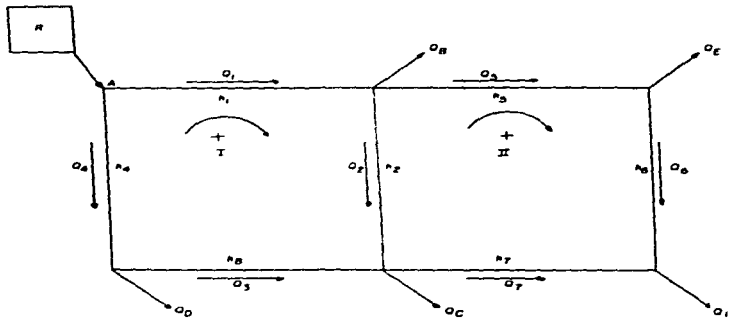


Fig. 38

METODO DE
HARDY -
CROSS



negativo.

2. Considerando ahora un circuito cerrado, a suma algébrica de las pérdidas de cargas seran nulas. (Fig. 38)

$$\text{Circuito I : } \sum h = h_1 + h_2 - h_3 - h_4 = 0$$

$$\text{Circuito II: } \sum h = h_5 - h_6 - h_7 = 0$$

En este caso se supone un sentido positivo para las pérdidas de carga.

De este modo en cualquier red, las ecuaciones son:

$$Q = 0 \text{ (en cada nudo)}$$

$$h = 0 \text{ (en cada circuito)}$$

La secuela de cálculo a seguir, para este método es:

1. Se trazará sobre el plano de la población los circuitos principales, anotando las longitudes de cada tramo y se ordenarán los cruceros. El criterio general para escogerlos, es que cada tramo tenga más o menos la misma área de influencia ya que estos alimentan a los demás (secundarias).

2. Obtener la longitud total de la red sumando todas las longitudes los tramos de calle.

3. Calcular el coeficiente de gasto unitario el que resulta de el gasto máximo horario entre la longitud total de la red.

$$C_u = \frac{Q_{\text{máx. hor.}}}{\text{Longitud total de red}}$$

4. Indicar los gastos propios de cada tramo de la red, el cual se obtendrá, multiplicando el coeficiente de gasto unitario "Cu" por la longitud de cada tramo.

$$q = C_u \times \text{long. Tramo}$$

5. Suponiendo que la tubería trabaje como un canal y considerando la topografía del terreno se determinará el sentido de escurrimiento en los tramos.

6. Considerando de una manera ficticia, que se interrumpe la circulación del agua en unos tramos para formar una red abierta, con el objeto de definir perfectamente cual tubería alimenta a otras. Estos puntos reciben el nombre de "puntos de equilibrio". Se le da ese nombre debido a que la presión en cualquier sentido en que llegue el agua, debe ser la misma.

7. Se acumularán los gastos en sentido contrario al escurrimiento y considerando las interrupciones super las partiendo de los puntos de equilibrio hasta la ventilación.

8. Determinarase el diámetro de los distintos tramos de la red, utilizando los gastos acumulados que debe conducir, concentrándolos en el extremo o nudo terminal.

A partir de la expresión de continuidad:

$$Q = AV \quad \text{----- (26)}$$

como $\lambda = \frac{\pi d^2}{4}$, sustituyendo en la ecuación 26:

$$Q = \frac{\pi d^2}{4} V \quad , \text{ despejando } d:$$

$$d = \sqrt{\frac{4Q}{\pi V}}$$

Considerando una velocidad de flujo de 1.2 m/seg.

$$d = 1.03\sqrt{Q} \quad \text{-----} \quad (27)$$

donde:

d = diámetro de la tubería, en m.

Q = gasto acumulado del tramo, en m³/seg.

En el caso de querer obtener el valor del diámetro en pulgadas la ecuación 27, queda:

$$d = 1.5\sqrt{Q}$$

Este diámetro obtenido se conoce con el nombre de "diámetro teórico", y se deberá ajustar al diámetro comercial más aproximado utilizando la tabla 2.1.

9. Para la solución de la red tomaremos en cuenta el signo que tenga el gasto, la pérdida de carga lleva el signo correspondiente al caudal. En los tubos comunes a dos circuitos, cuando se consideran pertenecientes sólo a uno de ellos tendrán ciertos valores de Q y h, al calcular el circuito contiguo difieren estos valores en el signo. Como la corrección "q", se determina para cada circuito afectando con ella a todos los gastos pertenecientes al mismo, los tramos comunes tendrán dos correcciones, una por cada circuito que se estudia, pero para el circuito común cambia, porque proviene de gastos y pérdidas de carga con signos contrarios.

10. Ajuste del funcionamiento hidráulico de la red por el método de Hardy-Cross.

Para ir acumulando los gastos, es necesario aclarar que cuando un gasto Q llega al circuito se dividirá en dos partes, una va por un sentido del circuito hasta el punto de equilibrio y la otra parte va por el otro sentido llegando también al punto de equilibrio; la suma de Q₁ y Q₂ nos dará el valor del gasto Q que llega a dicho circuito.

FORMULA UTILIZADA - MARRING

DIAMETRO	n=0009	n=0010	n=0011	n=0012	n=0013	n=0014	n=0015	n=0016	
Øeq	m	K	P	K	P	K	P	K	
1/4	.011	15528.60	17940.31	182341.24	17940.31	15528.60	332262.21	2553223.64	32462593.65
3/4	.018	126124.66	156425.52	190462.18	229331.27	268135.19	324577.71	3527631.50	3793246.52
1	.025	142431.58	163431.51	406506.42	439200.27	612229.12	760741.21	817543.86	926126.12
1 1/4	.032	77942.93	76261.64	10642.41	119327.76	142914.32	176735.25	216822.43	266328.37
1 1/2	.031	11333.18	10721.92	16922.43	50031.32	65411.22	75131.01	87213.05	10248.12
2	.03	6515.64	6046.39	10722.43	41762.59	13541.22	15741.22	19125.28	22925.22
2 1/2	.04	1844.90	2025.29	2312.29	3699.29	4255.29	4720.24	5427.93	6153.05
3	.033	778.40	962.52	1166.22	1383.18	1639.12	1937.05	2168.22	2467.28
4	.032	151.63	176.63	237.22	296.02	337.21	391.41	429.41	511.51
5	.037	50.24	62.05	76.09	93.19	108.21	121.61	139.26	159.24
6	.037	17.24	21.29	26.21	31.29	36.21	41.21	47.21	53.21
8	.021	4.11	5.22	6.22	7.22	8.22	9.22	10.22	11.22
10	.024	1.24	1.54	1.92	2.22	2.63	3.01	3.46	3.94
12	.025	460.94	525.29	600.29	687.29	783.29	889.29	1006.29	1135.29
14	.028	425.11	484.12	552.12	629.12	715.12	811.12	918.12	1036.12
16	.028	132.19	148.12	165.12	183.12	202.12	222.12	243.12	265.12
18	.027	954.16	1083.12	1231.12	1398.12	1583.12	1786.12	1997.12	2225.12
20	.028	303.19	343.12	391.12	447.12	511.12	583.12	663.12	751.12
24	.029	211.55	243.12	276.12	311.12	349.12	391.12	437.12	487.12
28	.029	103.55	118.12	134.12	151.12	169.12	189.12	211.12	235.12
36	.030	203.15	231.12	261.12	293.12	327.12	363.12	401.12	441.12
42	.030	99.59	113.12	128.12	145.12	163.12	183.12	204.12	226.12
48	.030	22.27	25.12	28.12	31.12	34.12	38.12	42.12	46.12
54	.030	10.15	11.12	12.12	13.12	14.12	15.12	16.12	17.12

Tabla 2 I

DETERMINACION
DEL
DIAMETRO



En el caso de que la red conste de un sólo circuito la acumulación de gastos se realizará partiendo del punto de equilibrio hasta llegar al punto de entrada del circuito y de la misma manera se hará en el otro sentido. es decir, se sigue un camino inverso del que sigue el agua en la distribución.

Para el ajuste hidráulico se procederá de la siguiente manera:

Tomando en consideración la fig. 39, determinaremos los gastos correctivos. Como se puede observar se tienen los gastos Q_1 y Q_2 los que cuentan con las cargas H_1 y H_2 respectivamente, estas pérdidas se encuentran en función del gasto por lo que podemos obtenerlas con la ecuación siguiente:

$$H = KQ^n$$

donde:

H = pérdida de carga, en m.

K = es una constante de acuerdo al tipo de tubería.

Q = gasto del tramo, en $m^3/seg.$

n = es una constante común en todas las tuberías.

n = 1.85 (Hazen-Williams)

n = 2.00 (Manning)

Tomando Q_1 y Q_2 del sistema balanceado hidráulicamente, la carga que se obtendrá será igual:

$$H_1 = K_1 Q_1^n \quad ; \quad H_2 = K_2 Q_2^n$$

por lo anterior:

$$H_1 = H_2 \quad , \quad \text{o sea} \quad , \quad H_1 - H_2 = 0$$

Para realizar el primer cálculo, se considera que:

$$I_1 - H_2 \neq 0$$

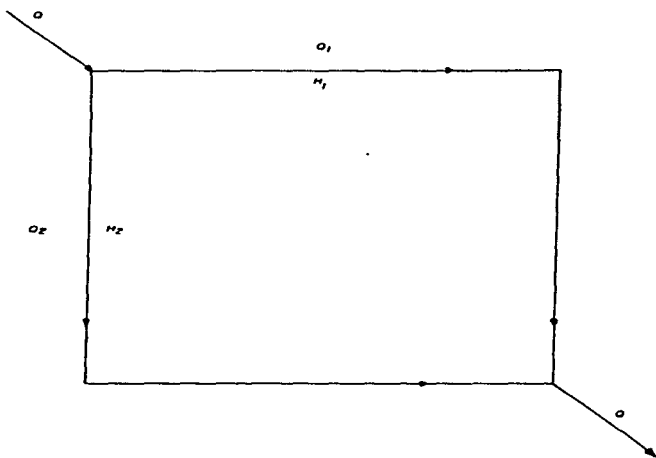


Fig. 39

METODO DE
GASTOS
CORRECTIVOS



lo que ocasionará que se ajusten los gastos.

Si por ejemplo $H_1 < H_2$, entonces O_1 necesita un incremento "q" quedando:

$$O'_1 = O_1 + q$$

y este debe ser restado de O_2

$$O'_2 = O_2 - q$$

Considerando que la corrección real, se tendrá:

$$H'_1 - H'_2 = 0$$

sustituyendo los valores de H'_1 y H'_2

$$K_1(O_1 + q)^n - K_2(O_2 - q)^n = 0$$

desarrollando la ecuación:

$$K_1(O_1^n + nqO_1^{n-1} + (-qn)) - K_2(O_2^n - nqO_2^{n-1} + (-qn)) = 0$$

Se realice la primera estimación de la distribución del gasto y resulta razonable, q, será pequeño pudiéndose despreciar los términos siguientes. Obteniéndose:

$$K_1O_1^n + nK_1qO_1^{n-1} - K_2O_2^n + nK_2qO_2^{n-1} = 0$$

Como se sabe $H_1 = K_1O_1^n$ y $H_2 = K_2O_2^n$, sustituyendo en la ecuación anterior:

$$H_1 + \frac{H_1}{O_1} nq - H_2 + \frac{H_2}{O_2} nq = 0$$

despejando H_1 y H_2 ,

$$H_1 - H_2 = -nq \frac{H_1}{Q_1} + \frac{H_2}{Q_2}$$

despejando q:

$$q = - \frac{\frac{H_1}{Q_1} - \frac{H_2}{Q_2}}{n}$$

No olvidando que Q_1 , Q_2 , H_1 y H_2 deberán tener sus signos respectivos.

Si generalizamos la ecuación, se obtendrá:

$$q = - \frac{\sum H}{n \sum Q}$$

donde:

- n = 1.85 (Hazen-Williams), o ,
- n = 2.00 (Manning).

11. Se cambiarán los diámetros en los tramos en que desde la primera serie de cálculos la corrección "q" sea muy grande.

Para facilitar el cálculo se puede utilizar la tabla que a continuación se muestra. (2.2)

Las operaciones dentro de la tabla siguen la secuencia que se señala a continuación:

1. Circuito: Propio / común.
2. Tramo.
3. Longitud (m).
4. Caudal Q (l/seg).
5. Diámetro (mm).
6. Pérdida de carga "H", $H = KQ^2L$.
7. H/Q .
8. Se deja una columna para corrección "q".

9. Q'
10. H'
11. Cota piezométrica (m).
12. Cota del terreno (m).
13. Carga disponible (m).

En el caso de tener una red abierta, la forma de cálculo es muy rápida debido a que no se realizará ninguna corrección sino únicamente se determinaran todos los elementos de la red, auxiliándose de la tabla anterior.

A continuación se presenta dos ejemplos, para el cálculo de redes de abastecimiento de agua potable. Las tres últimas columnas no se calcularon ya que no se cuenta con datos topográficos.

Circuito		Tramo	Longitud m	Q L.P.S.	Ø pulg	H m	H/O	H	Q	H	Cota Terreno	Cota Piezo	Cota Disp.
Pro	Co												
		T - 1	500										
I		1-2	200	19.1	4	0.370	0.019		18.82	0.359			
I		2-3	200	16.43	4	0.344	0.019		18.15	0.334			
I		3-4	200	17.09	4	0.294	0.017		16.81	0.287			
I	II	4-11	200	7.64	4	1.070	0.028	RELO	6.76	1.052			
I	II	11-18	200	4.36	4	0.760	0.017	RELO	4.08	0.664			
I	II	18-25	200	2.35	4	0.260	0.090		2.07	0.175			
						3.96	0.595			3.635			
I		1-5	200	11.24	6	0.952	0.053		-11.24	-1.012			
I		5-15	200	7.36	6	0.334	0.052		-5.76	-0.857			
I		15-22	200	6.43	6	-0.433	0.140		-6.45	-0.210			
I		22-23	200	-5.70	4	-1.290	0.000	RELO	-5.98	-1.428			
I		23-24	200	-3.69	4	-0.540	0.150		-3.97	-0.629			
I		24-25	200	-2.35	4	-0.220	0.090		-2.63	-0.276			
						-3.150	0.833			-3.513			
II		4-5	200	9.28	4	0.419	0.045		8.89	0.465			
II		5-6	200	7.37	6	0.258	0.035	D-15	7.82	0.295			
II		7-14	200	6.03	6	0.173	0.029		6.54	0.204			

EJEMPLO
No 1

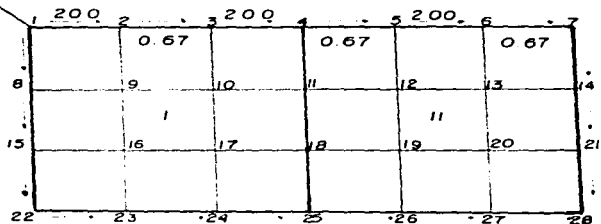
Circuito		Tramo	Longitud m	Q L.P.S	Ø pulg.	H m	H/Q	H	O	H	Coto	Coto	Coto
Pro.	Co.										Terreno	Piezo	Disp.
11		14 - 21	200	2.68	4	0.29	0.11	15.0	3.19	0.407			
11		21 - 28	200	0.67	4	0.02	0.03		1.18	0.056			
						2.31	0.45			2.802			
11	1	4 - 11	200	-7.34	4	-1.37	-0.29		-6.532	-1.70			
11	1	11 - 18	200	-4.30	4	-0.76	0.17		-3.851	-0.59			
11	1	18 - 25	200	-2.25	4	-0.22	0.09		-1.84	-0.13			
11		25 - 26	200	-3.35	4	-0.448	0.13	15.0	-2.84	-0.32			
11		26 - 27	200	-2.01	4	-0.161	0.08		-1.50	-0.09			
11		27 - 28	200	-0.67	4	-0.118	0.03		-0.22	-0.01			
						-1.74	0.21			-1.53			

TABLA PARA
EL CALCULO
DE REDES DE
DISTRIBUCION

Tabla 2.2

T

Q = 30 lps



NOTA:

Todas las longitudes y
gastos unitarios son iguales.

EJEMPLO

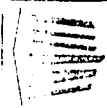
No. 1



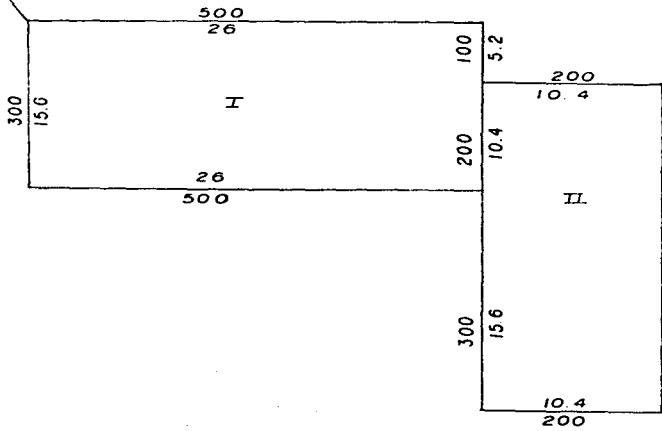
110

EJEMPLO
No 2

Circuito	Tramo	Longitud m	Q LPS	Ø pulg.	H m	H/Q	H	Q	H	Cola	Cola	Cola
										Terreno	Piezo	Disp.
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13
I	1 - 2	500	88.2	14	0.630	0.011						
							-0.093	83.11	0.878			
I	2 - 3	100	50.2	14	0.351	0.009						
								57.11	0.192			
I II	3 - 7	200	10.4	6	0.515	0.049						
								10.31	0.437			
						-1.596			1.553			
I	1 - 8	300	-07.6	14	0.349	0.005						
							-0.093	67.60	-0.350			
I	8 - 7	500	-52	12	0.769	0.015						
								52.10	-0.792			
						-1.136	0.084		-1.142			
II	3 - 4	200	41.2	10	0.515	0.013						
							1.773	43.40	0.515			
	4 - 5	500	0.1	10	0.498	0.027						
								31.25	1.022			
						1.437			1.022			
II	1 3 - 7	200	-10.40	6	0.515	0.054						
								8.66	0.357			
II	7 - 6	300	-26.00	8	1.022	0.015						
							1.773	24.26	-0.895			
II	6 - 5	200	-10.4	6	0.515	0.049						
								8.66	-0.457			
									-1.022			



T $Q_{max} = 150 \text{ lps}$



EJEMPLO
No. 2



II.2 CALCULO HIDRAULICO DE REDES PARA SISTEMAS DE ALCANTARILLADO.

Para el calculo de un sistema combinado, se tomará la contribución pluvial, para el diseño entonces el problema principal será la determinación de la capacidad que deberán tener los conductos transportadores del agua, para distribuir esta cantidad de agua de lluvia o gasto por desalojar, se cuenta con diversos métodos.

El cálculo de la red se basa en los puntos siguientes:

a) Medición de la intensidad de lluvia por medio de pluviógrafos: Esta intensidad de lluvia es la relación existente entre la altura de lluvia caída, el tiempo que tarda en caer.

$$i = \frac{H}{t} \quad \text{----- (28)}$$

donde:

i = intensidad de lluvia, mm/hr.

H = altura de lluvia, mm.

t = tiempo, hr.

Resulta importante el mencionar que la lluvia no cae de una manera uniforme sobre la superficie y además tiene diferentes velocidades a lo largo del período de duración de la lluvia. Sin embargo la ecuación 28, nos da la manera práctica para saber el punto de partida para conocer la cantidad de lluvia por desalojar, que será el problema a resolver por un proyecto de alcantarillado pluviales.

Podemos medir y registrar las alturas de lluvia caída en relación con el tiempo, a través de aparatos conocidos como pluviógrafos, que son los que la registran; mientras que los pluviogramas es donde se grafican. Con los datos anteriores se forman las tablas de intensidades máximas para diferentes tiempos de lluvia.

b) Tiempo de retorno: Es el intervalo de tiempo en años en el cual una lluvia, puede ser igualada o excedida en promedio una vez. Expresandose de la manera siguiente:

$$T_r = \frac{n + 1}{m}$$

donde:

T_r = período de retorno.

n = número de observaciones o de datos.

m = número de orden en una lista de mayor a menor de los datos.
(número de orden de la tabla de registros de pluviómetros).

c) Frecuencia: Es una probabilidad expresada en porcentaje (%), de presentarse una lluvia de cierta intensidad, cada año del estudio y es igual al inverso del tiempo de retorno.

$$F = \frac{1}{T_r}$$

donde:

F = frecuencia.

En las tablas 2.4 y 2.5 se observan diferentes valores de T_r y F , de acuerdo al uso del suelo y el tipo de vitalidad.

d) Para realizar la tabla de registros pluviométricos, primeramente los datos reportados por los pluviográficos que se encuentran instalados en las estaciones pluviométricas, serán analizadas por medio de la elaboración de Tablas de Registros Pluviométricos. Para esto se procede de la manera siguiente:

1. Analizaremos los registros pluviográficos de la estación con esto se podrán conocer las intensidades máximas anuales, para diferentes tiempos de duración.
2. Los datos anteriores serán ordenados de acuerdo al tiempo de duración, de manera decreciente, de acuerdo a su magnitud,

USO DEL SUELO Y PERIODOS DE RETORNO

TIPO DE USO	Tr en años
a) Zona Comercial	5
b) Zona de actividad Comercial	5
c) Zona de edificios Públicos	5
d) Zonas residenciales multifamiliares de alta densidad *	5
e) Zonas residenciales unifamiliares multifamiliares de baja densidad *	1.5
f) Zonas recreativas de alto valor e intenso uso por el público.	1.5
g) Otras áreas recreativas.	1

Tabla 2.4

120

VALORES DE
PERIODOS DE
RETORNO



TIPO DE VIA	FR EN AÑOS
VIALIDAD ARTERIAL	
Autopistas urbanas y avenidas que garantizan la comunicación básica de la ciudad.	5
VIALIDAD DISTRIBUIDORA	
Vías que distribuyen el tráfico proveniente de la vialidad arterial a que la alimentan	3
VIALIDAD LOCAL	
Avenidas o calles cuya importancia no traspasa la zona servida	1.5
VIALIDAD ESPECIAL	
Acceso a instalaciones de seguridad nacional y servicios públicos vitales.	10

VALORES DE
LA FRECUEN-
CIA



Tabla 2.5

asignados es un número progresivo "m" (1,2,3,, n) llamando "n" al número de años observados.

3. A continuación se procederá a calcular el T_r (período de retorno) para las diferentes observaciones.

4. Finalmente se obtendrá la frecuencia (F).

e) Obtención de curvas de intensidad-duración-período de retorno ($i-d-T_r$): La obtención de estas curvas es de un registro de lluvia, permite tener un conocimiento de la variación de las características de las lluvias en relación con sus frecuencias.

La evaluación de las curvas $i-d-T_r$ se pueden hacer obteniendo el mejor ajuste entre los diversos grupos de valores, de duración, altura de precipitación y período de retorno.

Existen dos métodos para poder obtener las curvas, uno es por medio de un análisis independiente y el otro por una regresión lineal. Para poder aplicar cualquiera de los dos métodos anteriores la información se procesará previamente. A continuación se describe el proceso a seguir en ambos casos:

1. Se selecciona un conjunto de duraciones, que normalmente varían de 5 a 120 minutos.
2. De cada una de las tormentas registradas anualmente se determina la intensidad máxima de la lluvia para la duración de interés.
3. Para cada año se registro se elige el máximo de los valores obtenidos en el paso anterior.
4. Al conjunto de intensidades máximas anuales, seleccionadas para determinada, se les ajusta una función de distribución de probabilidad (generalmente una función Gumbel, Regresión Lineal).

f) Intensidad máxima probable: Para determinar la intensidad máxima probable para un cierto tiempo de retorno y una determinada duración de lluvia, se pueden emplear los métodos de probabilidad como son:

- Regresión Lineal Múltiple.
- Método de Gumbel.

Regresión Lineal Múltiple: se utiliza para este método la curva de intensidad de lluvia-duración- período de retorno ($i=d-Tr$), la que se obtiene ajustando las intensidades máximas anuales correspondientes a todas las duraciones de interés. (5,10,15,20,30,45,60,80,100,120 min.)

La ecuación utilizada para realizar el ajuste es:

$$i = \frac{K Tr^m}{d^n} \quad \text{----- (31)}$$

donde:

- i = intensidad de lluvia, mm/hr.
- Tr = período de retorno, en años.
- d = duración de la intensidad, en min.
- K,m,n = parámetro que se obtiene al hacer el ajuste de la ecuación.

Si tomamos logaritmos, en la expresión 31 se tendrá que:

$$\log i = \log K + m \log Tr - n \log d$$

Si $Y = \log i$; $a_0 = \log K$; $x_1 = m \log Tr$; $a_1 = m$; $X_2 = \log d$;
 $a_2 = n$.

Las literales a_0 , a_1 y a_2 se calculan mediante un ajuste de correlación lineal múltiple:

$$Y = a_0 + a_1x_1 + a_2x_2 \quad \text{----- (32)}$$

Utilizando este método la función que se debe ajustar, tomando en cuenta los valores correspondientes a todas las duraciones simultáneas, es del tipo de la ecuación 31.

Para el cálculo de a_0 , a_1 , a_2 que aparecen en la ecuación 32 se calculan con las ecuaciones siguientes:

$$\begin{aligned} Y &= n a_0 + a_1 x_1 + a_2 x_2 \\ x_1 Y &= x_1 a_0 + x_1^2 a_1 + a_2 x_1 x_2 \\ x_2 Y &= x_2 a_0 + x_1 x_2 a_1 + a_2 x_2^2 \end{aligned}$$

Método de Gumbel: Expresó la frecuencia o probabilidad de presentarse una lluvia de cierta intensidad con la fórmula siguiente:

$$F = 1 - e^{-x^b} \quad \text{----- (33)}$$

donde:

F = frecuencia o probabilidad en un número "n" de años.

e = constante que sirve de base para los logaritmos naturales.

b = variable que relaciona las intensidades y su desviación estándar, quedando expresada:

$$b = \frac{1 - \frac{1}{n} + 0.45D}{0.78 D} \quad \text{----- (34)}$$

donde:

D = es la desviación estándar, y se expresa:

$$D = \frac{(i - 1)^2}{n - 1}$$

en donde:

i = es el promedio aritmético de las intensidades máximas anuales observadas en "n" años (se calcula para cada diferente tiempo de duración).

Considerando la ecuación 33:

$$F = 1 - e^{-e^{-b}}$$

$F' = 1 - F$, entonces la ecuación 35 queda:

$$F' = e^{-e^{-b}}$$

si aplicamos logaritmos de los dos lados:

$$\ln F' = \ln e^{-e^{-b}}, \quad \ln e = 1$$

entonces:

$$\ln F' = -e^{-b}$$

multiplicando por -1

$$e^{-b} = -\ln F' \quad \text{----- (36)}$$

sustituyendo el valor de F' en la ecuación 36 :

$$e^{-b} = -\ln (1 - F) \quad \text{----- (37)}$$

si $F = 1 / Tr$, si se sustituye en la ecuación 37:

$$1 - F = 1 - \frac{1}{Tr} = \frac{Tr - 1}{Tr}$$

entonces:

$$\begin{aligned} e^{-b} &= -\ln \frac{Tr - 1}{Tr} = \ln \frac{Tr - 1}{Tr}^{-1} \\ &= \ln \frac{Tr - 1}{Tr} \end{aligned}$$

quedando:

$$e^{-b} = \ln \frac{Tr}{Tr - 1} \quad \text{----- (38)}$$

Aplicando nuevamente logaritmos a la ecuación 38 obtendremos:

$$\ln e^{-b} = \ln \ln \frac{Tr}{Tr - 1}$$

desarrollando:

$$-b \ln e = \ln \ln \frac{T_r}{T_r - 1}, \text{ si } \ln e = 1 \text{ se tendr\u00e1:}$$

$$-b = \ln \ln \frac{T_r}{T_r - 1}, \text{ multiplicando la expresi\u00f3n por } -1.$$

$$b = - \ln \ln \frac{T_r}{T_r - 1} \text{ ----- (39)}$$

expresandose:

$$b = \ln \ln \frac{T_r - 1}{T_r}$$

Si tomamos la expresi\u00f3n 34 y despejamos I se obtiene:

$$b = \frac{I - \bar{I} + 0.45 D}{0.78 D}$$

$$0.78 D b + I - \bar{I} + 0.45 D$$

$$-I (-I + 0.45 D - 0.78 D b - \bar{I})$$

$$I = 0.78 D b + \bar{I} - 0.45 D$$

Sustituyendo el valor de b, ecuaci\u00f3n 39, en la expresi\u00f3n anterior:

$$I = 0.78 D - \ln \ln \frac{T_r}{T_r - 1} \bar{I} - 0.45 D$$

$$I = -0.78 D \ln \ln \frac{T_r}{T_r - 1} + \bar{I} - 0.45 D$$

$$I = \bar{I} - D \quad 0.78 \ln \ln \frac{T_r}{T_r - 1} + 0.45$$

Si $K = 0.78 \ln \ln \frac{T_r}{T_r - 1} + 0.45$, entonces:

CÁLCULO DE LOS VALORES DE LA CONSTANTE "K" PARA LA FÓRMULA DE GUMBEL DE INTENSIDAD MÁXIMA PROBABLE.					
Tiempo de retorno	T_e T_e-1	$L \left(\frac{T_e}{T_e-1} \right)$	$L.L. \left(\frac{T_e}{T_e-1} \right)$	$0.781 \cdot L \left(\frac{T_e}{T_e-1} \right)$	K
2	2	0.6931	-0.3665	-0.2859	0.1641
3	1.5	0.4054	0.4027	0.3641	0.2541
4	1.3333	0.2877	1.2460	0.9218	0.5218
5	1.25	0.2231	1.8999	1.1699	0.7199
10	1.1111	0.1065	2.2504	1.7553	1.3053
15	1.0714	0.0669	2.6741	2.0858	1.6358
20	1.0526	0.0512	2.9706	2.3172	1.8672
25	1.0416	0.0407	3.2091	2.4991	2.0491
50	1.0204	0.0202	3.6023	3.0438	2.3938
75	1.0135	0.0134	4.3118	3.3632	2.9132
100	1.0101	0.0100	4.6072	3.5882	3.1382

Tabla 2.6

METODO
DE
GUMBEL



$$I = T - D K \quad \text{----- (40)}$$

Los valores de la constante "K" de la fórmula de Gumbel se pueden calcular de una manera fácil si se elabora una tabla como la que se presenta. (Tabla 2.6).

Ejemplo:

Determinar las curvas de intensidad-duración-período de retorno (I-d-Tr) con los datos expuestos en la tabla 2.7, para un período de 2 años. Empleando los métodos de Regresión Lineal y Gumbel.

No. de Orden	Tr años	DURACION EN MINUTOS									
		95	10	15	20	30	45	60	80	100	
01	11	216	168	160	150	140	120	97	73	59	
02	19	216	162	148	99	94	70	66	46	43	
03	29	132	132	108	93	80	66	58	46	46	
04	38	156	120	100	90	75	65	56	44	38	
05	07	144	120	96	90	74	64	53	43	36	
06	06	144	115	92	84	72	62	52	41	35	
07	05	132	108	84	81	70	58	52	49	34	
08	04	132	102	80	78	64	57	51	40	32	
09	03	120	96	79	72	62	53	47	37	32	
10	02	102	80	70	72	60	45	46	36	29	
11	1.5	84	81	70	60	56	38	30	24	20	

2.7 TABLA DE INTENSIDADES MAXIMAS ANUALES
ORDENADAS EN FORMA DECRECIENTE.

Primero se realizará el ejercicio utilizando el método de Regresión Lineal y a continuación Gumbel, para posteriormente presentar una gráfica con las dos curvas.

REGRESSION LINEAL.

Dur. min	X_2 log.d	X_1 logTr	Y log.i	X_1Y	X_2Y	X_1^2	X_2^2	X_1X_2
	0.699	1.041	2.334	2.480	1.631	1.084	0.489	0.728
	0.699	1.000	2.334	2.334	1.631	1.000	0.489	0.699
	0.699	0.954	2.255	2.181	1.576	0.910	0.489	0.667
	0.699	0.903	2.193	1.981	1.533	0.815	0.489	0.632
	0.699	0.845	2.158	1.823	1.508	0.714	0.489	0.591
05	0.699	0.778	2.158	1.679	1.508	0.605	0.362	0.544
	0.699	0.699	2.121	1.482	1.482	0.489	0.489	0.489
	0.699	0.602	2.121	1.277	1.482	0.382	0.489	0.421
	0.699	0.477	2.079	0.992	1.453	0.227	0.489	0.334
	0.699	0.301	2.009	0.605	1.404	0.091	0.489	0.210
	0.699	0.176	1.924	0.339	1.345	0.001	0.489	0.123
	7.689	7.776	23.09	17.10	16.95	6.328	6.379	5.436
	1.000	1.041	2.225	2.316	2.225	1.084	1.000	1.048
	1.000	1.000	2.120	2.120	2.120	1.000	1.000	1.000
	1.000	0.954	2.120	2.022	2.120	0.910	1.000	0.954
	1.000	0.903	2.100	1.896	2.100	0.815	1.000	0.903
10	1.000	0.845	2.079	1.796	2.078	0.714	1.000	0.845
	1.000	0.778	2.061	1.603	2.061	0.605	1.000	0.778
	1.000	0.669	2.033	1.391	2.033	0.489	1.000	0.669
	1.000	0.602	2.009	1.209	2.009	0.382	1.000	0.602
	1.000	0.477	1.982	0.945	1.982	0.227	1.000	0.477
	1.000	0.301	1.954	0.598	1.954	0.091	1.000	0.301
	1.000	0.176	1.903	0.335	1.903	0.071	1.000	0.176
	11.00	7.776	20.45	16.15	20.46	6.328	11.00	7.776
	1.176	1.041	2.204	2.294	2.592	1.084	1.383	1.224
	1.176	1.000	2.072	2.072	2.437	1.000	1.383	1.176
15	1.176	0.954	2.033	1.939	2.414	0.910	1.383	1.122
	1.176	0.903	2.000	1.806	2.552	0.815	1.383	1.062
	1.176	0.845	1.982	1.675	2.331	0.714	1.383	0.994

Dur. min	x_2	x_1	Y	x_1Y	x_2Y	x_1^2	x_2^2	x_1x_2
	1.176	0.778	1.964	1.528	2.316	0.605	1.383	0.915
	1.176	0.669	1.924	1.287	2.263	0.489	1.383	0.78
15	1.176	0.60	1.903	1.146	2.238	0.362	1.383	0.708
	1.176	0.497	1.898	0.943	2.232	0.227	1.383	0.544
	1.176	0.301	1.845	0.555	2.170	0.041	1.383	0.354
	1.176	0.176	1.845	0.325	2.170	0.031	1.383	0.207
	12.94	7.776	21.67	15.57	25.52	6.328	15.21	9.132
	1.301	1.041	2.176	2.265	2.823	1.084	1.692	1.354
	1.301	1.000	1.996	1.996	2.597	1.000	1.692	1.301
	1.301	0.954	1.968	1.877	2.560	0.910	1.692	1.241
	1.301	0.903	1.954	1.764	2.542	0.815	1.692	1.175
20	1.301	0.845	1.954	1.651	2.542	0.714	1.692	1.099
	1.301	0.778	1.924	1.497	2.503	0.605	1.692	1.012
	1.301	0.669	1.908	1.276	2.482	0.489	1.692	0.875
	1.301	0.602	1.892	1.139	2.461	0.362	1.692	0.783
	1.301	0.477	1.857	0.886	2.416	0.227	1.692	0.629
	1.301	0.301	1.857	0.559	2.416	0.071	1.692	0.392
	1.301	0.176	1.778	0.302	2.313	0.031	1.692	0.221
	14.31	7.776	21.26	15.27	27.66	6.328	18.61	10.07
	1.477	1.041	2.140	2.234	3.170	1.089	2.182	1.537
	1.477	1.000	1.973	1.973	2.914	1.000	2.182	1.477
	1.477	0.954	1.903	1.815	2.811	0.910	2.182	1.409
	1.477	0.903	1.875	1.693	2.769	0.815	2.182	1.334
30	1.477	0.845	1.869	1.579	2.701	0.714	2.182	1.248
	1.477	0.778	1.857	1.445	2.743	0.605	2.182	1.149
	1.477	0.669	1.842	1.232	2.721	0.489	2.182	0.988
	1.477	0.602	1.806	1.087	2.667	0.362	2.182	0.889
	1.477	0.497	1.792	0.891	2.647	0.227	2.182	0.784
	1.477	0.301	1.778	0.533	2.626	0.091	2.182	0.453
	1.477	0.176	1.748	0.308	2.582	0.031	2.182	0.260
	16.25	7.776	20.59	14.79	30.35	6.328	24.02	11.44

Dur. min	X_2	X_1	Y	$X_1 Y$	$X_2 Y$	X_1^2	X_2^2	$X_1 X_2$
	1.653	1.041	2.079	2.164	3.436	1.089	2.732	1.721
	1.653	1.000	1.881	1.881	3.109	1.000	2.732	1.658
	1.653	0.954	1.819	1.735	3.007	0.910	2.732	1.577
	1.653	0.903	1.813	1.637	2.997	0.815	2.732	1.493
45	1.653	0.845	1.806	1.526	2.985	0.714	2.732	1.397
	1.653	0.778	1.792	1.394	2.962	0.605	2.732	1.283
	1.65	0.669	1.763	1.179	2.914	0.489	2.732	1.106
	1.653	0.602	1.756	1.057	2.904	0.362	2.732	0.995
	1.653	0.497	1.724	0.857	2.850	0.227	2.732	0.831
	1.653	0.301	1.653	0.496	2.732	0.091	2.732	0.496
	1.653	0.176	1.580	0.378	2.612	0.031	2.732	0.291
	18.18	7.776	19.67	14.20	32.51	6.328	30.00	12.83
	1.778	1.041	1.987	2.068	3.532	1.089	3.161	1.851
	1.778	1.000	1.778	1.778	3.161	1.000	3.161	1.774
	1.778	0.954	1.763	1.682	3.135	0.910	3.161	1.696
	1.778	0.903	1.748	1.578	3.168	0.815	3.161	1.605
60	1.778	0.845	1.724	1.387	3.065	0.714	3.161	1.502
	1.778	0.778	1.716	1.335	3.051	0.605	3.161	1.383
	1.778	0.669	1.716	1.148	3.051	0.489	3.161	1.199
	1.778	0.602	1.707	1.028	3.035	0.362	3.161	1.079
	1.778	0.497	1.672	0.813	2.973	0.217	3.161	0.884
	1.778	0.301	1.668	0.499	2.957	0.091	3.161	0.534
	1.778	0.176	1.477	0.260	0.031	2.626	3.161	0.313
	18.56	7.762	18.96	13.59	39.87	6.328	34.77	13.80
	1.903	1.041	1.863	1.939	3.545	1.084	3.621	1.981
	1.903	1.000	1.663	1.663	3.165	1.000	3.621	1.903
80	1.903	0.954	1.663	1.586	3.165	0.910	3.621	1.815
	1.903	0.903	1.648	1.484	3.127	0.815	3.621	1.718
	1.903	0.845	1.633	1.380	3.107	0.714	3.621	1.603
	1.903	0.778	1.613	1.255	3.070	0.605	3.621	1.481
	1.903	0.699	1.602	1.120	3.049	0.489	3.621	1.330

Dur. min	X ₂	X ₁	Y	X ₁ Y	X ₂ Y	X ₁ ²	X ₂ ²	X ₁ X ₂
80	1.903	0.602	1.602	0.964	3.049	0.362	3.621	1.146
	1.903	0.477	1.568	0.748	2.984	0.227	3.621	0.908
	1.903	0.301	1.556	0.468	2.961	0.091	3.621	0.573
	1.903	0.176	1.380	0.243	2.626	0.031	3.621	0.335
	20.93	7.776	14.51	12.45	33.85	6.325	76.43	14.80
	2.000	1.041	1.771	1.844	3.542	1.084	4.000	2.082
	2.000	1.000	1.633	1.633	3.266	1.000	4.000	2.000
	2.000	0.954	1.602	1.624	3.234	0.910	4.000	1.908
	2.000	0.903	1.580	1.427	3.160	0.815	4.000	1.806
	2.000	0.845	1.556	1.315	3.112	0.719	4.000	1.690
	2.000	0.778	1.544	1.201	3.088	0.605	4.000	1.556
	2.000	0.669	1.531	1.079	3.062	0.485	4.000	1.398
	2.000	0.602	1.505	0.906	3.010	0.362	4.000	1.204
	2.000	0.477	1.505	0.718	3.010	0.227	4.000	0.954
	2.000	0.301	1.462	0.409	2.924	0.091	4.000	0.602
	2.000	0.176	1.301	0.229	2.602	0.031	4.000	0.352
22.00	7.776	16.99	12.27	33.98	6.424	44.00	15.55	
142.0	69.98	177.8	131.3	260.8	56.95	220.9	100.9	

Resolviendo el sistema de ecuaciones siguiente se obtienen los valores que se aplicarán a la ecuación 31.

$$\begin{aligned}
 177.8 &= 11 a + 69.98 b + 2(142.02) c \\
 131.3 &= 69.98 a + 56.95 b + 100.9 c \\
 260.8 &= 142.04 a + 100.88 b + 222.8 c
 \end{aligned}$$

Los resultados obtenidos son los siguientes:

$$\begin{aligned}
 a &= \text{antilog } 1.759 = 57.41 = k \\
 b &= 0.764 = n \\
 c &= 0.361 = n
 \end{aligned}$$

Quedando la ecuación :
$$i = \frac{57.41 \cdot T \cdot 0.764}{0.361}$$

METODO DE GUMBEL.

m t	5min	10min	15min	20min	30min	45min	60min	80min	100min
1	216	168	160	150	140	120	97	73	59
2	216	132	118	99	94	76	60	46	43
3	132	132	108	93	80	66	56	46	40
4	156	126	100	90	75	65	56	44	39
5	144	120	96	90	74	64	53	43	36
6	144	115	92	84	72	62	52	41	35
7	132	105	84	81	70	58	52	40	34
8	120	96	79	72	62	53	47	37	32
9	132	102	80	78	64	57	51	40	32
10	102	90	70	72	60	45	46	36	29
11	84	81	70	60	56	38	30	24	20
Pr. i	147.8	115.8	96.1	88.1	77.0	64.0	54.7	42.7	36.2
D	42.3	24.3	26.1	23.4	23.4	21.3	16.1	11.8	9.7
K	.1641	.1641	.1641	.1641	.1641	.1641	.1641	.1641	.1641
DK	6.9	4.0	4.3	3.8	3.5	2.6	3.5	1.9	1.6
I	140.9	111.1	91.8	84.3	73.2	60.5	52.1	40.8	34.6

Se calcula la fórmula de intensidad para un tiempo de retorno de 2 años, partiendo de los datos anteriores, estos cálculos se reportan en el cuadro siguiente:

g) Intensidad de diseño: Esta ecuación se obtiene utilizando las intensidades probables para los diferentes tiempos de duración que se obtienen con el método de Gumbel, esta intensidad se puede calcular con diferentes expresiones que se encuentran en función del tiempo de duración de lluvia, como con:

$$i = \frac{a}{t + b} ; i = \frac{b}{t^d} ; i = \frac{a}{(t + B)^n}$$

$$a = \frac{145525}{10240-485217}$$

$$I = \frac{a}{r+h}$$

$$I = \frac{a \sum I^2}{10} = 48.5$$

t	5min	10min	15min	20min	30min	45min	60min	80min	100min	120min
I ²	0.035	0.090	0.165	0.237	0.410	0.764	1.152	1.961	3.240	3.658

$$\sum I^2 = 11.382$$

I ²	0.007	0.009	0.011	0.012	0.014	0.016	0.019	0.024	0.029	0.032
----------------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------

$$\sum I^4 = 0.171$$

$$a = \frac{145525}{10240-485217}$$

$$a = \frac{145525}{10 \times 11.382 - 48.5 \times 0.171} = 4711.61$$

$$r = \frac{a \sum I^2}{10} = 48.5$$

$$h = \frac{4711.61 \times 0.171}{10} = 48.5 = 32.0'$$

$$I = \frac{4711.61}{1 + 32.0'} \quad (2 \text{ años})$$

INTENSIDADES DETERMINADAS, APLICANDO LA FÓRMULA OBTENIDA

t (min)	5	10	15	20	30	45	60	80	100	120
I (intensidad)	127	112	100	90	76	61	51	42	32	31

EJEMPLO
GUMBEL



FALTA PAGINA

No. 135a la 136

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

La que pueda quedar representada como una línea recta considerando el recíproco de los dos lados de la igualdad.

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

Si $R = \frac{1}{1}$, $A = \frac{1}{a}$ y $B = \frac{b}{A}$ entonces:

$$R = A t + B$$

Las diferencias quedan representadas como:

$$R - A t - B = 0 \quad \text{-----(42)}$$

donde:

R = es dato.

A y B = incógnitas.

t = dato.

El cuadrado de las diferencias será:

$$(R - A t - B)^2 = 0$$

y la suma del cuadrado de las diferencias:

$$(R - A t - B)^2 = 0 \quad \text{----- (43)}$$

Para la obtención de A y B que son los que hacen mínima la expresión 43, se establecerán dos ecuaciones con dos incógnitas; obteniéndose las derivadas parciales de "A" se tiene:

$$\frac{\partial}{\partial A} = (R - A t - B)^2 = 0$$

$$2(R - A t - B) \frac{d}{dA} R - \frac{d}{dA} A t - \frac{d}{dA} B = 0$$

$$\begin{aligned}
2(R - A t - B)(0 - t - 0) &= 0 \\
2(R - A t - B)(-t) &= 0 \\
2(-R t + A t^2 + B t) &= 0 \\
2(-R t + A t^2 + B t) &= 0 \\
-R t + A t^2 + B t &= 0 \\
R t &= A t^2 + B t \quad \text{-----(44)}
\end{aligned}$$

Si sustituimos los valores de R, A y B; mencionamos con anterioridad en la ecuación 43:

$$\frac{t}{1} = \frac{1}{a} t^2 + \frac{b}{a} t \quad \text{----- (45)}$$

De una manera similar se realizará con respecto a B, teniendo:

$$\begin{aligned}
\frac{a}{aB} (R - A t - B)^2 &= 0 \\
2(R - A t - B) \frac{d}{dB} (R - A t - B) &= 0 \\
2(R - A t - B)(0 - 0 - 1) &= 0 \\
2(R - A t - B)(-1) &= 0 \\
2(-R + A t + B) &= 0 \\
-R + A t + B &= 0
\end{aligned}$$

Como $B = nB$, entonces la expresión anterior queda

$$R = A t + n B$$

n = número de ecuaciones o pares de valores ($1/i$, t) dados como datos.

Sustituyendo en la ecuación anterior los valores de R, A y B, se tendrá:

$$\frac{1}{1} = \frac{1}{a} t + n \frac{b}{a} \quad \text{-----(46)}$$

Con las ecuaciones 45 y 46 se tienen los elementos para conocer "a" y "b". Si se cuentan con 10 datos pluviográficos, las fórmulas "a" y "b" quedarán:

$$a = \frac{145535}{10 \frac{1}{T} - 48.5 \frac{1}{T}} \quad \text{-----} \quad (47)$$

$$b = \frac{a}{10} \frac{1}{T} - 48.5 \quad \text{-----} \quad (48)$$

h) Cálculo de Gastos de Diseño: Los métodos de cálculo se pueden clasificar en dos grupos:

1. Métodos directos o empíricos: Se basan en las características principales del hidrograma producido por una tormenta dada y a partir de las características físicas promedio de la cuenca, se puede calcular.

Entre estos métodos los más utilizados son: Método Racional, el Burkli-Ziegler y el Gráfico Alemán, que a continuación se describen:

Método Racional Americano.

Este método es uno de los más antiguos, pero por su sencillez es uno de los más utilizados. Está basado en considerar, que en toda el área estudiada se tiene una lluvia uniforme, de intensidad constante y durante un tiempo tal que el flujo en la cuenca llegue a establecerse para que puede escurrir el máximo gasto en la descarga. El método permite determinar el gasto máximo provocado por una tormenta, considerando que ese máximo, se alcanza cuando la precipitación se mantiene con una intensidad aproximadamente constante durante un tiempo igual al tiempo de concentración de la cuenca. (Fig. 40)

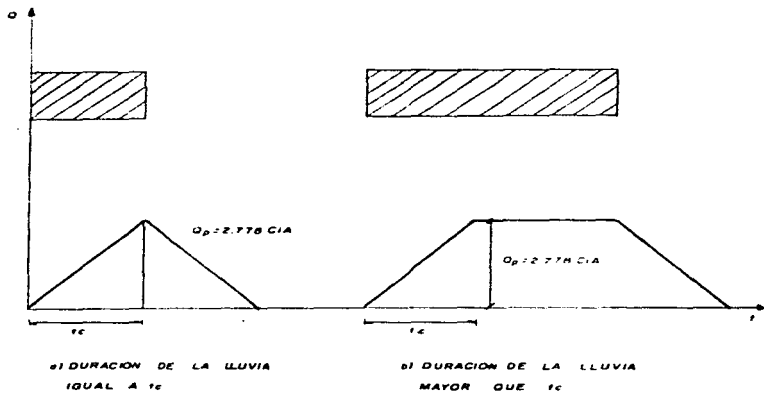


Fig. 40

REPRESENTACION
 GRAFICA
 DEL METODO
 RACIONAL.



El método se basa en utilizar la ecuación siguiente:

$$Q = C I A \quad \text{-----(49)}$$

donde:

Q = gasto pluvial, m³/seg.

C = coeficiente de escurrimiento que depende de las características de la cuenca y expresa una relación entre el caudal llorado y el escurrido.

I = intensidad de lluvia (mm/hr) Tabla 2.6

A = área drenada, ha.

El gasto obtenido queda expresado en m³/hr. Para hacer la conversión a lt/seg se utilizará el factor de 2.778 quedando la ecuación 59 de la manera siguiente:

$$Q = 2.778 C I A \quad \text{----- (50)}$$

Conocida como la fórmula Racional.

Método de Burkli-Ziegler

Este investigador suizo, se dedicó a estimar los volúmenes acumulados provenientes de fuertes lluvias de la Ciudad de Zurich, durante un año de observaciones, fue que estableció la fórmula que lleva su nombre. Esta fórmula se ha usado mucho en Europa y posteriormente se adapta al sistema inglés, quedando la siguiente expresión:

$$Q = C i S^{1/4} A^{3/4} \quad \text{-----(51)}$$

donde:

Q = gasto pluvial, m³/seg.

C = coeficiente de escurrimiento se obtiene de tablas. (Tabla 2.7)

COEFICIENTES DE ESCURRIMIENTO PARA DIVERSAS ZONAS

Zonificación	C
Negocios	
Centros de la ciudad	0.70-0.95
Alrededores	0.50-0.70
Residencial (urbana)	
Vivienda unifamiliar	0.50-0.50
Vivienda plurifamiliar adosadas	0.40-0.60
Vivienda plurifamiliar estregadas	0.40-0.75
Residencial (suburbana)	
Apartamentos	0.25-0.40
Industrial	0.50-0.70
Parques, cementerios	
Poco intensiva	0.50-0.80
Muy intensiva	0.60-0.90
Áreas recreativas	
Estaciones de ferrocarril	0.10-0.25
Zonas no modificadas	0.20-0.35
	0.30-0.40
	0.10-0.30

COEFICIENTES DE ESCURRIMIENTO PARA DIVERSAS SUPERFICIES

Tipo de superficie	C
Tejados impermeables	0.70-0.95
Pavimentos alfabicos	0.85-0.90
Pavimentos de hormigón	0.80-0.95
Aceras y pasos pavimentados	0.75-0.85
Aceras y pasos de grava	0.15-0.30
Césped, terreno arenoso	0.50-0.10
2% a 3% pendiente	0.10-0.15
7% pendiente	0.15-0.20
Césped, terreno compacto	0.15-0.17
2% a 3% pendiente	0.18-0.22
7% pendiente	0.25-0.35

COEFICIENTES DE ESCURRIMIENTO PARA VARIOS TIPOS DE ÁREAS

Tipo de construcción	Tiempo de concentración (min)		
	Coefficiente de escurrimiento	Pendiente mayor de 3%	Pendiente menor de 3%
Calles y áreas comerciales	0.85-0.90	5	7
Casas de apartamentos y edificios suburbanos y de negocios			
Áreas residenciales	0.70-0.75	5	7
Áreas suburbanas	0.50-0.65	7	10
	0.30-0.50	10	12

Tabla 2.7

**COEFICIENTES
DE
ESCURRIMIEN-
TO**


i = intensidad de lluvia constante para un determinado aguacero, mm/hr.

S = pendiente general del área en estudio.

A = área de aportación, en Ha.

Como la intensidad se da en mm/hr, y para obtener el gasto en l/seg se aplica el coeficiente 2.778.

$$Q = 2.778 C i S^{1/4} A^{3/4} \text{ ----- (52)}$$

Método Gráfico Alemán.

Fue uno de los primeros métodos que se desarrollaron para el cálculo de avenidas de diseño en colectores, la aplicación del método se puede resumir en los puntos siguientes:

1. La cuenca que se analiza se dividirá en subcuencas asociadas a cada tramo de la red de drenaje.

2. Se calculará el tiempo de concentración, correspondiente a cada subcuenca.

3. Se obtendrá el tiempo de concentración asociada a toda la cuenca T_{Cc} , considerando que la lluvia tiene la misma duración, es decir:

$$d_{11} = T_{Cc}$$

donde:

d_{11} = duración de la lluvia.

T_{Cc} = tiempo de concentración de la lluvia.

4. Determinar el período de retorno, T_r .

5. Para la duración de lluvia obtenida (d_{11}), se calculará su intensidad y el período de retorno T_r , auxiliándose de las curvas de intensidad-duración-período de retorno.

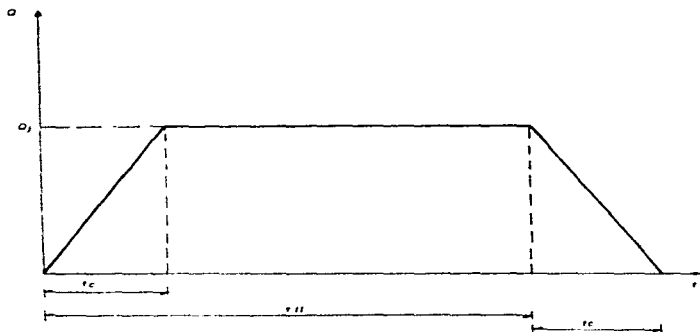


Fig. 41

HIDROGRAMA
DE
ESCURRIMIENTO



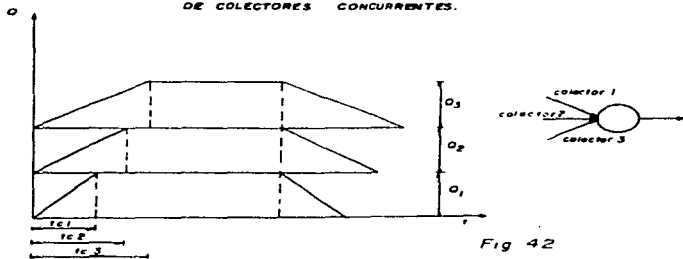
6. Se estimará el escurrimiento máximo en cada una de las subcuencas, utilizando la fórmula racional, considerando la intensidad de lluvia obtenida en el punto anterior, la que será uniforme sobre toda la cuenca y la única variable que cambia es el área.

7. Para cada subcuenca se construirán hidrogramas de escurrimiento. Suponiendo que el gasto máximo (Q_g) de las subcuencas en estudio, se alcanza instantáneamente en un tiempo igual al de concentración de las subcuencas; a partir de este tiempo el gasto se mantendrá constante hasta que se tenga un tiempo igual al de duración total de la lluvia (t_{ll}) y por último, la recesión también se realiza en un tiempo igual al de concentración. (Fig. 41)

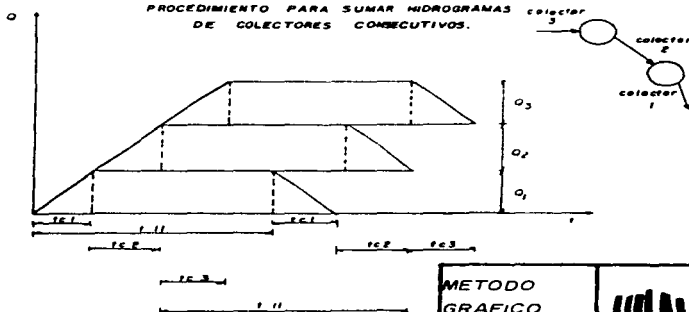
8. Calcular el hidrograma de escurrimiento total, que se hará de la manera siguiente:

- a) Se analizará empezando de la primera subcuenca (aguas abajo), que se encuentra localizada a la salida superior de la cuenca y se prosigue hacia aguas arriba.
- b) Si los colectores son concurrentes, se supone que empiezan a contribuir simultáneamente; el hidrograma total provocado se obtiene sumando los hidrogramas producidos por cada uno de ellos. (Fig. 42)
- c) En el caso de que los colectores sean consecutivos, se considera que el colector de la subcuenca aguas arriba empieza a aportar agua cuando el de las subcuencas aguas abajo haya llegado a su tiempo de concentración, es decir, que el hidrograma de la subcuenca aguas arriba se suma a partir de que termina el ascenso del hidrograma de la subcuenca de aguas abajo. (Fig. 43)

PROCEDIMIENTO PARA SUMAR HIDROGRAMAS
DE COLECTORES CONCURRENTES.



PROCEDIMIENTO PARA SUMAR HIDROGRAMAS
DE COLECTORES CONSECUTIVOS.



METODO
GRAFICO
ALEMAN



intersecten en un mismo punto. En el caso de que la calle sea muy ancha, se colocará doble eje; es decir, en ambos lados de la calle. Estas líneas representarán las tuberías por diseñar.

b) Medición de longitudes: Se deberán medir las distancias existentes entre cruceo y cruceo, las que se anotarán en la parte superior izquierda correspondiente a cada manzana. Debe realizarse tanto en forma horizontal como vertical, no olvidando que la distancia máxima que debe existir entre cruceo y cruceo será de 125 m.

c) Colocación de pozos de visita: Se deben colocar en cada cruceo de calle, cambio de pendiente, de diámetro y de dirección; verificando que la separación entre pozo y pozo no sea mayor de 125m, en caso contrario se colocará el número de pozos necesarios para que se cumpla con la especificación anterior. Estos primeros trabajos se muestran en la fig. 45.

d) Determinación de las cotas de terreno: Dependerá de la topografía de la población y de acuerdo con las curvas de nivel, determinándose así cada una de las cotas del terreno correspondientes a cada pozo. (Fig. 46)

e) Planeación y trazo de la red: Ayudándose de la topografía y considerando que la eliminación de agua en el sistema será por gravedad, se localizarán las tuberías principales (colectores, subcolector y emisor), éstas deberán ser localizadas en las partes más bajas de la población.

Para un sistema separado de aguas negras, el cálculo hidráulico se realizará para las tuberías principales (colector, subcolector y emisor), obteniéndose los diámetros con los que el agua fluya con las velocidades recomendadas, considerando caudales mínimos así como máximos, encontrándose en función de la pendiente.

Sumando todos los hidrogramas, y considerando las condiciones antes mencionadas, se calcula el gasto máximo en el punto considerado. El Método Gráfico Alessón fue diseñado para resolver problemas de áreas urbanas pequeñas, aunque los conceptos se pueden extender a una cuenca natural.

2. Métodos Hidrológicos: Aquí se considera una relación funcional única, entre la distribución de las lluvias contra el tiempo y el hidrograma a la salida de la cuenca. Esta relación se basa en los principios hidrológicos, los que pueden calibrarse con registros continuos y simultáneos de lluvias y escurrimientos en la cuenca estudiada. Sin considerarse sus características físicas. Dentro de estos métodos tenemos el hidrograma unitario, hidrograma triangular y el Método de Chow, que a continuación se describe.

Método de Chow.

Se basa en la determinación el punto pico de hidrograma, el diseño de alcantarillas y otras estructuras de drenaje pequeñas. El método sólo proporciona el punto pico en cuencas no urbanas, en áreas no mayores de 25 Km².

Se puede calcular el gasto pico Q_p de un hidrograma de escurrimiento directo, como el producto de la altura de precipitación efectiva (P_e) por el gasto pico de un hidrograma unitario (q_p).

$$Q_p = q_p P_e \quad \text{-----(51)}$$

donde:

q_p = se puede expresar, como una fracción del gasto de equilibrio para una lluvia con intensidad $i = 1 \text{ mm / de}$.
 d_e = duración en exceso.

$$q_p = \frac{1 \text{ mm}}{d_e} A c z \quad \text{-----(54)}$$

de donde:

z = es un factor de reducción.

Ac = aréa, en Km^2 .

quedando la expresión 54 como sigue:

$$qp = \frac{0.278 Ac}{d_0} z$$

sustituyendo en la ecuación 53:

$$Qp = \frac{0.278 I_e Ac}{d_0} z$$

Se utiliza el método en cuencas no instrumentadas, resulta conveniente el procedimiento para evaluar P_e , a partir de la lluvia total P , es el de los números de escurrimientos. El factor z , que es de reducción de pico se puede calcular, utilizando una función del tiempo de retraso y de la duración en exceso "de" como se ve en la gráfica siguiente. La que fue obtenida a partir de 60 hidrogramas en 20 pequeñas cuencas en el medio oeste de los Estados Unidos.

Para el cálculo de tiempo de retraso utilizaremos la ecuación siguiente:

$$tr = 0.009 \frac{L}{S^{1/2}} 0.64$$

donde:

L = es la longitud del cauce principal (m).

S = pendiente en por ciento.

tr = tiempo de retraso (hr).

Para realizar un cálculo más preciso es conveniente tener los datos de precipitación en forma de curvas $i-d-Tr$. Por lo tanto para el período de retorno que corresponde al problema, se calcularán los picos correspondientes a varias duraciones y se escogerán la mayor para el diseño.

Existen varias fórmulas para el cálculo del tiempo de concentración que a continuación se muestran:

Para calcular el tiempo de concentración en cuencas urbanas se utilizará:

$$\text{donde: } tc = tes + tt$$

tc = tiempo de concentración (hr).

tes = tiempo de concentración sobre la superficie (hr).

tt = tiempo de traslado a través de colectores (hr).

En el caso de necesitar estimar el tiempo de concentración a través de la superficie podemos utilizar la fórmula de Kirpich:

$$tes = 0.000104 L^{0.77} \frac{1}{S^{1/2}}$$

o bien la propuesta por Bazant:

$$V = 610 C^{-0.15}$$

ya que conociendo la velocidad se puede determinar el tiempo.
donde:

L = longitud principal del cauce, m.

S = pendiente media del cauce principal.

C = coeficiente de escurrimiento.

Para calcular el tiempo de traslado en los colectores se utiliza la fórmula de Manning para flujo uniforme quedando:

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

donde:

V = velocidad media de traslado (m/seg).

n = coeficiente de rugosidad del conducto.

RH = radio hidráulico (m).

S = pendiente del tramo.

el tiempo de traslado se calculará:

$$t_t = \frac{L}{V}$$

donde:

L = longitud del tramo en el cual el flujo escurre, en m.

Ejemplo:

A continuación se describe la metodología y proceso de cálculo hidráulico de un interceptor por el Método Racional Americano.

Los datos del proyecto son los siguientes:

Área por drenar	Hectáreas
Sistema	Pluvial
Método	Racional Americano
Fórmula:	

$$Q = 2.778 C I A$$

$$\text{Gumbel } I = \frac{a}{c + b}$$

$$\text{Habit } V = 610 C S$$

$$\text{Manning } V = \frac{1}{n} C^{2/3} S^{1/2}$$

Tiempo de retorno 2 años (recomendado para redes de alcantarillado).

Naturalaleza del vertido Río, lago, mar o terreno.

Sistema de eliminación: Gravedad

Velocidades
Mínima 0.60 m/seg
Máxima 5.00 m/seg

Para realizar los cálculos hidráulicos, de una manera más fácil, se utilizará la tabla 2.8.

La forma en la cual se realizará el llenado de las columnas de la tabla 2.8 es la siguiente:

Columna 1. Identificación de cruceros: Aquí identificaremos los cruceros de calle entre los tramos que se encuentren comprendidos. Para el llenado de ésta columna se enumeran todos los pozos del interceptor, de aguas arriba hacia aguas abajo, dejando un espacio entre crucero y crucero.

Columna 2. Área propia: Este dato se obtendrá del plano de acumulación de áreas propias y tributarias. (Fig. 44)

Columna 3. Área tributaria: Es la suma de todas las áreas que llegan a cada pozo del interceptor. Este dato lo proporciona el plano de la fig. 44.

Columna 4. Área acumulada: Es la suma de las áreas propia y tributaria. A partir del segundo crucero, se agrega el área previamente acumulada.

Columna 5. Longitud: Es la distancia que existe entre cada tramo del interceptor.

Columna 6. Tiempo externo o de ingreso a la tubería: Es el tiempo que tarda en llegar a la tubería del conducto o interceptor, la gota más alejada.

Este tiempo se calculara por medio la fórmula de Babbit:

$$V = 610 C S$$

donde:

C = coeficiente de escurrimiento.

S = pendiente del área por drenar (milésimos).

V = Velocidad (m/min).

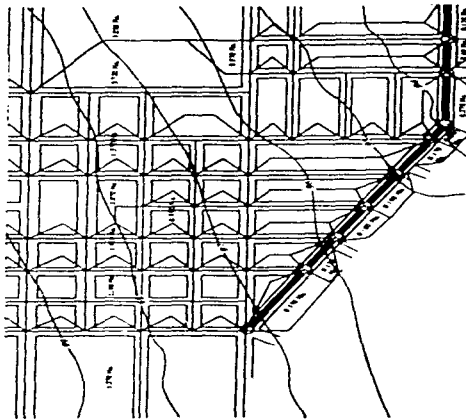


Fig 44

AREA
PROPIA Y
TRIBUTARIA



$$T_e = \frac{L}{V}$$

L = longitud en m.

Así por ejemplo, para el Crucero 1-2 se tiene que L = 380 m, S = 0.0079 y C = 0.40.

Aplicando la fórmula se tiene:

$$V = 610 (0.40) \quad 0.0079 = 21.68 \text{ m/min}$$

$$T_e = \frac{380}{21.68} = 17.53 \text{ min}$$

De acuerdo a los estudios que realizó Rabbit el tiempo de ingreso se encuentra entre 5 a 20 minutos. Pero se recomienda que como mínimo se tome un tiempo de 10 minutos.

Columna 7. Tiempo interior o de tránsito: Es el tiempo que tarda una gota de agua en recorrer la longitud que existe entre crucero y crucero. Este tiempo se calculará hasta el final de llenar la tabla.

Columna 8. Tiempo de concentración: Es la suma del tiempo de ingreso más el tiempo de tránsito.

$$t_c = t_e + t_t$$

Como se esta calculando el crucero 1-2, en este caso el tiempo de ingreso, es igual al tiempo de concentración ya que es este punto del cálculo hidráulico no se conoce el tiempo de tránsito.

Columna 9. Intensidad: Se calcula con la fórmula Gumbel, que se cíclico con anterioridad:

$$I = \frac{4,711}{t_c + 32} = \frac{4,711}{17.53 + 32} = 95.11 \text{ mm/hr}$$

Columna 10. Gasto:

$$Q = 2.778 C I A$$

donde:

$$C = 0.40$$

$$A = 3.60 \text{ Ha.}$$

$$i = 95.11 \text{ mm/m}$$

$$Q = 2.778 (0.40)(95.11)(3.60) = 380 \text{ lt /seg}$$

Columna: Pendiente:

$$S = \frac{H}{L} = \frac{37.10 - 96.15}{101} = 9.2 \text{ 9 milésimos}$$

Columna 12. Diámetro: Se calcula con la ayuda del nomograma de Manning.

$$S = 9$$

$$Q = 380$$

$$\emptyset = 61 \text{ cm}$$

Columna 13 y 14. Funcionamiento a tubo lleno: Con el nomograma de Manning, se obtiene Q y V a tubo lleno.

$$S = 9$$

$$\emptyset = 61 \text{ cm}$$

$$Q = 580 \text{ lt /seg}$$

$$V = 2.05 \text{ m/seg}$$

Columna 15. Velocidad real: Utilización también el nomograma de Manning.

$$V_{\text{máx}} = 8 \text{ m/seg (norma de proyecto)}$$

$$R Q = \frac{380}{580} = 0.65$$

TABLA DE CÁLCULO HIDRÁULICO PARA AGUAS PLUVIALES: MÉTODO RACIONAL AMERICANO

LOCALIDAD _____	INTERCEPTOR _____	COEF. DEF _____	No HOJA _____
MUNICIPIO _____ EDO _____	FÓRMULA _____	FECHA _____	

Cruce	Área (ha)			L (m)	Tiempo			I (mm/hr)	Q (l/seg)	S (m/seg)	#	Func. Hidráulico			
	Prop. (1)	Trib. (2)	Acum. (3)		Ingreso (4)	Tránsito (5)	Concen. (6)					A tubo lleno		V. real (13) m/seg	Tiempo Tránsito (16)
												Q (14)	V (15)		
1	0.33	3.27	3.60	103	17.53	0.79	17.5	95.11	360	9	61	580	2.35	2.18	0.79
2	0.13	2.19	5.92	56	13.80	0.47	18.35	93.62	615	5	76	800	1.78	1.97	0.47
3	0.14	1.41	7.51	50	14.34	0.34	18.79	92.75	773	8	76	1035	2.25	2.49	0.34
4	0.19	0.94	9.94	52	14.06	0.31	19.13	92.13	883	10	76	1150	2.77	2.77	0.31
5	0.17	2.07	10.53	56	16.10	0.28	19.44	91.58	1100	16	76	1300	3.29	3.49	0.28
6	0.09	1.57	12.54	26	15.94	0.15	19.72	91.08	1268	8	91	1700	2.52	2.79	0.15
7	0.27	1.11	12.81	72	16.75	0.46	18.87	90.82	1391	6	91	1450	2.23	2.50	0.46
8	0.14	3.72	16.57	42	16.15	0.26	20.15	90.48	1650	9	91	1800	2.30	3.06	0.26
9	0.97	17.04													

157

EJEMPLO



$$V = 2.05 (1.063) = 2.18 \text{ m/seg}$$

Columna 16. Tiempo de tránsito: Se obtiene de la manera siguiente:

$$tt = \frac{L}{V} = \frac{103}{2.18} = 47.24 \text{ seg}$$

$$tt = \frac{47.24}{60} = 0.79 \text{ min}$$

La secuencia para los cruces siguientes es la misma, de esa manera se obtienen todos los datos hasta resolver el problema, el cálculo completo se presenta en la tabla siguiente.

Sistema Separado de Aguas Negras.

El objetivo principal de este sistema es el de evitar la contaminación y proteger la salud de los habitantes.

El proyecto se basa en conocer la estimación de la población a servir, con lo que se puede definir la capacidad del sistema. En otras palabras de la Población de Proyecto depende el caudal de aguas negras a desalojar o eliminar y éste deberá ser calculado de acuerdo a un Período Económico de Proyecto o Vida Útil del Sistema.

Antes de iniciar el cálculo hidráulico de la red se deben realizar algunos trabajos previos que sirven de apoyo para posteriormente realizar el cálculo. A continuación se describen brevemente:

a) Trazo de ejes: Estos ejes se trazarán por medio de líneas dobladas que irán por el centro de las calles, cuidando que

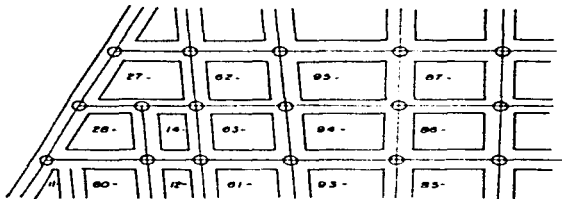


Fig. 44

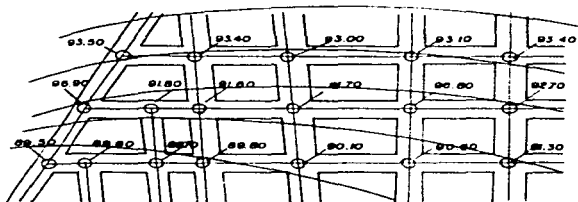


Fig. 45

TRABAJOS
PREVIOS AL
CALCULO
HIDRAULICO



Para facilitar el cálculo se utilizará una tabla 2.8, para poder tabular tanto los datos como los registros. A continuación se describen los procedimientos de cálculo de acuerdo a cada columna:

1. Crucero : Se enumerarán todos los pozos del colector partiendo de aguas arriba y continuando hacia aguas abajo.

2. Longitud Propia: Se colocará la longitud de cada tramo en estudio.

3. Longitud tributaria: Es la suma de las longitudes de todos los tramos de una misma atarjea, que llegan o descargan en cada crucero o pozo de visita, a partir del cual podemos considerar que se reciben aportaciones importantes para el efecto del cálculo hidráulico.

4. Longitud Acumulada: Se obtendrá de la suma de la longitud propia más la longitud tributaria.

5. Población: Para poder obtener la población servida, primero calcularemos la densidad de servicio de la manera siguiente:

$$Dp = \frac{\text{Población de proyecto}}{\text{Long. total de la red}} \quad (\text{hab} / \text{m})$$

Entonces la población servida será igual a la densidad servida por la longitud acumulada en cada tramo:

$$P = Dp \times La = \text{hab}$$

6. Gasto Medio: Este gasto dependerá de la aportación, considerando que es un porcentaje de la dotación de agua potable y del número de habitantes a los que se les dará el servicio, sin olvidar la longitud acumulada a servir hasta el punto de descarga del tramo en estudio.

La fórmula que se utiliza es la siguiente:

$$Q \text{ med} = \frac{\text{Poblacion Servida} \times \text{Aportación}}{86,400} \quad (1/\text{seg})$$

7. Gasto Mínimo: Se considera que el gasto mínimo será la mitad del gasto medio. Pero si se requiere un estudio riguroso, debido a que se tengan pendientes muy pequeñas o muy grandes, se puede aceptar como gasto mínimo probable de aguas negras por conducir, a la descarga que produce un excedido que es de 1.5 l/seg. Además de que se debe considerar el número de descargas simultáneas al alcantarillado está debe estar relacionada con el diámetro del conducto receptor.

Gasto mínimo se calcula:

$$Q \text{ min} = 0.5 Q \text{ med} \quad \text{-----}(55)$$

8. Gasto Máximo: Este gasto también se conoce como gasto máximo instantáneo y se calcula afectando el gasto medio por un coeficiente M (Harmon).

$$Q \text{ máx} = M Q \text{ med} = 1/\text{seg} \quad \text{-----}(56)$$

Si la población servida por el conducto es menor de 182,250 usuarios, el valor de M se calculara de acuerdo con Harmon:

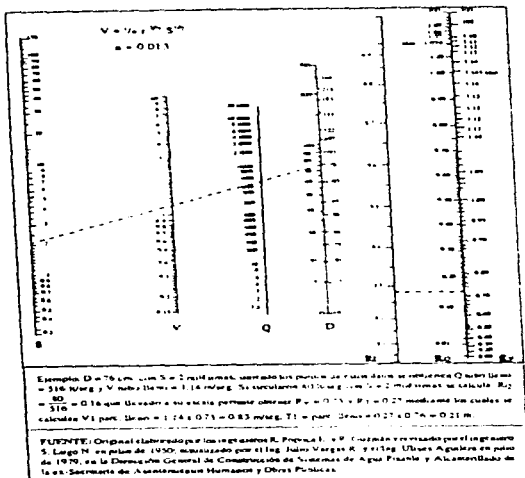
$$M = 1 + \frac{14}{4 \sqrt{P}} \quad \text{-----}(57)$$

donde:

P = población servida hasta el tramo en estudio en miles.

En el caso de que la población servida sea menor o igual 182,250; el coeficiente M tendrá un valor fijo de 1.8.

9. Gasto Máximo Previsto: En función de este gasto se determina el diámetro adecuado de los conductos y su valor se obtiene multiplican



NOMOGRAMA
DE
MANNING



do el gasto máximo por un coeficiente de seguridad igual a 1.5; es decir.

$$Q \text{ máx. previsto} - 1.5 Q \text{ máx} = 1/\text{seg} \quad \text{-----}(58)$$

10. Pendiente: La pendiente de las tuberías deberá seguir, hasta donde sea posible, la inclinación natural del terreno; es decir casi paralelas, con el fin de evitar excavaciones profundas. Para cada tramo se analiza su pendiente. Y al efectuar el cálculo geométrico se verifica con el nomograma de Manning y con las tablas de pendientes la velocidad máxima y mínima que se requieren en el conducto y por especificación del proyecto:

$$S = \frac{\text{Dif. de cotas de terreno}}{\text{longitud}} \quad \text{-----}(59)$$

11. Diámetro: El diámetro seleccionado debe tener la capacidad de que el gasto máximo de agua oscura sin presión interior, y que además con un tirante mínimo permita que puedan ser arrastradas las partículas sólidas en suspensión. Para la selección de diámetro se utilizará el nomograma de Manning con los valores Q máx. previsto y la pendiente, se encuentra el diámetro correspondiente. Si el diámetro es menor de 20 cm. se utilizarán de cm por especificación.

12. Diámetro y velocidad a tubo lleno: Utilizando nuevamente el nomograma de Manning y entrando con los valores de pendiente y diámetro, se determina el gasto y la velocidad a tubo lleno.

13. Determinación de la velocidad real a gasto mínimo y gasto máximo: En este caso utilizamos la última escala del nomograma de Manning, donde aparecen dos tipos de relaciones. Una es de gasto y otra de velocidad. Ambas se intercalan y así se obtendrá la velocidad real.

Estos datos son importantes, ya que las velocidades a gastos mínimos y máximo previsible, no deberán ser mayor a 0.45 m/s para que

no se forman azolves en las tuberías y la velocidad máxima no serán mayores de 3.00 m/s para que no exista erosión.

Ejemplo:

Una vez realizados los trabajos previos de apoyo al proyecto, se está en condiciones de realizar el cálculo hidráulico. Los datos básicos del proyecto son los siguientes:

Población actual :	14,000 Hab.
Población Proveedor:	30,000 Hab.
Dotación:	200 lt/hab/día
Aportación:	150 lt/hab/día
Fórmulas:	Harmon y Manning
Sistema:	Separado aguas negras.
Vertido:	Arroyo previo tratamiento.
Eliminación:	Por gravedad.

El llenado de la tabla se realizará de la manera que se explicó anteriormente para llegar a los resultados que se presentan en la tabla siguiente.

TABLE DE CALCULO HIDRAULICO PARA UN PROYECTO

TABLE DE CARGO HIDRAULICO PARA UN PROYECTO

DE ALTANARILLADO DE AGUAS NEGAS

Cruce	Longitud (m)			Población	Caudal (lts/seg)			Din. (ft)	Prof. (ft)	Din. (ft)	Tubo Negro		V. Veloc.		
	Prep.	Tub.	Acum.		Min.	Med.	Max.				Diámetro	Veloc.	Min.	Max.	
	(1)	(2)	(3)		(6)	(7)	(8)				(9)	(12)	(13)	(14)	(15)
1		209													
2	52		258			4.1	14.5	21.7	11	25	35	1.20	0.64	1.23	
3		251													
4	104		1107	10126	8.8	17.9	51.9	77.6	7	36	69	1.15	0.73	1.31	
5		521													
6	93		2721	15745	13.6	27.3	75.3	112.8	5	38	110	1.12	0.72	1.26	
7		488													
8	78		2287	26924	18.1	36.1	95.6	143.3	5	45	200	1.25	0.79	1.36	
9		442													
10	85		2815	25751	21.3	44.7	122.6	179.4	5	45	200	1.25	0.82	1.41	
11		464													
12			3279												

100

Escala M.P.L.O.
No 1



1.3 CALCULO HIDRAULICO DE REDES PARA SISTEMAS HIDROGANITARIOS.

En algunas edificaciones se considera que los gastos son simultáneos como por ejemplo en algunas escuelas para internados, cuarteles ya que en un determinada hora se lavan los estudiantes o soldados.

Para el caso de edificios de vivienda o similares no se considera que todos los accesorios del sistema utilizan agua o la descargan al mismo tiempo, por lo cual existen diferentes métodos para su obtención, el más utilizado es el Método de Hunter.

Método de Hunter.

Se basa en un estudio probabilístico que esta basado en la no simultaneidad de los gastos de los aparatos. Estos valores se encuentran tabulados en las tablas 2.9 y 2.10, donde la unidad mueble corresponde el gasto de un lavabo privado en condición media. Los gastos de muebles que se consideran que son constantes no se agregan a este cálculo como por ejemplo: las llaves para manijas y acondicionamiento de aire, ya que en estos el agua fluye más o menos de una manera continua, por un lapso considerado de tiempo.

La aplicación del método es de la manera siguiente: se acumulan gastos de la red de distribución considerando las unidades muebles correspondientes y al tipo de servicio, público o privado, tabla 2.9.

Posteriormente se obtienen los gastos simultáneos correspondientes (tabla 2.10); válvulas o tanques ya que los primeros tienen gastos mayores.

Para realizar el cálculo hidráulico de una red hidromanitaria, utilizando la tabla 2.11, para su llenado se realizarán los pasos siguientes:

MUEBLE	SERVICIO	TIPO DE CONTROL	UNIDADES MUEBLE O DE GASTO
Inodoro	Público	Flujómetro	10
Inodoro	Público	Tanque	5
Mingitorio Pedestal	Público	Flujómetro	10
Mingitorio Pared	Público	Flujómetro	5
Mingitorio Pared	Público	Tanque	1
Lavabo	Público	Llave	2
Regadera	Público	Mezcladora	4
Tina	Público	Llave	4
Bebedero	Público	Llave	0.5
Fregadero	Restaurant	Llave	4
Vertedero	orcinas	Llave	1
Inodoro	Privado	Flujómetro	6
Inodoro	Privado	Tanque	1
Lavabo	Privado	Llave	1
Regadera	Privado	Mezcladora	2
Fregadero	Privado	Llave	2
Lavadero	Privado	Llave	1
Grifo	Privado	Llave	1
Lavador ropa	Privado	Llave	2
Grupo baño	Privado	W.C. Flux.	3
Grupo baño	Privado	W.C. Tanque	6

Tabla 2.9

EQUIVALEN
CIA DE UNI-
DADES MUE-
BLE



Columna 1: Se enumeran cada uno de los puntos de cruce en nuestra red, del más cercano a nuestra red de distribución al más alejado.

Columna 2: De acuerdo a cada tramo se deberá revisar a que muebles esta abasteciendo, para de esa manera utilizando la tabla 2.9, se podrá determinar el número de unidades muebles que se tendrán.

Columna 3: Para conocer el gasto que para por cada tramo, de acuerdo con el número de unidades muebles que se tienen se utiliza la tabla 2.10, para conocer el gasto.

Columna 4: La longitud por tramo, es la distancia que se tiene entre puntos de cruce.

Columna 5: La longitud equivalente se obtiene de acuerdo al tipo y número de accesorios que se tengan. (Tabla 1.12).

Columna 6: La longitud total, es la suma de la longitud por tramo y la equivalente.

Columna 7: El diámetro se obtiene considerando al material que se va a utilizar, en este caso se considera tubería de cobre (Tabla 2.12), con el gasto que se tiene en ese tramo se entra a la tabla y se obtiene el diámetro.

Columna 8: Las pérdidas por fricción se obtienen de acuerdo a la fórmula siguiente:

$$H_f = K L Q^2 \times 10^{-2}$$

donde:

K = es un coeficiente de acuerdo al tipo de accesorios. (Tabla 1.12).

FALTA PAGINA

No. 171a la 172

Columna 9: Cotas piezométricas: Son las alturas de agua que se tienen en cada punto de estudio, menos la H_f .

Columna 10. Cota estática: Es la altura a la cual se encuentra localizado el punto de estudio de acuerdo con el terreno natural.

Columna 11: La cota disponible es la resta de la cota piezométrica menos la cota estática.

Ejemplo:

A continuación se presenta un cálculo hidráulico de una casa-habitación. Con el dato siguiente:

Velocidad máxima: 1.5 m/seg

De acuerdo con lo explicado anteriormente se debe realizar los cálculos para la solución del problema, que a continuación se muestra.

La fig. 47 nos muestra el esquema de la red de cálculo. Es importante hacer mención que para el cálculo basta que se analice el isométrico más desfavorable.

CAPITULO III

*COMPLEMENTOS
HIDRAULICOS*

III.1 TANQUES DE REGULARIZACION.

El objeto de un "Tanque de Regularización" es de transformar un régimen de aportación constante en un régimen de demandas variables. En estas estructuras se almacena el agua que no es consumida por la población en las horas de demanda mínima (es decir, cuando el consumo es menor que el gasto que aporta la fuente), que será aprovechada posteriormente en las horas máximas de demanda (cuando el consumo es mayor que el gasto aportado por la fuente).

Un tanque de almacenamiento tiene por objeto de disponer, además del volumen de regularización, de un volumen adicional como reserva en previsión de incendios o suspensión que pueda presentarse por contaminación de la fuente o por reparación de la línea de conducción o de la obra de captación. Salvo que sea para combatir incendios, por requerirlo así la población no se recomienda el empleo de tanques de almacenamiento para otros usos, pues si se dispusiera de una reserva de un día, cada algunas veces se recomendará se requerirá un volumen 50% del volumen de regularización, lo que provocaría una fuerte inversión la que no se justificaría. Si las condiciones económicas y las necesidades de la localidad lo requiere se podrá tener cuando más un tiempo de 4 horas que ya obligaría a prever un volumen aproximadamente igual al doble del de regularización.

Con respecto a la ubicación de los tanques respecto a la red de distribución puede ser de alimentación o de excedencia. El de alimentación recibe la línea de conducción el gasto máximo diario y sale de él, el gasto máximo horario hacia la red. El de excedencias se ubica dentro o después de la red (siguiendo el sentido de entrada del agua) y recibe de ella el agua que la población no consume en las horas de baja demanda, aportando este agua almacenado en horas de mayor consumo, auxiliando a la línea de conducción a satisfacer la demanda máxima.

La capacidad del tanque depende del régimen de aportación y de la

ley de demandas de la localidad. El régimen de aportaciones es constante ya sea durante las 24 horas del día o parte de él. El régimen o la ley de demanda es variable siempre.

Se cuentan con diferentes tipos de tanques los que a continuación se describen en forma breve:

- a) Tanques Superficiales.
- b) Columnas Reguladoras.
- c) Tanques Elevados.

TANQUES SUPERFICIALES:

Estos depósitos se construyen bajo el nivel del suelo o balanceando corte y rellenos. Sus paredes se pueden construir de mampostería, de piedra o con concreto reforzado.

Se deben techar utilizando losas de concreto reforzado. Estas se deberán cubrir con 5 cm de ladrillo con una pendiente de 1%, con esto se evitara que el agua de lluvia entre al tanque.

En el interior se instalarán escaleras marinas que permitan el acceso al tanque para inspección y limpieza. Además de que se deben colocar ventillas horizontales y verticales, para la ventilación del tanque. (Fig. 48)

Para la limpieza del tanque se coloca un tubo de desagüe en el fondo, esta tubería no debe descargar directamente a un alcantarillado, sino que debe descargar libremente en recipiente abierto desde una altura no menor de dos diámetros del tubo sobre la corona del recipiente. (Fig. 49)

Los tanques superficiales se construyen para las capacidades siguientes: 10, 20, 30, 50, 100, 150, 200, 250, 300, 400, 500, 600, 800, 1000, 1500, 2000, 2500, 3000, 4000, y 5000 m³. Y estos contarán con alturas de 2.50, 3.0 y 4.0 m.

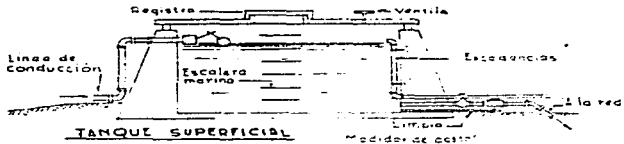


Fig. 48

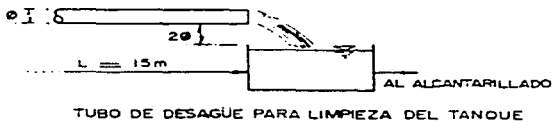
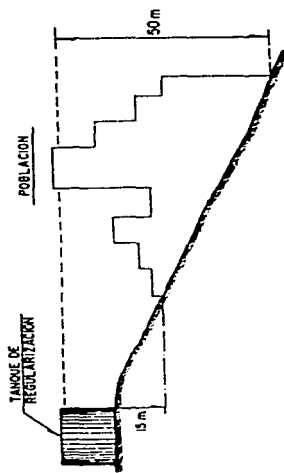


Fig. 49

TANQUES
SUPERFICIA-
LES





POSICION DEL TANQUE DE REGULAZION SUPERICIAL

Fig 50

TANQUE
SUPERICIAL



Se sitúan los tanques superficiales en una elevación natural en la proximidad de la zona a que servirá de manera que la diferencia del nivel del piso del tanque con respecto al punto más alto por abastecer sea de 15 m, y la diferencia de altura entre el nivel del tanque estando lleno y el punto más bajo por abastecer sea de 50 m. (Fig. 50)

COLUMNAS REGULADORAS:

Son empleadas en lugares donde la construcción de los tanques superficiales no proporcionan suficiente carga. Las columnas consisten de un tanque cilíndrico alto cuyo volumen de almacenamiento incluye una porción superior que es el volumen útil por encontrarse arriba de la tubería de alimentación a la red y un volumen inferior que es de soporte y que proporcionará la carga requerida. (Fig. 50')

El volumen de soporte se puede aprovechar para controlar incendios u otras emergencias. No se recomienda construir columnas con alturas mayores de 15m.

Las columnas se construyen normalmente de acero o concreto reforzado.

La capacidad que usualmente tendrá esta columna, en el caso de ser construídas de acero será: 200, 250, 300, 400, 500, 750, 1000, 1500, 2000, 3000, 4000, 6000, 8000, 10 000, 12 000 y 16 000 m³, de agua que podrán abastecer.

TANQUES ELEVADOS:

Son empleados cuando no es posible la construcción de un tanque superficial, por no tener en la proximidad de la zona una elevación natural adecuada. El tanque elevado se refiere a la estructura integral que consiste en el tanque, la torre y la tubería elevadora.

Los más comunes se construyen de acero, aunque los hay también de concreto reforzado, tanto el tanque como la torre.

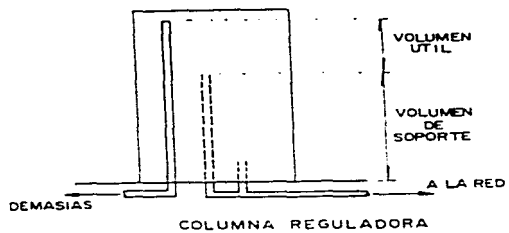
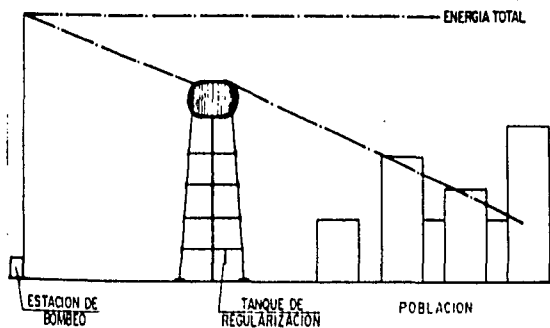


Fig. 50'

COLUMNA
REGULADORA



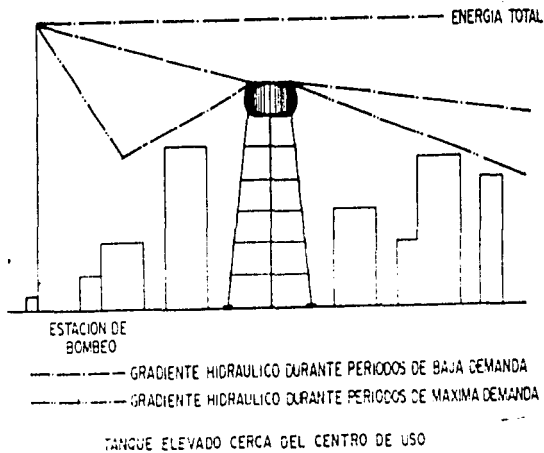


TANQUE DE REGULARIZACION AL EXTREMO DE LA POBLACION

Fig. 51

TANQUE
REGULARIZA-
CION ELEVADO





TANQUE
SUPER
ELEVADO



Se construyen tanque elevados de la siguientes capacidades: 20, 40, 60, 80, 100, 120, 160, 200, 240, 300, 400, 600, 800, 1000, 1200, 1600, 2000, 3000, 4000, 6000, 8000 y 10,000 m³. Las alturas de la torre son de 10, 15 ó 20 m y la profundidad de los tanques varía entre 6 y 7.5 m.

Para tener un máximo beneficio, los tanques elevados se localizan cerca del centro de uso, pero en grandes áreas se localizarán varios tanques en diferentes puntos. La localización central decrece las pérdidas por fricción y es importante también para poder equilibrar presiones lo más posible.

Como se puede observar en la fig. 51 si se ubico el tanque elevado a las afueras de la población, lo queda como resultado una pérdida de carga muy alta al alcanzar el extremo opuesto más lejano al tanque. En esta forma, prevalecerán presiones demasiado bajas en el extremo más alejado o presiones excesivas en el extremo más cercano al tanque. En la fig. 52, las presiones sobre toda el área municipal son más uniformes tanto en los períodos de mínima como de máxima demanda. Nótese que durante los períodos de alta demanda el tanque está suministrando agua en ambas direcciones, mientras que durante periodo de baja demanda, la estación de bombeo alimenta al tanque y a la red.

III.2 SISTEMAS DE PRESION.

Este tipo de sistemas se utilizan debido a que en algunos casos los abastecimientos de agua no se pueden realizar por gravedad, así que se utilizará un sistema de presión. Dentro de estos sistemas tenemos:

HIDRONEUMATICOS:

Este sistema mantiene el abastecimiento de agua en las edificaciones en la cantidad y presión necesarias, utilizando una cisterna como tanque de almacenamiento, una o más bombas para lograr el gasto y la presión requeridas através de un tanque, al cual se le

inyecta aire, para formar una cámara a presión que permite abastecer durante algún tiempo la instalación en los períodos entre paro y arranque de las bombas, contando con controles que permiten la operación totalmente automática. (Fig. 53)

En la automatización de estos equipos y su protección se deberán tomar en cuenta los siguientes controles:

1. En la cisterna deberá instalarse un sistema de electro niveles que controle el bajo y alto nivel del agua, impidiendo que la bomba opere al no haber agua en la cisterna.

2. En el tanque de presión debe preverse un control de presión que detecte la presión máxima y mínima prefijadas para que la bomba pare o arranque.

3. Conectado al tanque debe haber un dispositivo que inyecte aire a su interior, hasta lograr formar la cámara de aire necesaria para reponer el aire que se pierde por disolución en el agua que sale; este dispositivo podrá ser cualquiera de los siguientes:

a) Supercargadores: Pequeños recipientes (de metal o plástico) que absorbe aire al provocarse un vacío en su interior e inyectándolo al tanque cuando existe una presión debida a las bombas.

b) Compresora: Está programada para arrancar con cualquiera de las bombas en sus ciclos de operación si fuera necesario, siendo controlado el volumen de aire por medio de dos electrodos dentro del tanque. Estos se encuentran localizados de manera que la diferencia entre las elevaciones correspondientes a su posición varie, según el tamaño del tanque de presión, entre 15 y 45 cm, y así, sólo cuando el agua del tanque cubra los dos electrodos y se inicie la operación de la o las bombas para el suministro de agua, empezará el funcionamiento de la compresora, interrumpiéndose cuando ambos electrodos quedan descubiertos.

c) Hidropistón: Es un dispositivo que se instalan entre las bombas y el tanque de presión, siendo controlado éste por un electrodo que en ocasiones es colocado en el vidrio de nivel del tanque y funciona como electrónivel, de tal manera que el hidropistón empezará a funcionar cuando el agua cubra el electrodo, y dejará de operar cuando el electrodo se descubra en los ciclos operativos de las bombas.

El funcionamiento del hidropistón es el siguiente:

En cada paro de las bombas, si el electrodo está cubierto por el agua, mandará una señal a la válvula solenoide, la cual abrirá y dejará salir el agua del hidropistón hacia la cisterna. La válvula check, dejará entrar aire, y al entrar el siguiente ciclo de las bombas, la válvula solenoide cierra y el aire que se encontraba en el hidropistón es introducido al tanque de presión, recuperándose así el colchón de aire cuyo abatimiento provoca que el electrodo sea cubierto por el agua.

Como complemento a los controles anteriores deberá disponerse de:

- Manómetro: Que permita conocer la presión en el interior del tanque y por lo tanto en el sistema.

- Tubo de Nivel: Que permita conocer el nivel de agua en el tanque.

- Válvula de Seguridad: Para que la presión en el tanque no se eleve a un rango que pueda reventar al tanque.

Existen principalmente tres tipos de equipos hidroneumáticos y éstos se definirán principalmente por el rango de gasto a manejar de la siguiente manera:

- a) Simplex : Este equipo podrá usarse para servicios pequeños o unifamiliares, para gastos entre 0 y 30 GPM y estará formado por:

- 1 Bomba que proporcione el 100% del gasto y el 100% de carga dinámica total.
- 1 Tanque hidroneumático.
- 1 Sistema de carga de aire.
- 1 Tablero de fuerza y control.
- 1 lote de accesorios.

b) Duplex: Este equipo podrá usarse para servicios medianos y pequeños cuando sea importante garantizar la continuidad de su operación, para gastos entre 0 y 150 GPM y estará formado por:

- 2 Bombas que proporcione cada una el 100% del gasto y el 100% de la carga dinámica total.
- 1 Tanque hidroneumático.
- 1 Sistema de carga de aire.
- 1 Tablero de fuerza y control.
- 1 lote de accesorios.

c) Triplex: Este equipo podrá usarse en servicios grandes, esto es, para gastos de 150 a 300 GPM y estará formado por:

- 3 Bombas que proporcione cada una el 50% del gasto y el 100% de la carga dinámica total.
- 1 Tanque hidroneumático.
- 1 Sistema de carga de aire.
- 1 Tablero de fuerza y control.
- 1 Lote de accesorios.

Para la determinación del volumen y dimensiones del tanque hidroneumático, se empleará el procedimiento siguiente:

1. Conocida la carga dinámica total (presión de arranque) se sumará un diferencial de operación con lo que se obtendrá la presión de paro de acuerdo a la siguiente tabla:

Una vez conocidos o determinados los datos de gasto, carga dinámica total, diferencial, etc; se identificarán de acuerdo a las siguientes convenciones:

Q_{dis} = Gasto de diseño del equipo hidroneumático, esto es, la necesidad que se tiene de agua en la unidad de tiempo.

Q_{tot} = Gasto total del equipo hidroneumático, el cual se determina multiplicando el gasto de cada bomba por el número de bombas.

Q_{bomba} = Gasto de diseño por bomba.

$Q_{min b}$ = Gasto mínimo por bomba.

H_a = carga o presión de arranque, igual a la dinámica total.

H_p = Carga o presión de paro, igual a $H_a +$ diferencial.

$H_r - Q_b$ = Carga real a gasto por bomba.

Diferencia de presión a carga entre H_a y H_p .

Una vez determinados las presiones y diferenciales se hará una selección primaria de la bomba más pequeña y/o eficiente en las curvas de selección rápida que cumple con "Q bomba" y "Hp".

2. Una vez conocido el modelo de bomba, será necesario referirse a su curva de comportamiento individual para hacer la selección en base al siguiente criterio:

- A. Tomar la carga de paro "Hp" al límite de selección izquierda (turbulencia) del modelo de bomba.

- B. Tomar lectura del gasto "Qminb" que proporcione la bomba de acuerdo a la carga "Hp".
- C. En base al punto de selección del paso A moverse hacia la derecha de la curva paralelamente a las líneas de gasto de diseño por bomba "Qbomba".
- D. Una vez en ese punto tomar lectura de la carga real a gasto de diseño que ese modelo de bomba proporciona "Hr - Qb". En este punto se harán las siguientes consideraciones:

D.1 Si "Hr - Qb" es $>$ que "Ha", la selección de la bomba es adecuada, pero se requiere la instalación de una placa de orificio que baje la presión de "Hr - Qb" a "Ha".

D.2 Si "Hr - Qb" es igual "Ha" la selección de la bomba es adecuada y no se requiere la instalación de una placa de orificio.

D.3 Si "Hr - Qb" $<$ que "Ha", la selección de la bomba es inadecuada y será necesario buscar otro modelo de bomba.

3. Una vez que la bomba ha cumplido con el criterio de selección anterior, será necesario determinar todas las condiciones de operación y aspectos constructivos siguiente:

- Eficiencia a "Hp" y "Qminb".
- BHP a "Hr - Qb" y "Qbomba".
- Eficiencia a "Hr - Qb" y "Qbomba".
- BHP a "Hp" y "Qminb".
- NPSHR a "Qbomba".
- NPSHR a "Qminb".
- Diámetros de las boquillas de succión y de descarga.
- Diámetro de impulsor.
- RPM.

4. En caso de ser necesaria la instalación de una placa de orificios, ésta se calculará con base en la siguiente expresión:

$$D = \frac{(Q \text{ cc/min})^{1/2}}{20 (P_2 - P_1)^{1/4}}$$

donde:

D = diámetro de los orificios en pulgadas.

Obomba = Gasto de diseño por bomba en GPM.

P₂ = presión máxima (Hr - Ob) en psi.

P₁ = presión mínima (Ha) en psi.

5. En el punto de selección del gasto de diseño de la bomba "Q bomba" y la carga real a gasto de diseño por bomba "Hr - Ob" se calculará la BHP y en base a ésta, se seleccionará la capacidad del motor.

6. De acuerdo con la tabla siguiente, se determinarán los ciclos de operación a los que se diseñarán el sistema hidroneumático:

Ciclos por hr.	Tiempo de operación		Tiempo de descanso	
	min		min	
15	2	2	2	2
10	3	3	3	3
7.5	4	4	4	4
6	5	5	5	5

Mientras menor sea la frecuencia de operación mayor será la capacidad del tanque y hidroneumático y viceversa.

La frecuencia de operación máxima permisible es de 15 ciclos/hr, que implica 2 min de arranque y 2 min. de paro, y 2 min. es el tiempo mínimo que un motor eléctrico necesita para disipar el calor que generó en el arranque. Si se selecciona una frecuencia de operación más alta, se corre el riesgo de sobre calentar el motor y quemar el embobinado.

7. Se determinará el tamaño del tanque hidroneumático por medio de la siguiente secuencia:

- Existen tres volúmenes agua-aire a los que se puede operar el tanque, los cuales se deben analizar en el orden que se muestran:

1. 60% de aire y 40% de agua.
2. 55% de aire y 45% de agua.
3. 50% de aire y 50% de agua.

- Para decidir cual de los volúmenes anteriores es el adecuado, es necesario determinar la extracción y sello de agua por ciclo de operación de acuerdo a la siguiente fórmula:

$$E_a = \frac{P_D - P_a}{P_a + 14.7} \times V_{\text{aire}}$$

donde:

- E_a = extracción de agua por ciclo de trabajo en decimales.
 P_D = Presión de paro en psi.
 P_a = Presión de arranque en psi.
 V_{aire} = Volumen de aire en decimales.

- A continuación se calculará el sello de agua por ciclo de trabajo de acuerdo a la siguiente fórmula:

$$S_a = V_a - E_a$$

donde:

- S_a = Sello de agua por ciclo de trabajo en decimales.
 V_a = Volumen de agua en decimales.
 E_a = extracción de agua por ciclo de trabajo en decimales.

El sello mínimo de agua que se debe de tener en un tanque hidroneumático por cada ciclo de trabajo, para evitar que el aire salga por la descarga hacia los servicios, es de 20%, en caso de que los resultados de las fórmulas anteriores sean menores de 20% será necesario hacer los cálculos para el nivel agua-aire siguiente y repetir las operaciones desde el punto 7.

8. Una vez encontrados los niveles de agua-aire que cumplan con el requisito de que el sello de agua por ciclo de trabajo no sea menor a 20%, se determinará la capacidad del tanque. Utilizando la fórmula siguiente:

$$\text{Cap. Tanque} = \frac{Q_{\text{bomba}} + Q_{\text{minb}}}{2} \times \text{factor}$$

La fórmula anterior permite determinar la capacidad real del tanque, pero debido a que en el mercado se encuentran dimensiones nominales, se seleccionará un tanque de +/- 10% la capacidad real.

9. A continuación se seleccionará la capacidad del sistema de carga de aire, y para eso se tienen dos alternativas:

- a) Hidropiston: Se calcula con una capacidad del 1% de la capacidad del tanque.
- b) Compresor: Debe poder desarrollar una presión de por lo menos el 10% mayor que la presión de paro del sistema hidroneumático (Hp), y así mismo, proporcionar un gasto de acuerdo a la siguiente fórmula:

$$Q_{\text{comp}} = \text{Cap. nominal tanque} \times 0.02 \times \text{ciclos por hora}$$

10. Hasta aquí han sido determinados el modelo y potencia de la bomba o bombas a utilizar, la capacidad del tanque hidroneumático y el tipo y características del sistema de carga de aire, por lo que a continuación deberá seleccionarse el tablero de fuerza y control con

base en lo siguiente:

- Número de bombas.
- Voltaje de operación.
- Sistema de carga de aire.
- Tipo de arranque de motores.

PRESION PROGRAMADA:

Estos sistemas se conocen como "Sistemas Programados de Presión Constante"; el cual consiste en dos bombas equipadas con motor de velocidad constante, que son alternadas en su operación manualmente. Cada bomba tiene capacidad para surtir el 100% del gasto calculado para el edificio. En la tubería de descarga cercana a las bombas, se encuentra instalada una válvula que permite abastecer a la red, únicamente la cantidad de agua requerida para ésta, y el excedente de agua no requerida por la red es retornada a la cisterna.

Lo importante de este sistema es que la válvula que inyecta el gasto "QB" a la red es variable y que el gasto "CC" que retorna a la cisterna es la diferencia entre el gasto "CA" que suministra la bomba y el gasto "QB" requerido por la red, y que esto permite que la red del edificio opere siempre a una presión constante.

Este sistema de utilizar una sola bomba para administrar desde el gasto 0% hasta más del 100% del gasto, tiene un defecto grave: es que en gastos pequeños, la bomba puede entrar en su límite de turbulencia con la vibración y ruido; y en gastos mayores, se pueden presentarse ocasionalmente en emergencias, sin tener un control automático que arranque la segunda bomba, puede ocurrir lo mismo al exceder el límite de la bomba entrando a la zona de cavitación.

Para mejorar este sistema de presión constante se requiere un

control especial, el que no podía ser el interruptor de presión, pues al no haber variaciones en la presión por ser éstos, "Sistemas de Presión Constante" no se disponía de un diferencial con el cual pudiera operar un interruptor de presión.

El control que se utilizó fue un medidor de fluido de gran exactitud que pudiera operar con un rango desde el 20% hasta el 100% de la demanda.

La primera ventaja que demostró tener el sistema programado de presión constante fué que al no requerirse la presión diferencial de 14 m que requería un sistema hidroneumático; se aumento el número de pisos que se podían abastecer con los 45 m de columna de agua llegando en total a 13 pisos servidos en vez de 5 pisos que podía suministrar un hidroneumático.

BOMBAS CENTRIFUGAS:

En general estas bombas se utilizan para manejar fluidos de baja viscosidad, de baja volatilidad, y en general, a temperaturas no muy altas, salvo que reciben el frote a presión.

El caudal de las bombas centrífugas en función, no solamente de su velocidad, sino también de las condiciones de presión a que funcionan. Las curvas características, como las indicadas en la Fig. 54 permiten la predicción del caudal de descarga de la bomba para diversas alturas de impulsión. Estas curvas suelen relatar la altura, potencia absorbida y rendimiento respecto al caudal para velocidad de funcionamiento constante. La forma de la curva alturas-caudales es muy importante para la selección de bombas para aplicaciones específicas. Una bomba cuya curva altura-caudal es poco inclinada, por ejemplo, tendrá una gran fluctuación en el caudal de descarga para variaciones poco importantes de la altura, lo cual puede ser deseable, o no, según el uso para el que e prevea.

Los constructores suelen presentar los datos relativos a las

FALTA PAGINA

No. 195a la 196

caso se selecciona como sigue:

$$\frac{\text{Habitantes por dotación en litros por día}}{86,400 \text{ segundos (24 horas)}} \times 1.3$$

en este caso se obtiene el gasto máximo diario general y el factor 1.3 corresponde al día de mayor consumo del año. El bombeo en estos casos se verifica en 12, 14, 16 y 18 horas al día, de acuerdo con las horas de operación de bomba que se desee.

2. El gasto máximo horario también se calcula con tanques de almacenamiento o regularización pero de una menor capacidad que los de gastos máximos diarios, compensándose en este caso el abastecimiento de la bomba calculando la demanda como en la fórmula anterior pero utilizando además del factor de 1.3, el factor 1.5 que corresponde a la hora de mayor consumo del día.
3. El gasto máximo instantáneo es el que se emplea para calcular el abastecimiento por bombeo directo o con tanques de regularización muy pequeños. Los métodos más conocidos para determinar éste son: el sistema Empírico Británico, el sistema Empírico de Dawson, el sistema Alemán de Raíz Cuadrada y por último el más generalmente aceptado en Método de Hunter.

La carga o presión a la que la bomba debe de operar para suministrar cualquiera de los tres gastos antes mencionados consiste de lo siguiente:

- La altura en metros desde el punto más bajo de succión hasta el centro de la bomba.
- Las pérdidas por fricción en metros de la longitud de tubería empleada, así como la longitud correspondiente en metros de cada conexión o válvula.

- La altura en metros desde el centro de la bomba al punto más alto de descarga.
- Las pérdidas por fricción en metros de la longitud total de tubería ya sea horizontal o vertical; más las pérdidas por fricción en conexiones o válvulas convertidas a metros de tubería.
- La presión en kilogramos por centímetros cuadrados convertida a metros de columna de agua que se requiera en la descarga más lejana.

Limitaciones en la Sección de Bombas Centrifugas:

Las limitaciones en la selección de bombas centrifugas se clasifican en tres principales:

- a) Por características del líquido.
- b) Por características de la instalación.
- c) Por características de las bombas.

Las limitaciones por características del líquido son: la viscosidad de los líquidos, la volatilidad de los líquidos y la temperatura de los líquidos; éstas dos últimas se denominan generalmente presión de vapor de los líquidos.

Las limitaciones por características de la instalación son tres principales:

1. La localización de la bomba sobre el nivel del mar que limita su capacidad de succión de acuerdo con la presión atmosférica
2. La profundidad de succión, que está limitada hasta un máximo total de 10.33 centímetros de carga manométrica de succión a nivel del mar.
3. Las pérdidas por fricción en la tubería que afectan la carga manométrica de succión.

Limitaciones por características de las bombas centrifugas: El problema principal es que muchas veces se selecciona la bomba con un diámetro de impulsor del 85% del diámetro total. Esto causa problemas ya que el fabricante especifica claramente en sus curvas y estudios de limitaciones cuales son éstas y la del 85% de diámetro no es aceptable para el gasto que se este manejando.

III.3 TIPOS DE TUBERIA.

- PARA SISTEMAS DE AGUA POTABLE:

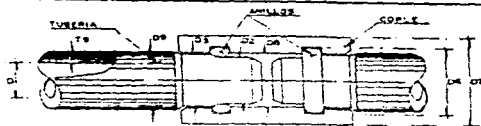
Para la fabricación de los tubos, se han utilizado diversos materiales, entre los cuales podemos mencionar la arcilla vitrificada, madera, plomo, cobre, fierro, fundido, acero y concreto. A través del tiempo algunos de estos materiales han sido abandonados y en la actualidad los tubos más utilizados son fabricados a base de asbesto, acero, concreto reforzado y plástico (polietileno y PVC).

Tuberías de asbesto-cemento.

Son tubos de presión de asbesto-cemento los conductos de sección circular fabricados con una parte de asbesto y cemento tipo Portland o Portland Puzolánico, exentos de materia orgánica, con o sin adición de sílice.

Los tubos de presión de asbesto-cemento se fabrican para presiones internas de trabajo máximas, según las siguientes clases: A-5, A-7, A-10 y A-14, en donde los números 5, 7, 10 y 14 indican la presión interna de trabajo en kg/cm^2 que resisten los tubos. La presión de prueba en fábrica para cada tubo y para cople es de 3.5 veces la presión de trabajo para un tiempo de 5 segundos. Las tuberías tienen longitudes generalmente de 4 y 5 m. (Tabla 3.1)

La desventaja de los conductos de asbesto cemento es sus baja resistencia mecánica. Debido a ésto, al salir de la fábrica los tubos



	m	75	100	150	200	250	300	350	400	450	500	600	750	900
D	mm.	3	4	6	8	10	12	14	16	18	20	24	30	36
A-5	D2	72	116	167	219	276	326	384	438	495	538	646	809	971
	D8	96	120	171	223	280	330	388	442	497	542	650	813	975
	D6	111	135	186	238	295	345	402	462	517	567	670	833	995
	D7	131	155	206	257	325	375	438	496	555	609	728	908	1078
	D9	97	122	173	225	282	332	390	444	499	546	655	818	980
TP	11.0	11.0	12.0	13.0	14.0	14.0	17.0	19.0	21.0	23.0	27.5	34.0	48.0	
PESO Kg/m	6.0	7.7	12.1	17.3	24.7	31.8	39.3	50.7	63.1	75.0	108.4	144.5	236.2	
PESO COQUE	2.2	2.7	3.9	5.3	6.9	10.0	14.9	18.2	24.3	30.8	41.7	64.7	91.3	
A-7	D2	95	118	170	224	281	332	395	450	506	549	660	825	991
	D8	99	122	174	228	285	336	399	454	510	553	664	829	995
	D6	114	137	189	243	300	351	419	474	530	573	684	849	1015
	D7	137	160	214	272	335	387	460	519	581	634	757	938	1122
	D9	101	124	175	230	287	338	401	456	512	557	669	834	1000
TP	12.5	12.0	13.5	15.5	18.5	19.3	22.5	25.0	27.5	29.5	34.5	42.0	58.0	
PESO Kg/m	7.0	9.4	13.3	20.9	30.2	38.1	53.5	67.7	83.7	94.9	137.5	209.0	298.5	
PESO COQUE	2.5	3.3	4.5	6.2	7.7	11.5	15.5	22.0	30.9	35.4	52.7	73.3	103.4	
A-10	D2	98	122	176	231	286	344	412	482	547	575	689	862	1035
	D8	102	126	180	235	290	348	416	475	531	572	686	860	1039
	D6	117	141	195	250	305	363	431	493	551	597	713	886	1059
	D7	142	168	224	287	345	413	477	540	604	659	784	968	1143
	D9	104	128	182	237	292	350	418	475	533	581	698	871	1044
TP	14.0	14.0	16.5	19.0	21.0	23.0	26.0	28.0	34.0	36.0	40.5	49.0	72.0	
PESO Kg/m	7.9	10.0	17.2	26.0	35.8	45.0	75.0	95.5	118.2	137.5	199.8	302.1	439.7	
PESO COQUE	2.7	3.5	5.2	7.4	11.0	15.0	26.0	32.5	42.9	56.0	79.3	128.1	179.8	
A-14	D2	104	128	183	243	301	362	430	499	551	600	730	913	1096
	D8	108	132	189	247	305	366	434	494	555	612	734	917	1100
	D6	123	147	204	262	320	381	454	514	575	612	754	937	1120
	D7	150	174	241	307	375	447	525	595	666	724	872	1146	1349
	D9	110	134	191	249	307	368	436	496	557	616	739	922	1105
TP	17.0	17.0	21.0	25.0	28.5	34.0	40.0	45.0	50.0	56.0	66.5	86.0	122.5	
PESO Kg/m	9.9	12.5	22.4	35.2	49.5	71.3	99.5	127.5	159.5	203.3	329.9	513.3	645.0	
PESO COQUE	3.0	3.8	6.3	9.3	15.0	20.7	31.4	39.5	54.1	59.5	124.2	204.1	286.9	

DESCRIPCIONES

- D Diámetro interior nominal
- TP Espesor de pared
- D9 Diámetro exterior
- D6 Diámetro de curvatura de codo
- D2 Diámetro interno
- D8 Diámetro de la sección de entrada
- D8 Diámetro interior del codo
- D7 Diámetro exterior del codo

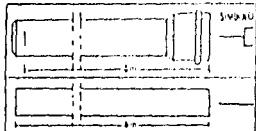
TUBERIA DE
ASBESTO-
CEMENTO.



Tabla 3 I 200

Diámetro Nominal (mm)	Diámetro Exterior Promedio (mm)	Espesores promedio (e) y Diámetros interiores promedio (di) en mm							
		80/41		80/31.5		80/26		80/13.5	
		e	di	e	di	e	di	e	di
13	21.3							1.8	17.5
16	26.7							2.3	22.4
25	33.4					1.8	29.6	2.8	27.6
32	42.2					1.8	38.4	3.4	35.8
38	48.3			1.8	44.7	2.2	43.8	3.8	40.5
50	60.3	1.8	56.7	2.2	55.9	2.5	55.1	4.8	50.7
60	73.0	2.1	68.8	2.2	68.0	3.1	66.8		
75	88.9	2.3	83.4	2.2	82.9	3.2	81.5		
100	114.3	3.1	108.1	3.8	110.7	4.7	104.9		
150	168.3	4.4	159.5	5.5	157.2	6.2	154.5		
200	219.1	5.6	207.9	7.1	204.9	8.4	201.3		

Las tuberías suministradas en esta longitud estándar con el empalme al sistema de tuberías y codos componen uno de los elementos al sistema de tuberías de este tipo.



$$e = \frac{D - d_i}{2}$$

80	Peso Máximo de Trabajo (kg/cm ²)
41	7.1
31.5	8.7
26	11.2
13.5	22.4

Tabla 3.4



se degradan en su calidad por falta de cuidado en su transporte, manejo y almacenaje.

Tubos de plástico: polietileno y cloruro de polivinilo (PVC).

Desde el año de 1965, las entonces Secretaría de Recursos Hidráulicos utilizó con regularidad tuberías de polietileno de alta densidad o de alto peso molecular, en obras grandes y pequeñas, con éxito principalmente en zonas domiciliarias; sin embargo, en el caso de redes con fluctuaciones notables de presión y con defectos de instalación se han tenido serios problemas.

Las ventajas de las tuberías de polietileno son: su gran flexibilidad, que permite su presentación en rollos; su ligereza ya que pesa ocho veces menos que el acero y tres veces menos que el asbesto-cemento; y no presenta corrosión.

En la tabla 3.2 se presentan las ventajas y desventajas de las tuberías de PVC.

La industria de tuberías plásticas fabrica dos líneas de tubos hidráulicos de PVC para el abastecimiento de agua potable: la línea métrica, tubos blancos y la línea gruesa, tubos grises.

La línea métrica (color blanco), fue diseñada de acuerdo con el sistema internacional de unidades. La integran 13 diámetros (de 50 a 630 mm), y cinco espesores que permiten presiones máximas de trabajo de 5, 7, 10 y 14 Kg/cm², en función de cada presión se clasifican las clases. En la tabla 3.3 aparecen las clases de la línea métrica. En dicha tabla se observa que el diámetro nominal del tubo es igual (para fines prácticos) al diámetro interior).

La línea inglesa (color gris), fue diseñada con base en el sistema de unidades inglesas y se fabrica en 11 diámetros (de 13 a 200 mm). En función del cociente entre el diámetro exterior y su

VENTAJAS	DESVENTAJAS
<ul style="list-style-type: none"> - Resistencia a la corrosión y al ataque químico de ácidos, álcalis y soluciones salinas. - Instalación rápida, fácil y económica. - Debido a su grado de abstracción permite la prueba hidráulica después de su llenado. - Su resistencia mecánica es superior a la de las tuberías de asbesto-cemento - Menor pérdida por fricción en comparación con las tuberías de asbesto-cemento, concreto y acero. - Por su ligereza, el almacenamiento y transporte de la tubería es fácil y notoriamente. - Respecto a su costo de suministro en los diámetros de 50, 80, 75 y 100 mm es más barato que las tuberías de asbesto-cemento. 	<ul style="list-style-type: none"> - Alto costo en diámetros de 200 mm y mayores. - Las propiedades mecánicas de las tuberías de PVC se afectan al quedar expuestas a los rayos solares por un período de tiempo prolongado. - Las tuberías de enterramiento deben requerir mano de obra altamente especializada para su unión por el proceso de cementado. Debido a esto, en todos los proyectos de conducciones se especifica el uso de tuberías con cemento y anillo de hule. La empresa debe ser íntegra al tubo.

Tabla 3.2

TUBO HIDRAULICO DE PVC SERIE METRICA, DIAMETROS Y ESPESORES PROMEDIO

Diámetro Nominal (mm)	Diámetro Estándar (mm)	Espesores mínimos (e) y Diámetros interiores promedio (di) en mm									
		Clase 5		Clase 7		Clase 10		Clase 14		Clase 20	
		e	di	e	di	e	di	e	di	e	di
50	50					2.0	44.1	2.6	44.9	3.7	42.7
63	63			1.7	56.7	2.4	54.3	3.3	56.5	4.5	54.1
80	80	1.7	74.6	2.2	75.6	3.1	74.0	4.1	72.0	5.6	69.6
100	100	2.0	96.2	2.7	94.8	3.8	92.6	5.2	89.9	7.2	85.6
160	160	3.1	154.0	4.2	151.8	5.6	148.4	7.6	144.0	11.4	137.4
200	200	3.8	192.4	5.3	189.9	7.1	185.4	10.1	180.0	14.1	172.5
250	250	4.7	240.9	6.5	237.3	8.2	231.8	12.6	225.1	17.7	214.8
315	315	6.0	303.3	8.2	296.9	11.6	282.1	15.9	263.5	23.3	270.7
356	356	6.6	342.4	9.3	337.0	12.8	329.6	17.9	319.8	25.0	305.6
450	450	7.5	385.6	10.4	379.2	14.6	371.4	20.1	360.4	28.1	344.4
453	450	8.4	433.9	11.7	427.3	16.4	417.9	23.6	408.5	31.6	387.5
500	500	8.4	482.0	12.8	475.0	18.3	464.4	25.1	450.6	35.1	430.8
630	630	11.8	607.4	16.3	588.4	22.9	569.2	31.6	547.8	44.1	542.8

Los tubos se suministran con largo útil de 6 metros, con uno de sus extremos estriado.

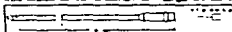


Tabla 3.3

TUBERIA
DE PVC



mínimo de pared (RD relación de dimensiones), y las presiones máximas de trabajo, se clasifican en: RD-41 (7.1), RD-32.5 (8.7), RD-26 (11.2) y RD-13.5 (22.4 Kg/cm²). En la tabla 3.4 aparece la clasificación con sus respectivos espesores y diámetros interiores promedio. En este caso, el diámetro nominal del tubo no es igual al diámetro exterior ni al interior.

Tuberías de fierro vaciado.

Este tipo de tuberías fueron utilizados en la gran mayoría de las primeras obras de aprovisionamiento de agua potable construidas. Son muy resistentes a los esfuerzos mecánicos y de gran duración debido a su buena resistencia a la corrosión. Se producían tuberías de extremos lisos y de macho campana para diámetros de 75 a 350 mm, pero fueron desplazadas del mercado nacional por las tuberías de asbesto-cemento cuyo costo es menor.

Tuberías de acero.

Los tubos de acero se fabrican con diámetros desde 4.5 pulgadas (114.3 mm) hasta 48 pulgadas (1219 mm). Su producción está sujeta a un estricto control de calidad.

Las tuberías de acero son recomendables para líneas de conducción cuando se tienen altas presiones de trabajo. Su utilización obliga a revestirlas contra la corrosión interior y exteriormente. Son muy durables, resistentes, flexibles y adaptables a las distintas condiciones de instalación que se tengan. En la tabla 3.5 se presentan las características de los tubos de acero.

En conducciones y redes de distribución de pequeñas localidades, principalmente rurales, se han utilizado en algunos casos tuberías de acero galvanizado. Estos conductos se fabrican en diámetros de 10, 13, 19, 25, 32, 38, 50, 64, 76 y 102 mm con longitud del tubo de 6.4 m.

Código	Descripción	1970		1971		1972		1973		1974		1975		1976		1977		1978		1979		1980	
		1	2	3	4	5	6	7	8	9	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9	0	1	2
001	
002	
003	
004	
005	
006	
007	
008	
009	
010	

Tabla 3.5



Código	Descripción	Unidad		Código	Descripción	Unidad		Código	Descripción	Unidad		Código	Descripción	Unidad	
		1	2			3	4			5	6			7	8
1000
1001
1002
1003
1004
1005
1006
1007
1008
1009
1010

Tabla 3.5



Tuberías de concreto.

Las tuberías de concreto se han usado con más frecuencia en las obras de conducción son:

- a) Tuberías de concreto reforzado con junta de nule y concreto.
- b) Tuberías de concreto presforzado.
- c) Tuberías de concreto pretensado.
- d) Tubos de concreto presforzado sin cilindro de acero.
- e) Tubos de concreto presforzado con cilindro de acero.

En la tabla 3.6 se presentan las características de tuberías que se utilizan para la distribución de agua potable.

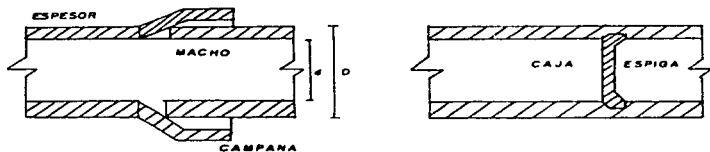
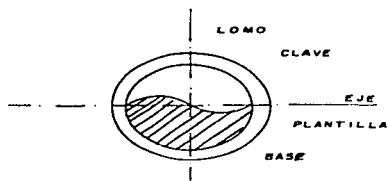
- PARA SISTEMAS DE ALCANTARILLADO:

En la actualidad los tubos para el sistema de alcantarillado se construyen en diversos materiales como lo son: barro vitrificados, concreto, concreto reforzado (precolados o colados en el sitio), fierro fundido, acero y asbesto cemento.

Es importante el señalar que no importa el tipo de material que se utilice las tuberías deben cumplir con las siguientes características: resistentes, durables, impermeables, de paredes lisas y dimensionales no menores de 20 cm de diámetro.

Las tuberías de fierro fundido se utilizan en los casos que las cargas externas sean muy altas y se requiera impermeabilidad, en ocasiones se utilizan los conductos a presión de este tipo para las estaciones de bombeo plantas de tratamiento, entre otras.

Los tubos de barro vitrificado, su uso es poco frecuente ya que generalmente se utilizan en las industrias, laboratorios; donde se manejan desechos agresivos, que pueden dañar el concreto.



D = DIAMETRO EXTERIOR
 d = DIAMETRO INTERIOR

FIG. 55

PARTES DE
 UNA SECCION
 DE TUBO



En el caso de las tuberías de acero y fierro tienen la desventaja de que son muy fácilmente atacadas por la corrosión, por lo cual se utilizarán en condiciones muy especiales.

El aumento en el uso de asbesto-cemento en alcantarillados, se debe a su menor peso con respecto al de concreto, longitudes mayores que permiten menos juntas y mantener fácil distribución, el junteo, es muy sencillo, fácil de cortar, mejor coeficiente de escurrimiento, resistencia a la corrosión y puede resistir presiones, su limitación primordial es el costo ya que este es mayor en relación con el concreto.

Por último el concreto puede quedar en contacto con las aguas negras, lo único que se debe cuidar es que su fabricación se realice con materiales de buena calidad.

Las ventajas principales del concreto son: un bajo costo, amplia disponibilidad en el mercado y se puede fabricar para una resistencia específica.

Por otro lado la desventaja principal que nos presenta este material es que puede corroerse, la causa más frecuente es el ácido sulfúrico para evitar este problema se deberá usar cementos adecuados de alta resistencia a los sulfatos.

La forma de los tubos como se dijo en el cálculo I será circular y se constituye de las partes siguientes. (Fig. 55)

- PARA SISTEMAS HIDROAMBIENTALES:

Los efectos corrosivos del agua y la resistencia de los metales a la corrosión son usualmente objeto de estudio de los químicos y los metalúrgicos. En general, en todos los casos debería efectuarse un tratamiento del agua para corregir sus efectos corrosivos. Pueden usarse tuberías del material más barato (acero), aunque es prudente



Empalme



Codo



Codo a 45°



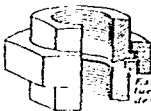
Te



Tapan



Terminal



Unión

Unión para empalme cuando es de
presión en el futuro, los tubos han
blan de desmontarse a voluntad a
montar.

Este elemento dedicante se desmonta a
largo del tubo para permitir el
desmontaje de los tubos.

Fig. 56

ACCESORIOS



emplear un material mejor. El acero galvanizado y el hierro forjado son mucho mejores contra la oxidación que el acero negro (no galvanizado). Entre los materiales no ferrosos el latón rojo y el cobre resisten bien a la corrosión. La tubería de cobre es muy usada. Es más barata que el latón, se ensambla más fácilmente, y no está expuesta al desmenuado, que es el ataque por los ácidos al zinc que forman parte del latón. Cuando las aguas son agresivas, el plástico es muchas veces un buen material. Como el cobre, es ligero y se ensambla con facilidad.

La mayoría de las tuberías y accesorios no metálicas están producidas actualmente a base de resinas sintéticas. Tales sustancias no se presentan en la naturaleza sino que se obtienen a partir de materiales tales como el carbón y el petróleo. (Fig. 56)

III.4 ACCESORIOS PARA SISTEMAS DE AGUA POTABLE.

Un sistema de agua potable está compuesto por diversos accesorios, los cuales nos permitirán un mejor funcionamiento del sistema, estos accesorios se describen a continuación:

- a) Válvulas.
- b) Junta Gibault.
- c) Codos.
- d) Cruz.
- e) Tees.
- f) Carretes.

Válvulas.

El tipo de válvula dependerá de la función que debe efectuar, sea de cierre (bloqueo), estrangulación o para impedir el flujo inverso. En el caso de un sistema de agua potable las válvulas más utilizadas son: de mariposa, check, bola, globo y compuerta; que a continuación se describen:

1. Válvula de mariposa: es uno de los tipo más antiguos que se conocen. Son sencillas, ligeras y de bajo costo. El uso principal de las válvulas es para servicio de corte y de estrangulación cuando se manejan grandes volúmenes de líquidos a presiones relativamente bajas.

Estas válvulas operan por medio de una flecha que acciona un disco haciéndolo girar dentro en el cuerpo de la válvula; su operación puede ser manual, semiautomática o automática, mediante dispositivos neumáticos, hidráulicos o eléctricos.

Los principales elementos que componen la válvula son: el eje (flecha), el disco de control del flujo y el cuerpo. (Fig. 57)

2. Válvula Check (retención): son integrales y se destinan a impedir la inversión del flujo en una tubería. La presión del fluido

circulante abre la válvula; el peso del mecanismo de retención y cualquier inversión en el flujo lo cierran.

Existen diferentes tipos de válvula de retención y su selección depende de la temperatura, caída de presión que producen y la limpieza del fluido.

Los componentes principales de estas válvulas son el cuerpo, disco y tapa. (Fig. 58)

3. Válvula de globo: Son voluminosas y presentan una alta resistencia al paso del agua, por lo que se emplean, generalmente, sólo en tuberías de pequeños diámetros. Constan de un disco horizontal accionado por un vástago para cerrar o abrir un orificio por el que pasa el agua; este mecanismo se encuentra dentro de una caja de fierro fundido con extremos de brida para los diámetros grandes y de rosca para los pequeños. (Fig. 59)

4. Válvula bola: Su empleo se encuentra limitado debido al asentamiento de metal contra metal, que no permite un cierre a prueba de burbujas.

La bola tiene un orificio que se une con el cuerpo en la posición abierta. Estas válvulas se utilizan principalmente para servicio de corte. Son rápidas para operar, de mantenimiento fácil, no requieren lubricación, producen cierre hermético con baja torsión y su caída de presión es función del tamaño del orificio.

Los principales componentes de estas válvulas son el cuerpo, asiento y la bola. (Fig. 61)

5. Válvula de compuerta: Se emplea con el objeto de aislar en un momento dado algún elemento o sección del sistema para poder efectuar una reparación, inspección o dar mantenimiento, sin que se interrumpa totalmente el servicio.

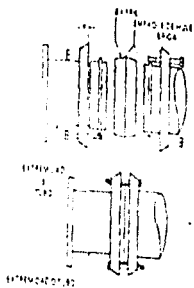


FIG. 61

217

DIAMETRO NOMINAL		ESPECSIMANNO DE LA BRIDA		LONGITUD DE LOS TORILLOS		NÚMERO DE PERU APRON TORILLOS		PERU APRON NORMAL		PERU APRON TPODDI	
mm	IN	mm	IN	mm	IN	País	IN	País	IN	País	IN
50.8	2	102	1 3/16	105	3 1/2	2	2 1/2	2	2 1/2	---	---
53.5	2 1/2	105	1 3/16	107.5	4	2	3 1/4	2	3 1/4	---	---
56.2	3	107.5	1 3/16	110	5 1/2	3	4 1/2	3	4 1/2	5.0	---
59.0	4	110	1 3/16	112.5	5 1/2	3	5 1/2	3	5 1/2	11.2	---
61.7	6	112.5	1 3/16	115	5 1/2	2	10.5	2	10.5	14.0	---
64.5	8	115	1 3/16	117.5	5 1/2	3	15.5	3	15.5	---	---
67.2	10	117.5	1 3/16	120	6	4	17.2	4	17.2	---	---
70.0	12	120	1 3/16	122.5	7	4	20.0	4	20.0	20.0	---
72.7	14	122.5	1 3/16	125	7	5	17.5	5	17.5	---	---
75.5	16	125	2	127.5	7	6	16.0	6	16.0	---	---
78.2	18	127.5	2 1/8	130	7	8	12.0	8	12.0	---	---
81.0	20	130	2 1/8	132.5	7	8	12.0	8	12.0	---	---
83.8	24	132.5	2 1/4	135	8 1/2	12	100.0	12	100.0	100.0	---
86.5	30	135	2 1/2	137.5	9 1/2	16	170.0	16	170.0	---	---
89.2	36	137.5	2 7/8	140	11	18	200.0	18	200.0	---	---

JUNTA
GIBALTA



Los principales elementos de la válvula de compuerta, como se ilustra en la fig. 61, son: volante, vástago, bonete, compuerta, asientos y cuerpo.

Junta Gibault.

Esta pieza se utiliza para unir tuberías de diferente material, su características se muestran en la fig. 62 y los diámetros nominales se presentan en la tabla 3.7.

Codos, Cruz, Tees y Carretes.

Estas piezas se utilizan principalmente para efectuar los cambios que la topografía de terreno nos obligue a realizar. En las figuras 63, 64 y 65, se muestran cada una de las piezas.

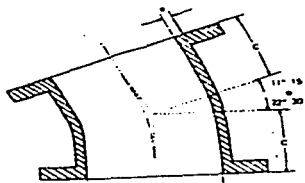
111.5 ACCESORIOS PARA SISTEMAS DE ALCANTARILLADO.

En el caso del sistema de alcantarillado se tienen como accesorios los siguientes:

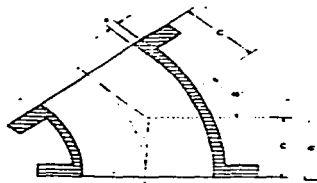
- a) Rejillas.
- b) Tapas.
- c) Brocales.
- d) Pozos de visita.

Las figuras 66, 67 y 68, nos muestran cada uno de los accesorios de los que hacemos mención, incluyendo tablas de dimensiones.

Es importante mencionar la función que tendrán las coladeras dentro de el sistema. Primeramente denominamos coladera a la boca por donde pasa el agua de la superficie del terreno al sistema de atarjeas. La manera general interceptan el agua que escurre por las cunetas del arroyo de la calle.



CODOS A $11^{\circ}15'$ Y $22^{\circ}30'$

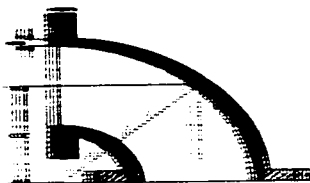


CODOS A 45°

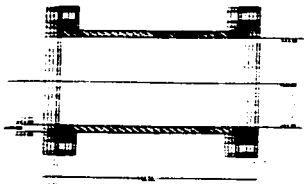
FIG. 63

ACCESORIOS





SECTION A-A

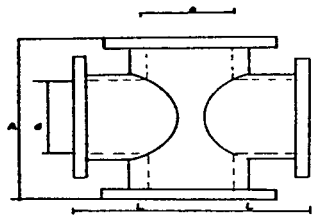


SECTION B-B

SECTION C-C



SECTION D-D



CRUCES Y TEES

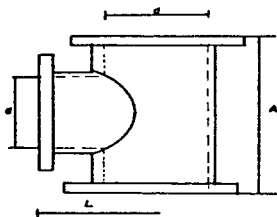
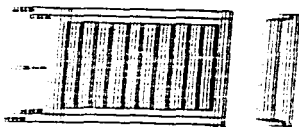


FIG 65

ACCESORIOS





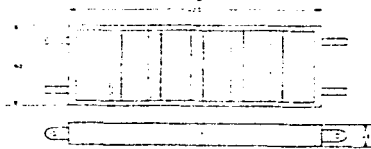
XXXXXXXXXXXX XXXXXXXX



XXXXXXXXXX

XXX

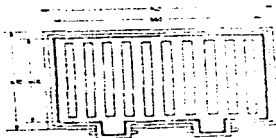




REJILLA PARA COLADERA
DE CONCRETO



REJILLA PECHO DE PALOMA

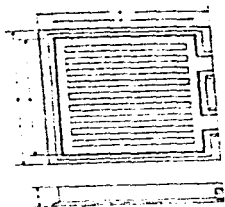


REJILLA CURVA

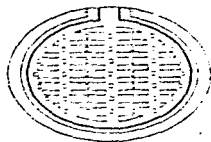
Fig 67

REJILLAS

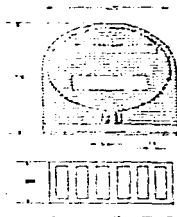




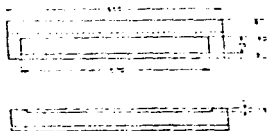
REJILLAS CON BISAGRAS



BROCALES PARA POZO
DE VISITA



COLADERA PLUVIAL



BOCA DE TORMENTA

Fig. 68

ACCESORIOS



Podemos tener coladeras de piso o banqueteta. Las primeras quedan en la superficie del pavimento formando parte del mismo. Mientras que las segundas se alojan en la guarnición formando parte de ella.

La instalación de un tipo u otro, o la combinación de ambos, depende exclusivamente de la pendiente longitudinal de las calles y del caudal por colector. Las de banqueteta se instalan en calles con pendientes menores de 2%; con pendiente entre 2 y 5% se instalan de piso y banqueteta y para pendientes mayores del 5% se instalan únicamente de piso.

Cuando las pendientes de las calles son fuertes, mayores de 3%, entonces es necesario que en las coladeras de piso y de banqueteta o de piso solamente, se haga una depresión en la cuneta para obligar al agua a entrar en la coladera. Estas depresiones son molestas al tránsito y por lo mismo se procura hacerlas lo más pequeñas posible.

La separación de las coladeras se procura que no exceda de 100 m dependiendo de la zona de la población de que se trate.

Se procura colocarlas cercanas a las esquinas, en los cruces de las calles. En zonas comerciales y para pavimentos de concreto, se especifica que no deben quedar a una distancia mayor de 25 m con objeto de no hacer muy pronunciadas las ondulaciones en el pavimento para dar las pendientes hacia la coladera.

Pozos de Visita.

Los pozos de visita se clasifican de acuerdo al diámetro interior de su base en comunes y especiales. Los comunes se construyen para tuberías de 20 a 61 cm de diámetro. En el caso de pozos de visita especiales tendrá un diámetro 76 a 107 cm.

Para tuberías de 122 cm también se construirán pozos de visitas especiales pero con un diámetro interior de 2.0 m. Podrán recibir

entronques de conductos de 20 a 30 cm.

III.6 ACCESORIOS PARA SISTEMAS HIDROSANITARIOS

En el caso de los sistemas hidrosanitarios, se cuentan con diversos accesorios que nos permiten un mejor funcionamiento de la red, algunos de los cuales ya se mencionaron en los sistemas de agua potable, codos, tees, cruces, etc. Pero estos sistemas cuentan con otros aditamentos que nos permiten hacer las conexiones a cada uno de los aparatos que va a abastecer o del cual se desalojará el agua.

Los accesorios que se utilizan pueden ser materiales como hierro fundido, PVC y cobre. A continuación se presentan una serie de figuras en las cuales podemos observar estos accesorios; 69, 70, 71, 72, 73 y 74.



TE ADAPTADOR GAL. SPOL
PARA 32 Y 40 MM. #



TE REGISTRADO TONATA, DE 100
MM. #



TE DE 100 Y 100 MM. CON
SALIDAS DE 40 Y 50 MM. #



Y SENCILLA



Y DOBLE



REDUCCION



COFLE DE DILATACION



COFLE CON BIELLA -
CON DE 50 Y 100
MM. #



ADAPTADOR
PARA CAMPANA DE 50 Y
100 MM. #



ADAPTADOR PARA
ESPIGA DE 50 Y 100 MM. #



ADAPTADOR GAL. ESPESA

Fig. 70

TUBERIA
DE
P V C





Fig. 71

CONEXIONES
 DE HIERRO
 GALVANIZADO



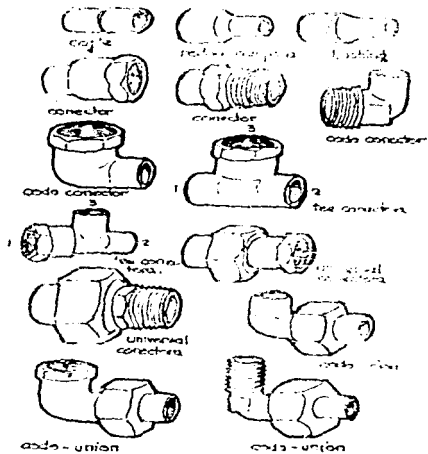


Fig. 73

CONEXIONES
 PARA
 COBRE



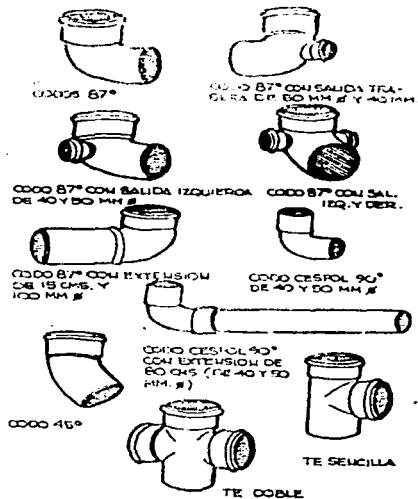



Fig. 74

**CONEXIONES
 DE PVC**


CAPITULO IV

APLICACIONES

IV. 1 CONSIDERACIONES DEL PROYECTO.

En general, cuando se va a diseñar un sistema hidráulico, se debe basar en la estimativa de la población futura de la comunidad en la cual se realizará la obra, a esta población se le conoce como de proyecto. Este número de habitantes corresponde al que se tendrá el último día del período de diseño que se fije.

Es indiscutible que de la mayor o menor aproximación que se logre en la predicción de la población dependerá que la obra cumpla su cometido futuro y que efectivamente al reducirse el grado de incertidumbre en el diseño pueda hacerla más económica.

Los factores básicos del cambio en la población son dos:

- a) El aumento natural, o sea el exceso de los nacimientos sobre las muertes.
- b) La migración neta, es , el exceso o pérdida de población que resulten del movimiento de las familias hacia adentro o hacia afuera de un área determinada.

Para su cálculo existen métodos gráficos y analíticos que a continuación se definen:

a) Métodos Gráficos.

1. Extensión de la curva a ojo o extensión gráfica:

En este método se utilizan los datos censales disponibles para formar una gráfica en donde las ordenadas representan el número de habitantes y las abscisas los años. A partir de la tendencia pasada de crecimiento de la comunidad, se prolonga "a ojo" la traza probable de crecimiento futuro.

2. Extensión por comparación o comparación gráfica:

Este método consiste en investigar si existen otras poblaciones semejantes en costumbres, actividades, desarrollo, clima y situación geográfica a la población en estudio y suponer que esta tendrá un desarrollo semejante. Las poblaciones que se estudien deberán tener una población mayor a la estudiada en el momento que se desarrolla el proyecto.

Para la solución del método se traza una gráfica semejante al método anterior pero se graficará en papel semilogarítmico. El eje de las abscisas, en escala natural representará los tiempos y el eje de las ordenadas, en escala logarítmica, la población. Una vez graficada la población en estudio y las semejantes a esta se trazarán las curvas a partir del último registro de la población en estudio y se pasarán paralelas, haciendo coincidir la parte inicial de éstas con la parte final de la estudiada. A través de esta línea es trazada una intermedia que sea la representativa de la población futura.

b) Métodos Analíticos.

1. Incremento Aritmético:

Consiste en aumentar un número constante de habitantes por cada período de tiempo futuro, para tener una idea más apegada a la realidad, se consideran únicamente los dos últimos datos (censos de población).

El método sólo es aplicable a ciudades muy antiguas y desarrolladas en las cuales su aumento de superficie ya no es factible, por que la circundan otras ciudades. También puede emplearse en ciudades pequeñas no industrializadas.

Por lo general este método se usa para predicción de población a corto plazo, 10 años o para estimaciones intercensales de población las expresiones matemáticas utilizadas son las siguientes:

- Intercensal (entre censos).

$$Y_m = Y_1 + \frac{Y_2 - Y_1}{t_2 - t_1} (t_m - t_1)$$

- Poscensal (después del censo)

$$Y_m = Y_2 + \frac{Y_2 - Y_1}{t_2 - t_1} (t_m - t_2)$$

2. Incremento Geométrico:

El método supone que la población crece a semejanza de un capital puesto a interés compuesto. Si se aplica esta fórmula se llegan a obtener valores generalmente altos pero que se ajustan a poblaciones nuevas con probabilidad de progreso. Al igual que para el método aritmético se usa en estimaciones a corto plazo e intercensales.

- Intercensal.

$$\log Y_m = \log Y_1 + \frac{\log Y_2 - \log Y_1}{t_2 - t_1} (t_m - t_1)$$

- Poscensal.

$$\log Y_m = \log Y_2 + \frac{\log Y_2 - \log Y_1}{t_2 - t_1} (t_m - t_2)$$

donde:

Y_m = población deseada.

Y_1 = población del censo anterior.

Y_2 = población del censo posterior.

t_1 = fecha del censo anterior

t_2 = fecha del censo posterior.

t_m = fecha deseada.

3. Método de incrementos diferenciales:

Este método consiste en considerar que la segunda diferencia entre los datos de población es constante lo cual equivale a ajustar los datos de una parábola de segundo grado. Se requiere que los datos sean equidistantes para la aplicación del método.

4. Método Parabólico:

Este método considera que la curva de crecimiento se aproxima a la de una parábola cúbica del tipo:

$$P = a + b x + c x^2 + d x^3$$

donde:

x = año

Para aplicar este método se requiere contar con al menos cuatro datos.

IV.2 DATOS BASICOS DE PROYECTO.

a) Sistemas de Agua Potable:

Para efectuar los proyectos de las obras que integran un sistema de abastecimiento de agua potable para localidades urbanas, se deben establecer claramente los datos de proyecto como se indica a continuación:

Población según el último censo oficial	Hab.
Población actual	Hab.
Población de proyecto	Hab.
Dotación	lt/Hab/día.
Gasto medio diario	l.p.s.
Gasto máximo diario	l.p.s.
Gasto máximo horario	l.p.s.

Coefficientes de variación diaria y horaria

Fuente(s) de abastecimiento

Tipo de captación

Conducción

Gravedad y/o

bombeo y

longitud.

m³

Capacidad de regularización

Distribución (gravedad y/o bombeo)

- Período cronológico de las etapas de construcción del proyecto:
Se tomarán en cuenta los siguientes valores:

1. Para localidades de 2,500 a 15,000 habitantes de proyecto, de 6 a 10 años.
2. Para localidades urbanas de 15,000 o más habitantes de proyecto, hasta 15 años, de acuerdo con el estudio de factibilidad técnica y económica que se haga.

- Población de Proyecto:

Para la estimación de esta población se debe tomar en cuenta el período económico de proyecto entre 6 a 15 años, de acuerdo con la magnitud y características de la localidad por servir y del costo probable de las obras. Para el cálculo de la población se utilizarán los métodos estadísticos.

- Dotación:

Para determinar la cantidad de agua que se requiera para las condiciones inmediatas y futuras de la localidad, se recomienda adoptar los siguientes valores para la dotación, en función del clima y del número de habitantes considerados como población proyecto. (Tabla 4.1)

- Coeficiente de variación diaria y horaria:

Los coeficientes de variación diaria y horaria se fijarán en función de un estudio específico realizado en la localidad. Cuando no sea posible obtener estos datos, se recurrirá a información en localidades de características similares. Los valores más frecuentemente usados son de 1.2 y 1.5, respectivamente. Sin embargo, el ámbito de variación puede ser el siguiente:

Coefficiente de variación diaria	1.2 a 1.5
Coefficiente de variación horaria	1.5 a 2.0

Con los coeficientes anteriores se pueden obtener los valores de los gastos máximo diario y horario de la manera siguiente:

1. Primeramente se calculará el Gasto Medio Diario, con la fórmula siguiente:

$$Q_{MD} = \frac{P \times D \times C}{365} \quad (1/\text{seg})$$

donde:

- P = población de proyecto.
- D = dotación, tabla 4.1.

2. A continuación se obtendrá el valor del Gasto Máximo Diario, este gasto debe ser aportado como mínimo por la fuente de abastecimiento y es el que lleva la línea de conducción.

$$Q_{md} = Q_{MD} \times CVD \quad (1/\text{seg})$$

donde:

- Q_{md} = gasto máximo diario.
- Q_{MD} = gasto medio diario.
- CVD = coeficiente de variación diaria, generalmente es 1.2.

3. Por último se obtiene el Gasto Máximo Horario, este gasto

POBLACION DE PROYECTO (Habitantes)		CALIDO	TIPO DE CLIMA	TEMPLADOS FRIO COTACIONES (L/m ³ /dia)	
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

Tabla 4.1

Dist. (km.)	Nº Descargas Simultáneas	Aprobación por Descarga (l/s)	Gasto Mínimo Aguas Negras (l/s)
10	1	1.5	1.5
15	1	1.5	1.5
20	2	1.5	3.0
25	2	1.5	3.0
30	3	1.5	4.5
35	3	1.5	7.5
40	4	1.5	12.0
45	5	1.5	18.0
50	6	1.5	25.5
55	7	1.5	34.5
60	8	1.5	45.0
65	9	1.5	57.0
70	10	1.5	70.5
75	11	1.5	85.5

Tabla 4.2

**NORMAS DE
PROYECTO**



sufre diferentes variaciones durante el día, por lo que en el día de mayor consumo lo interesa es saber en que hora de las 24 se requiere mayor gasto. Este gasto es el que debe llevar la red de distribución.

- Demanda Contra incendio:

Cuando se considere necesaria la protección contra incendio, deberá tenerse presente que la presión requerida debe obtenerse preferentemente mediante bombas del equipo contra incendio y no necesariamente de las presiones que puedan tenerse en la tuberías de la red y se deberá el gasto necesario.

- medición de los gastos en los sistemas:

Con el objeto de tener información permanente referente a las dotaciones y consumos, así como a las variaciones de éstos, se recomienda seguir los procedimientos siguientes:

1. Medir el servicio de ser posible en el 100% de las tomas.
2. Instalar en los sistemas de abastecimiento de agua potable en operación, dispositivos medidores a la salida de la captación y de los tanques.
3. En todos los proyectos es indispensable prever dispositivos de medición para poder obtener un registro de estos datos.

b) Sistemas de Alcantarillado:

Para efectuar los proyectos de las obras que integran el sistema de alcantarillado sanitario o para aguas negras, de localidades urbanas, se deben establecer claramente los datos de proyecto como se indica a continuación:

Datos de proyecto que deben contener los planos:

Población del último censo oficial	Hab.
Población actual estimada	Hab.
Población de Proyecto	Hab.
Dotación	lt/hab/día
Aportación (75% a 80% de la Dotación)	lt/hab/día
Sistema	Separado Aguas Negras.
Fórmulas	Harmen y Manning.
Longitud de la Red.	m.
Naturaleza del Vertido	
Sistema de Eliminación	Gravedad y/o Bombas.
Coefficientes de Previsión o seguridad	1.5
VELOCIDADES:	
Mínima	m/seg
Máximas	m/seg
GASTOS:	
Medio	l.p.s.
Mínimo	l.p.s.
Máximo Instantáneo	l.p.s.
Máximo Extraordinario	l.p.s.

-Período económico de proyecto:

El período económico de un proyecto de alcantarillado variara de 20 a 25 años, por lo que respecta a las obras en sí, y de 12 a 15 años en lo referente al equipo mecánico que se emplee para operar el sistema; no obstante, para fijar este período, la Dirección General de Construcción de Sistemas de Agua Potables y Alcantarillado se auxilia del estudio de factibilidad técnica y económica que en cada caso particular se realiza; su valor queda generalmente comprendido entre los siguientes:

Localidades de 2,500 a 15,000 hab.	6 a 10 años.
Localidades con más 15,000 hab.	15 a 20 años.

- Población de Proyecto:

La estimación de la población de proyecto se deberá hacer para un período económico de 6 a 20 años, en relación a la magnitud y características de la localidad por servir y del costo probable de las obras.

- Aportación de Aguas Negras:

Considerando que el Alcantarillado para Aguas Negras de una localidad debe ser reflejo del servicio de Agua Potable, por lo que respecta a la relación que existe entre la Dotación y Aportación, la secretaría ha adoptado el criterio de aceptar como Aportación de Aguas Negras del 75 al 80% de la Dotación de Agua Potable considerando que el 25 o al 20% restante se pierde antes de llegar a los conductos.

- Aportación de Áreas Industriales:

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

- Coeficientes de Variación:

Son dos coeficientes: uno que cuantifica la variación máxima instantánea (Coeficiente de Harmon) de las aportaciones de aguas negras y otro de seguridad, el primero se aplica para el gasto medio diario y el segundo para el gasto máximo instantáneo.

- Gasto Medio Diario:

La expresión para calcular el gasto medio diario es:

$$Q_{med} = \frac{Ap \times L \times D1}{86400}$$

donde:

Q_{med} = gasto medio diario.

Ap = aportación de aguas negras, lt/hab/seg

L = longitud en Km.

D1 = densidad de población, en hab/Km.

- Gasto Mínimo:

El gasto mínimo es considerado de manera muy general como la mitad del gasto medio, aunque también se puede utilizar los gastos que se encuentran en la tabla 4.2, que casi siempre son menores que los considerados clásicamente.

$$Q_{\min} = 0.5 Q_{\text{med}}$$

- Gasto Máximo Instantáneo:

Este gasto se obtiene afectando el gasto medio por un coeficiente "M".

$$Q_{\max} = M Q_{\text{med}}$$

donde:

M es el coeficiente de Harmon, que se calcula:

$$M = 1 + 14 (4 + p^{1/2})$$

donde:

P = población servida en miles.

- Gasto Máximo Extraordinario:

En función de este diámetro se determina el diámetro adecuado de los conducto y su valor se obtendrá multiplicando el gasto máximo instantáneo por el coeficiente de seguridad (1.5).

$$Q_{\max \text{ ext.}} = 1.5 Q_{\max}$$

- Pendientes:

Las pendientes de las tuberías deben ser tan semejantes como sea posible a las del terreno con objeto de tener excavaciones mínimas, pero tomando en cuenta lo siguiente:

Para gastos mínimos, la pendiente mínima será aquella que produzca una velocidad de 60 cm/seg a tubo lleno.

Para gastos máximos: se acepta como pendiente máxima aquella que produce una velocidad máxima de 3.00m/seg funcionando a tubo lleno.

-Diámetro

El diámetro mínimo que deben tener las tuberías, atendiendo a evitar las frecuentes obstrucciones de ellas, es el de 20 cm.

En el caso del diámetro máximo será regido por:

1. Capacidad necesaria del conducto.
2. Características topográficas del tramo en que pretenda instalarse la tubería.

- Tirantes mínimos de funcionamiento de tuberías:

Los tirantes mínimos que se permite tenga el agua en los conductos o tuberías, al transportar los gastos mínimos, tomando en cuenta que deben escurrir con velocidades efectivas mayores o cuando menos iguales a 30cm/seg nunca serán menores de los indicados a continuación;

1. El tirante mínimo debe ser siempre mayor o cuando menos igual a 1.5 cm.
2. El tirante mínimo debe ser siempre mayor, o cuando menos igual a 1.00 cm.

- Para Sistemas Hidrosanitarios:

En estos sistemas las limitaciones que se tienen para su construcción son aquellas que nos describen en el reglamento de construcción que a continuación describiremos:

En el caso de que se tengan conjuntos habitacionales, edificaciones de cinco niveles o más y las edificaciones que se ubiquen en zonas cuya red pública de agua potable tengan una presión inferior a diez metros de columna de agua, además de contar con cisternas que se calculan para que se almacenen dos veces la demanda mínima diaria de agua potable de la edificación y equipados con sistemas de bombeo.

Para los tinacos, estos deberán colocarse m. arriba del nivel sanitario más alto. Estos serán impermeables, tendrán un registro con cierre hermético y sanitario.

Las instalaciones hidráulicas de baños y sanitarios deberán tener llaves de cierre automático o editamentos compensadores de agua. Los excusados tendrán descargas máximas de 6 lit en cada servicio, las regaderas y los mingitorios, tendrán una descarga máxima de 10 lit/min con dispositivos de apertura y cierre de agua que evite su desperdicio, y los lavaderos, lavabos, tinas y fregadero tendrán llaves que no consuman más 10 lit/min.

En los albañales se colocarán registros a distancias no mayores de 1m uno del otro y si existe un cambio de dirección.

Los registros deberán tener tapas con cierre hermético, si los registros se colocan bajo locales habitacionales se colocará una doble tapa con cierre hermético.

IV.3 PRESENTACION DE PLANOS.

A continuación se presentan los planos que se deben realizar para cada uno de los sistemas hidráulicos mencionados, estos cumplen con todos los requisitos establecidos con anterioridad.

Algunas Secretarías dan los requerimientos necesarios en cuanto a las medidas de los planos por ejemplo la DCCOH. Los que a continuación mostramos:

DIAGRAMA DE CONEXIONES

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	26	27	28
29	30	31	32
33	34	35	36
37	38	39	40
41	42	43	44
45	46	47	48
49	50	51	52
53	54	55	56
57	58	59	60
61	62	63	64
65	66	67	68
69	70	71	72
73	74	75	76
77	78	79	80
81	82	83	84
85	86	87	88
89	90	91	92
93	94	95	96
97	98	99	100

CONEXIONES DE ALIADO

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	26	27	28	29	30
31	32	33	34	35	36	37	38	39	40
41	42	43	44	45	46	47	48	49	50
51	52	53	54	55	56	57	58	59	60
61	62	63	64	65	66	67	68	69	70
71	72	73	74	75	76	77	78	79	80
81	82	83	84	85	86	87	88	89	90
91	92	93	94	95	96	97	98	99	100

CONEXIONES DE ALIADO

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	26	27	28	29	30
31	32	33	34	35	36	37	38	39	40
41	42	43	44	45	46	47	48	49	50
51	52	53	54	55	56	57	58	59	60
61	62	63	64	65	66	67	68	69	70
71	72	73	74	75	76	77	78	79	80
81	82	83	84	85	86	87	88	89	90
91	92	93	94	95	96	97	98	99	100

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	26	27	28	29	30	31	32	33	34	35	36	37	38	39	40	41	42	43	44	45	46	47	48	49	50	51	52	53	54	55	56	57	58	59	60	61	62	63	64	65	66	67	68	69	70	71	72	73	74	75	76	77	78	79	80	81	82	83	84	85	86	87	88	89	90	91	92	93	94	95	96	97	98	99	100
101	102	103	104	105	106	107	108	109	110	111	112	113	114	115	116	117	118	119	120	121	122	123	124	125	126	127	128	129	130	131	132	133	134	135	136	137	138	139	140	141	142	143	144	145	146	147	148	149	150	151	152	153	154	155	156	157	158	159	160	161	162	163	164	165	166	167	168	169	170	171	172	173	174	175	176	177	178	179	180	181	182	183	184	185	186	187	188	189	190	191	192	193	194	195	196	197	198	199	200

LEYENDA

1. Edificio de Oficinas
 2. Edificio de Almacenes
 3. Edificio de Bodega
 4. Edificio de Laboratorio
 5. Edificio de Taller
 6. Edificio de Taller
 7. Edificio de Taller
 8. Edificio de Taller
 9. Edificio de Taller
 10. Edificio de Taller
 11. Edificio de Taller
 12. Edificio de Taller
 13. Edificio de Taller
 14. Edificio de Taller
 15. Edificio de Taller
 16. Edificio de Taller
 17. Edificio de Taller
 18. Edificio de Taller
 19. Edificio de Taller
 20. Edificio de Taller
 21. Edificio de Taller
 22. Edificio de Taller
 23. Edificio de Taller
 24. Edificio de Taller
 25. Edificio de Taller
 26. Edificio de Taller
 27. Edificio de Taller
 28. Edificio de Taller
 29. Edificio de Taller
 30. Edificio de Taller
 31. Edificio de Taller
 32. Edificio de Taller
 33. Edificio de Taller
 34. Edificio de Taller
 35. Edificio de Taller
 36. Edificio de Taller
 37. Edificio de Taller
 38. Edificio de Taller
 39. Edificio de Taller
 40. Edificio de Taller
 41. Edificio de Taller
 42. Edificio de Taller
 43. Edificio de Taller
 44. Edificio de Taller
 45. Edificio de Taller
 46. Edificio de Taller
 47. Edificio de Taller
 48. Edificio de Taller
 49. Edificio de Taller
 50. Edificio de Taller
 51. Edificio de Taller
 52. Edificio de Taller
 53. Edificio de Taller
 54. Edificio de Taller
 55. Edificio de Taller
 56. Edificio de Taller
 57. Edificio de Taller
 58. Edificio de Taller
 59. Edificio de Taller
 60. Edificio de Taller
 61. Edificio de Taller
 62. Edificio de Taller
 63. Edificio de Taller
 64. Edificio de Taller
 65. Edificio de Taller
 66. Edificio de Taller
 67. Edificio de Taller
 68. Edificio de Taller
 69. Edificio de Taller
 70. Edificio de Taller
 71. Edificio de Taller
 72. Edificio de Taller
 73. Edificio de Taller
 74. Edificio de Taller
 75. Edificio de Taller
 76. Edificio de Taller
 77. Edificio de Taller
 78. Edificio de Taller
 79. Edificio de Taller
 80. Edificio de Taller
 81. Edificio de Taller
 82. Edificio de Taller
 83. Edificio de Taller
 84. Edificio de Taller
 85. Edificio de Taller
 86. Edificio de Taller
 87. Edificio de Taller
 88. Edificio de Taller
 89. Edificio de Taller
 90. Edificio de Taller
 91. Edificio de Taller
 92. Edificio de Taller
 93. Edificio de Taller
 94. Edificio de Taller
 95. Edificio de Taller
 96. Edificio de Taller
 97. Edificio de Taller
 98. Edificio de Taller
 99. Edificio de Taller
 100. Edificio de Taller

TOMA COMUNICACION

ESTADOS DE RESERVAS

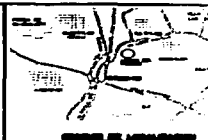
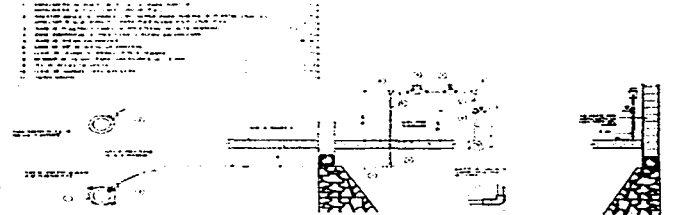
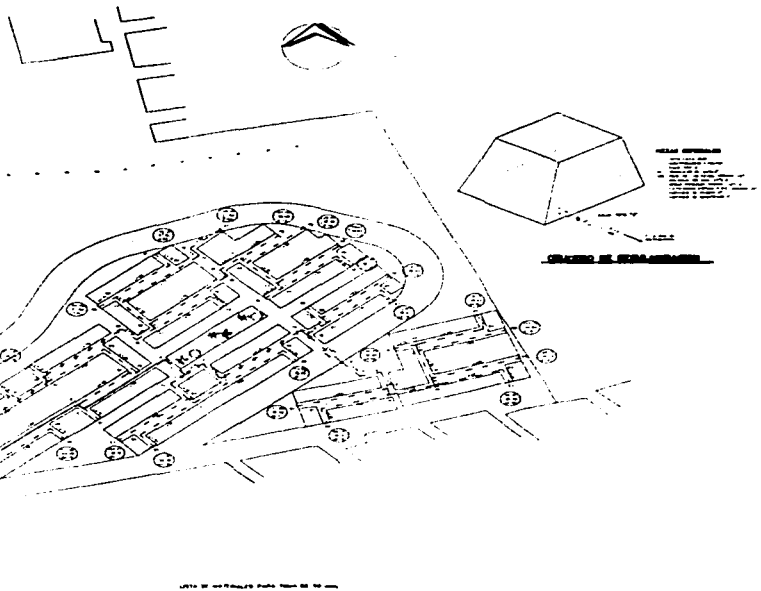
1	2	3	4
5	6	7	8
9	10	11	12
13	14	15	16
17	18	19	20
21	22	23	24
25	26	27	28
29	30	31	32
33	34	35	36
37	38	39	40
41	42	43	44
45	46	47	48
49	50	51	52
53	54	55	56
57	58	59	60
61	62	63	64
65	66	67	68
69	70	71	72
73	74	75	76
77	78	79	80
81	82	83	84
85	86	87	88
89	90	91	92
93	94	95	96
97	98	99	100

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	26	27	28	29	30
31	32	33	34	35	36	37	38	39	40
41	42	43	44	45	46	47	48	49	50
51	52	53	54	55	56	57	58	59	60
61	62	63	64	65	66	67	68	69	70
71	72	73	74	75	76	77	78	79	80
81	82	83	84	85	86	87	88	89	90
91	92	93	94	95	96	97	98	99	100

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	26	27	28	29	30
31	32	33	34	35	36	37	38	39	40
41	42	43	44	45	46	47	48	49	50
51	52	53	54	55	56	57	58	59	60
61	62	63	64	65	66	67	68	69	70
71	72	73	74	75	76	77	78	79	80
81	82	83	84	85	86	87	88	89	90
91	92	93	94	95	96	97	98	99	100

LISTA DE VIVIENDAS PARA TOMA DE AGUA

Nº	Nombre	Edificio	Departamento	Municipio	Calle	Nº	Estado	Observaciones
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								
26								
27								
28								
29								
30								
31								
32								
33								
34								
35								
36								
37								
38								
39								
40								
41								
42								
43								
44								
45								
46								
47								
48								
49								
50								
51								
52								
53								
54								
55								
56								
57								
58								
59								
60								
61								
62								
63								
64								
65								
66								
67								
68								
69								
70								
71								
72								
73								
74								
75								
76								
77								
78								
79								
80								
81								
82								
83								
84								
85								
86								
87								
88								
89								
90								
91								
92								
93								
94								
95								
96								
97								
98								
99								
100								



RESUMEN DE DATOS

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	26	27	28	29	30
31	32	33	34	35	36	37	38	39	40
41	42	43	44	45	46	47	48	49	50
51	52	53	54	55	56	57	58	59	60
61	62	63	64	65	66	67	68	69	70
71	72	73	74	75	76	77	78	79	80
81	82	83	84	85	86	87	88	89	90
91	92	93	94	95	96	97	98	99	100

RESUMEN DE DATOS

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	26	27	28	29	30
31	32	33	34	35	36	37	38	39	40
41	42	43	44	45	46	47	48	49	50
51	52	53	54	55	56	57	58	59	60
61	62	63	64	65	66	67	68	69	70
71	72	73	74	75	76	77	78	79	80
81	82	83	84	85	86	87	88	89	90
91	92	93	94	95	96	97	98	99	100

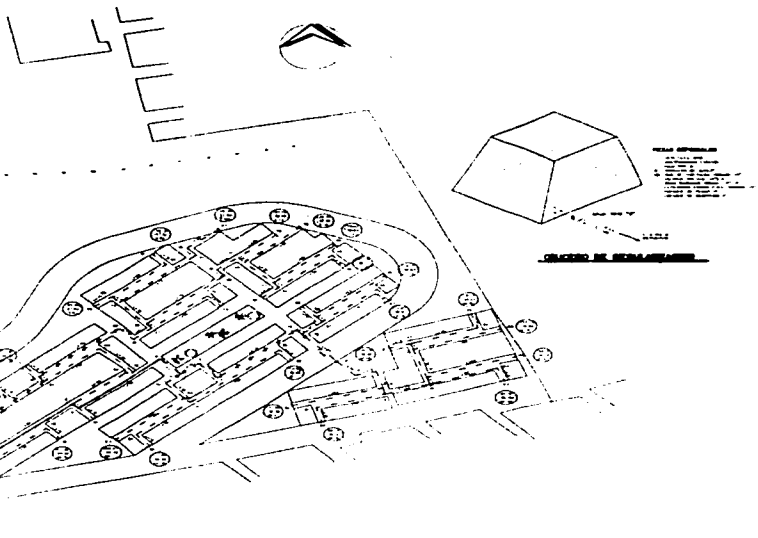
RESUMEN DE DATOS

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	26	27	28	29	30
31	32	33	34	35	36	37	38	39	40
41	42	43	44	45	46	47	48	49	50
51	52	53	54	55	56	57	58	59	60
61	62	63	64	65	66	67	68	69	70
71	72	73	74	75	76	77	78	79	80
81	82	83	84	85	86	87	88	89	90
91	92	93	94	95	96	97	98	99	100

RESUMEN DE DATOS

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	26	27	28	29	30
31	32	33	34	35	36	37	38	39	40
41	42	43	44	45	46	47	48	49	50
51	52	53	54	55	56	57	58	59	60
61	62	63	64	65	66	67	68	69	70
71	72	73	74	75	76	77	78	79	80
81	82	83	84	85	86	87	88	89	90
91	92	93	94	95	96	97	98	99	100

NO.	DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	VALOR UNITARIO	VALOR TOTAL
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
26
27
28
29
30
31
32
33
34
35
36
37
38
39
40
41
42
43
44
45
46
47
48
49
50
51
52
53
54
55
56
57
58
59
60
61
62
63
64
65
66
67
68
69
70
71
72
73
74
75
76
77
78
79
80
81
82
83
84
85
86
87
88
89
90
91
92
93
94
95
96
97
98
99
100



CONDICIONES DE ENTREGA

FORMA DE PAGOS

NO.	DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	VALOR UNITARIO	VALOR TOTAL
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
26
27
28
29
30
31
32
33
34
35
36
37
38
39
40
41
42
43
44
45
46
47
48
49
50
51
52
53
54
55
56
57
58
59
60
61
62
63
64
65
66
67
68
69
70
71
72
73
74
75
76
77
78
79
80
81
82
83
84
85
86
87
88
89
90
91
92
93
94
95
96
97
98
99
100

LEGENDA

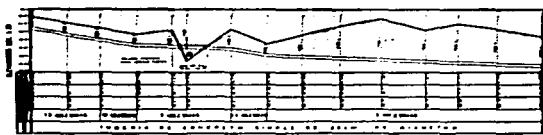
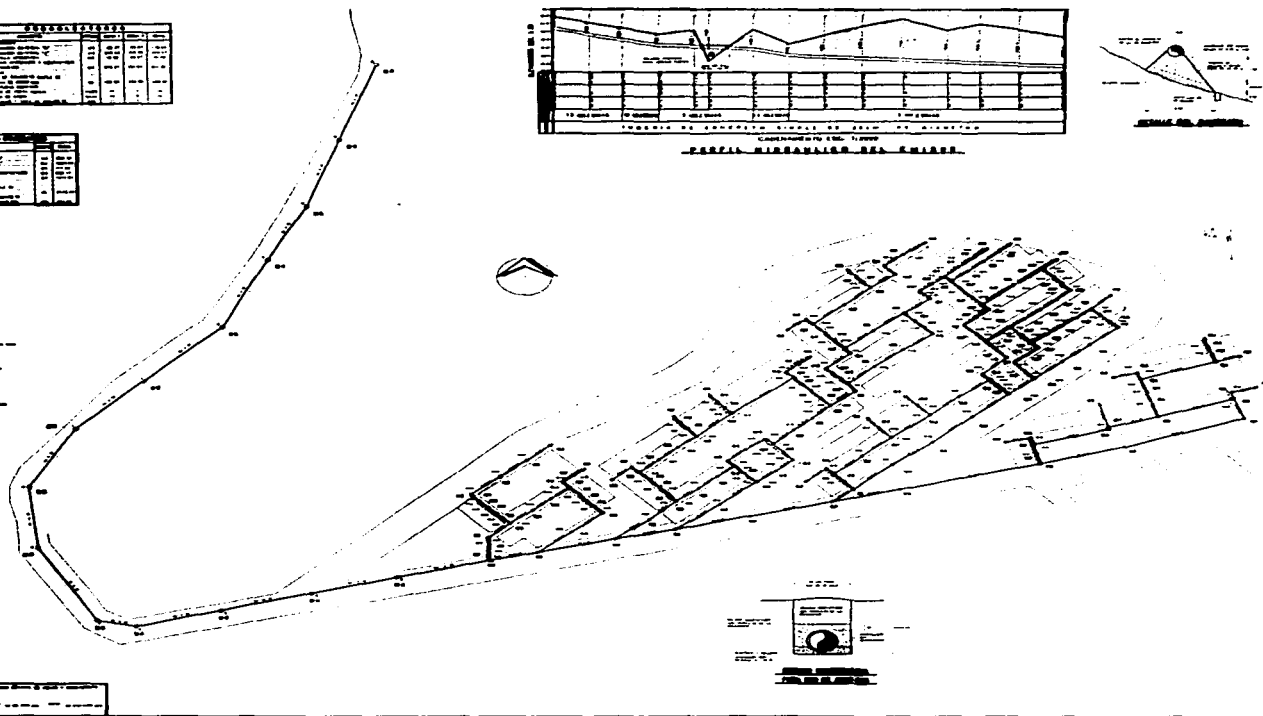
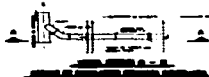
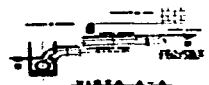
NO.	DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	VALOR UNITARIO	VALOR TOTAL
1
2
3
4
5
6
7
8
9
10
11
12
13
14
15
16
17
18
19
20</			

ESTADO DE AVANCE			
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	26	27	28
29	30	31	32
33	34	35	36
37	38	39	40
41	42	43	44
45	46	47	48
49	50	51	52
53	54	55	56
57	58	59	60
61	62	63	64
65	66	67	68
69	70	71	72
73	74	75	76
77	78	79	80
81	82	83	84
85	86	87	88
89	90	91	92
93	94	95	96
97	98	99	100

RESUMEN DE OBRAS			
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	26	27	28
29	30	31	32
33	34	35	36
37	38	39	40
41	42	43	44
45	46	47	48
49	50	51	52
53	54	55	56
57	58	59	60
61	62	63	64
65	66	67	68
69	70	71	72
73	74	75	76
77	78	79	80
81	82	83	84
85	86	87	88
89	90	91	92
93	94	95	96
97	98	99	100

ESTADO DE OBRAS			
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	26	27	28
29	30	31	32
33	34	35	36
37	38	39	40
41	42	43	44
45	46	47	48
49	50	51	52
53	54	55	56
57	58	59	60
61	62	63	64
65	66	67	68
69	70	71	72
73	74	75	76
77	78	79	80
81	82	83	84
85	86	87	88
89	90	91	92
93	94	95	96
97	98	99	100

ESTADO DE OBRAS			
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	26	27	28
29	30	31	32
33	34	35	36
37	38	39	40
41	42	43	44
45	46	47	48
49	50	51	52
53	54	55	56
57	58	59	60
61	62	63	64
65	66	67	68
69	70	71	72
73	74	75	76
77	78	79	80
81	82	83	84
85	86	87	88
89	90	91	92
93	94	95	96
97	98	99	100



ESTADO DE OBRAS	
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	26
27	28
29	30
31	32
33	34
35	36
37	38
39	40
41	42
43	44
45	46
47	48
49	50
51	52
53	54
55	56
57	58
59	60
61	62
63	64
65	66
67	68
69	70
71	72
73	74
75	76
77	78
79	80
81	82
83	84
85	86
87	88
89	90
91	92
93	94
95	96
97	98
99	100

ESTADO DE AVANCE	
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	26
27	28
29	30
31	32
33	34
35	36
37	38
39	40
41	42
43	44
45	46
47	48
49	50
51	52
53	54
55	56
57	58
59	60
61	62
63	64
65	66
67	68
69	70
71	72
73	74
75	76
77	78
79	80
81	82
83	84
85	86
87	88
89	90
91	92
93	94
95	96
97	98
99	100

ESTADO DE OBRAS

ESTADO DE AVANCE

ESTADO DE OBRAS

ESTADO DE AVANCE

ESTADO DE OBRAS

ESTADO DE AVANCE

ESTADO DE OBRAS

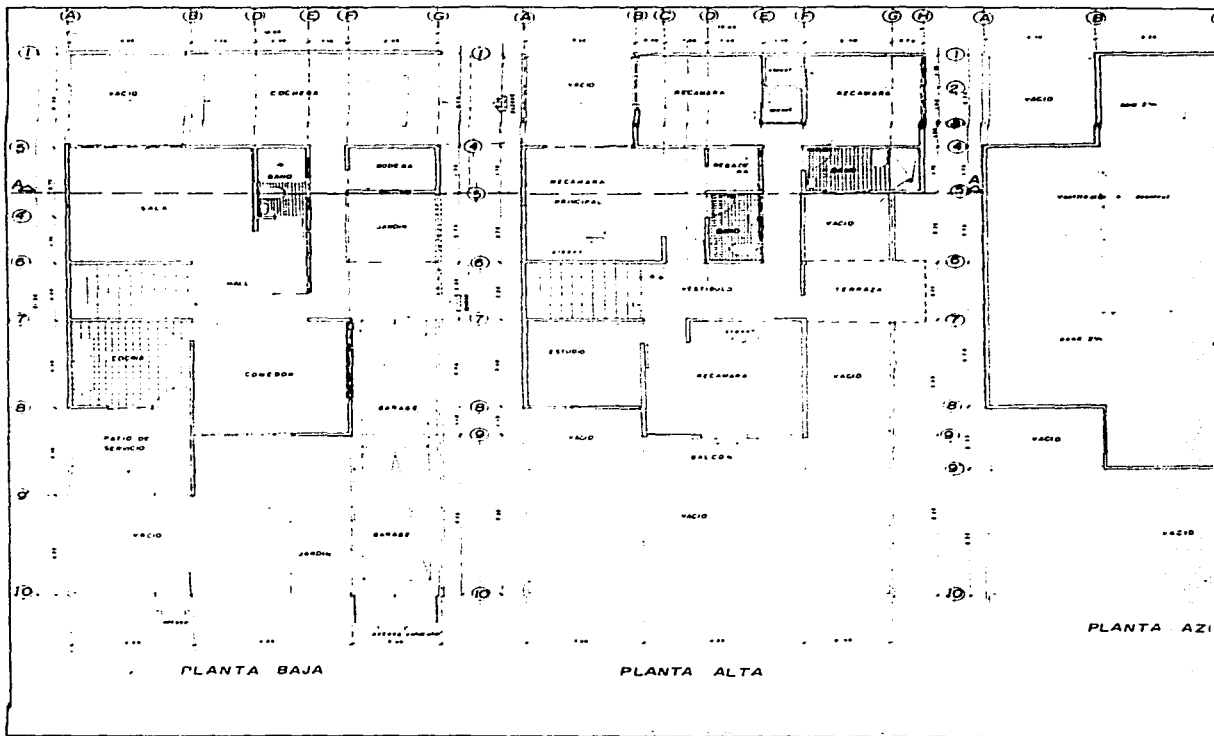
ESTADO DE AVANCE

ESTADO DE OBRAS

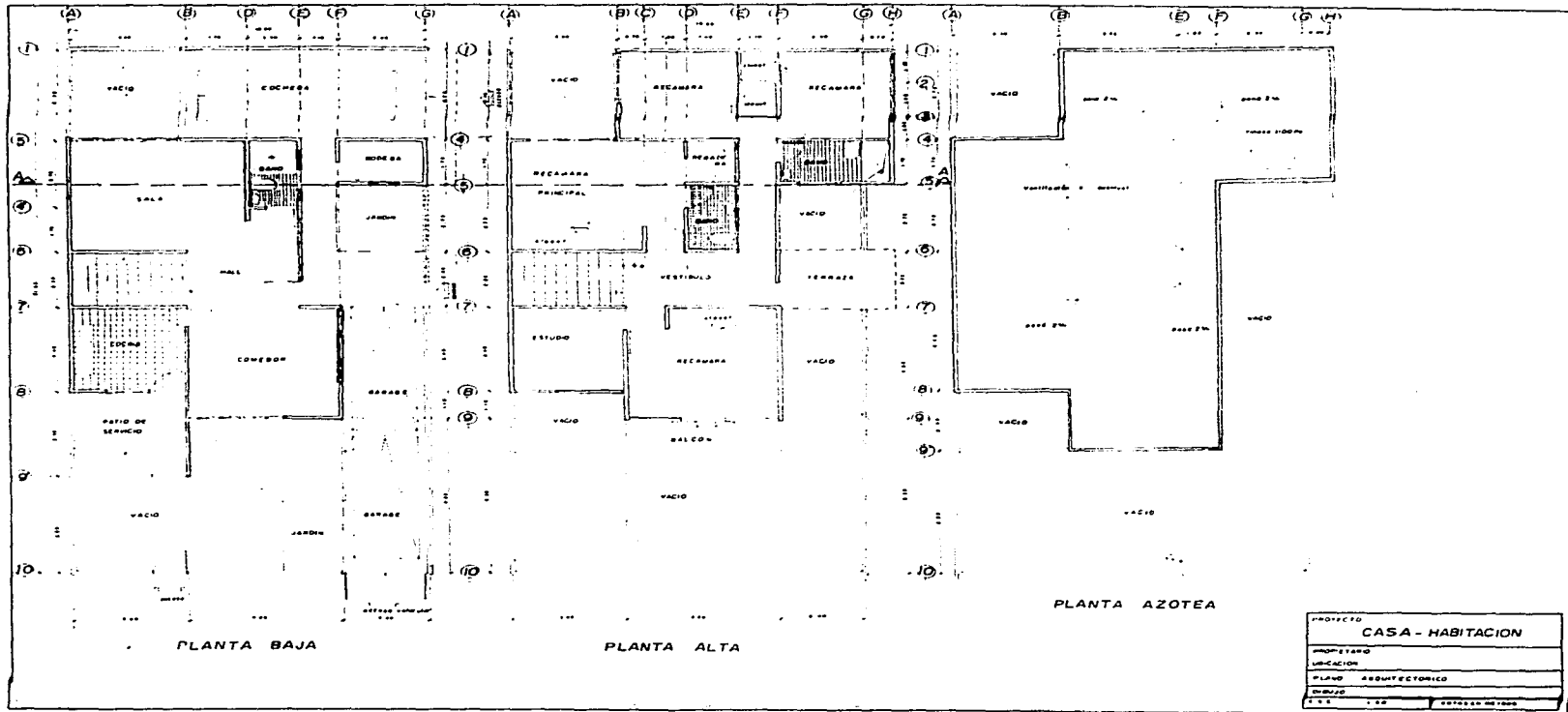
ESTADO DE AVANCE

ESTADO DE OBRAS

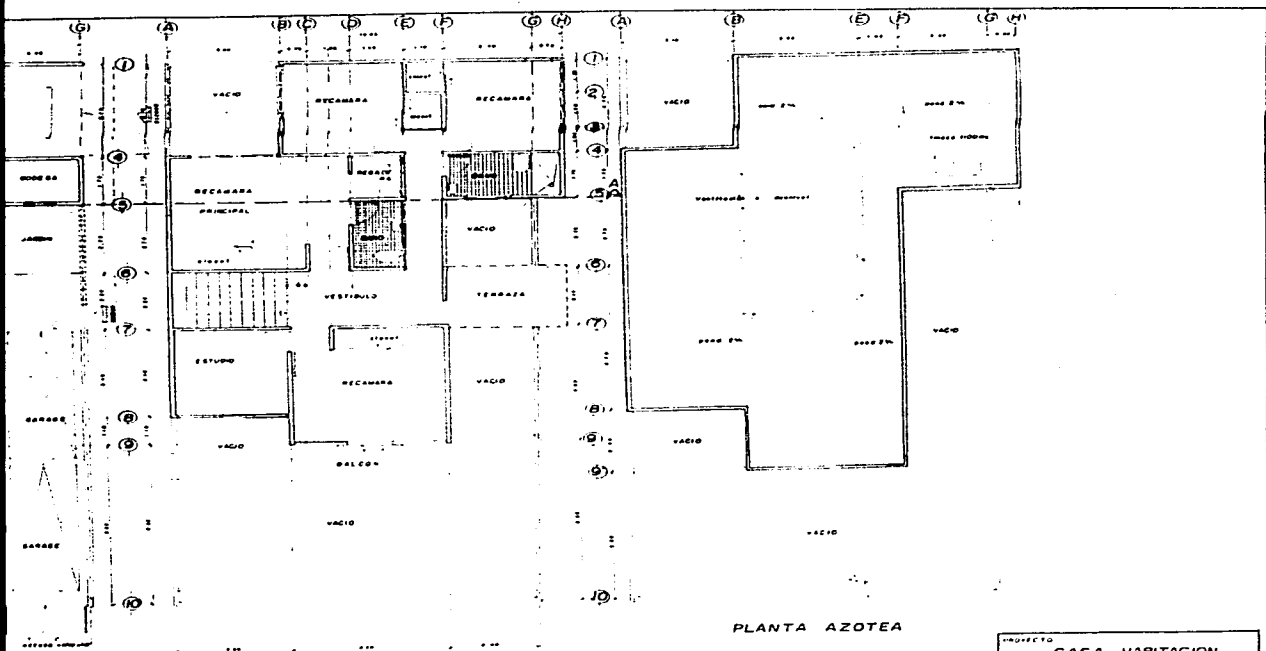
ESTADO DE AVANCE



PLANTA AZI



PROYECTO	CASA - HABITACION
PROPIETARIO	
UBICACION	
PLANO	ARQUITECTONICO
ESCALA	1:50
ESTRUC. DE 1980	

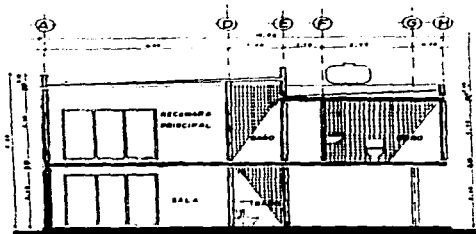


PLANTA ALTA

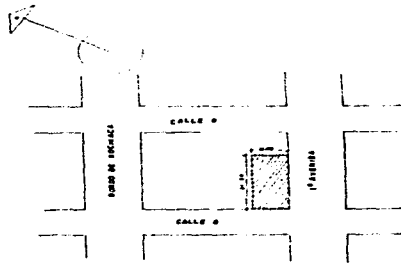
PLANTA AZOTEA

PROYECTO	CASA - HABITACION
PROYECTADO	
UBICACION	
PLANO ARQUITECTONICO	
SEÑAL	
ESCALA	ESTADOS UNIDOS

CORTE A-A

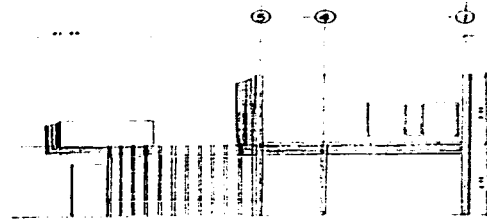
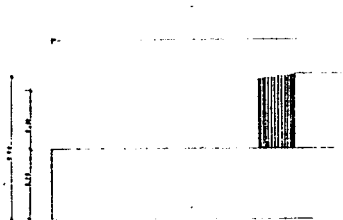
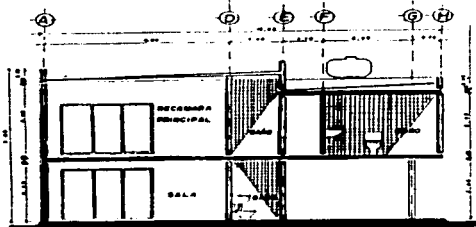


FACHADA

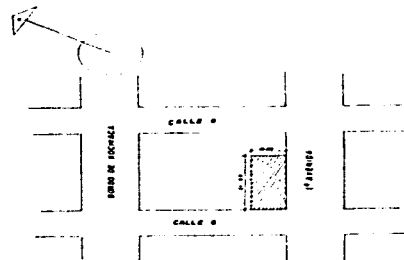


CROQUIS DE LOCALIZACION

CORTE A-A

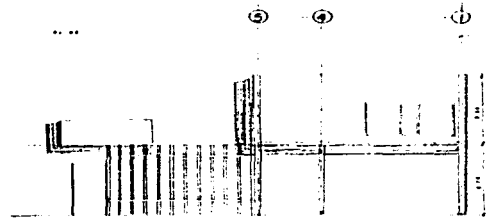
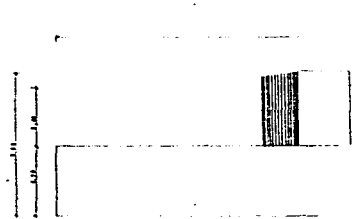
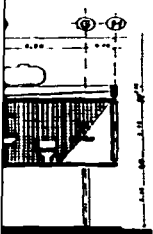


FACHADA

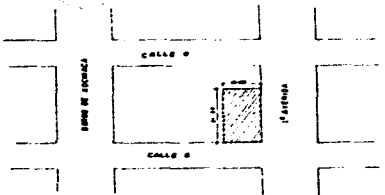
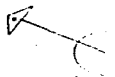


CROQUIS DE LOCALIZACION

PROYECTO	CASA - HABITACION
PROPIETARIO	
UBICACION	
PLANO, CORTE Y FACHADA	
CONJUNTO	
ESCALA	1:50
ESTADO EN EL TIEMPO	

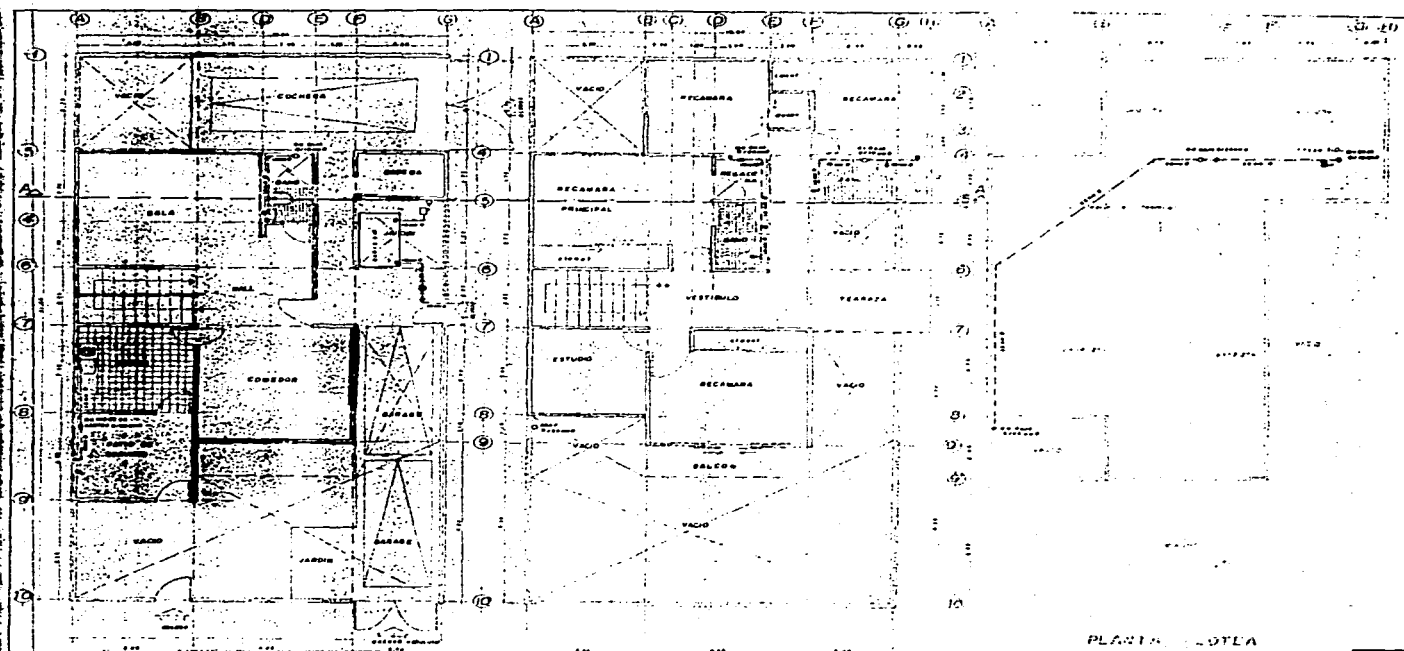


FACHADA



CROQUIS DE LOCALIZACION

PROYECTO	CASA - HABITACION	
PROPIETARIO		
UBICACION		
PLANO CORTE Y FACHADA		
DISEÑADO		
FECHA	1 00	ENTRADA EN TIPO



PLANTA BAJA

PLANTA ALTA

PLANTA LOTE A

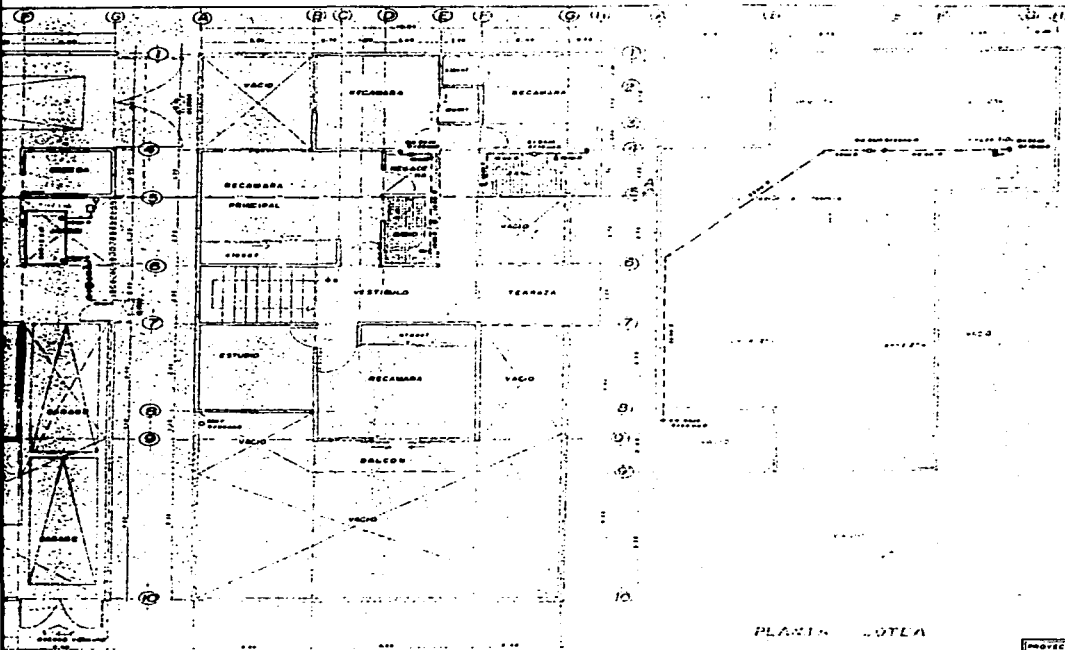
SIMBOLOGIA

- CODO DE 90° HACIA ABAJO
- FUERZA LINEA
- ⊙ REDONDO
- ⊕ RECTANGULO DE COMPUESTA
- ⊖ CUADRO DE BARRA DE COMPUESTA
- CODO DE 90° HACIA ARRIBA
- ⊕ TEE CON SALIDA HACIA ARRIBA
- ⊖ TEE CON SALIDA HACIA ABAJO
- ⊕ CODO DE 90°
- ⊖ CODO DE 90°
- T TEE

DATOS DE PROYECTO

- # DE HABITANTES 5
- NOTACION 1:50 LA/IND/200
- CONSUMO 100 LITROS/DIA
- CAP. CISTERNA 2.50 T
- CAP. TIBICO 100 LITROS

PROYECTO:	CASA - HABITACION
PAIS/CIUDAD:	
PLANO/INSTALACION:	HIDRÁULICA
ESCALA:	
FECHA:	



PLANTA ALTA

PLANTA BAJA

- SIMBOLOGIA**
- (—) CODO DE 90° HACIA ABAJO
 - ⊕ FUERZA UNIDA
 - ⊖ BOMBEO
 - ⊕ VALVULA DE CERRAMIENTO
 - ⊕ LLAVE DE MANO QUE MANEJA CODO DE 90° HACIA ABAJO
 - ⊕ TEE CON SALIDA HACIA ABAJO
 - ⊕ TEE CON SALIDA HACIA ARRIBA
 - ⊕ CODO DE 45°
 - ⊕ TEE

DATOS DE PROYECTO

Nº DE HABITANTES 2

DOTACION 100 Lit/Hab/Día

CONSUMO 200 Lit/Hab/Día

CAPACIDAD 2.50'

CAPACIDAD 1000 Lit

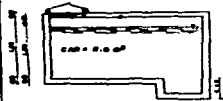
PROYECTO:	CASA - HABITACION
PROPIETARIO:	
UBICACION:	
PLANO: INSTALACION HIDRAULICA	
ESCALA:	
FECHA:	



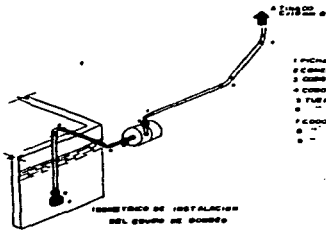
PLANTA DE SUELO



CORTE B-B



CORTE A-A

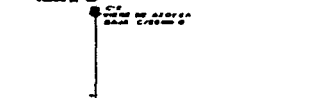


ISOMETRICO DE INSTALACION DEL CUANTO DE SUELO

- 1 FICHAJERIA
- 2 CONECTOR DE CABLE CURVA
- 3 CODO DE 90°
- 4 CODO DE 45°
- 5 TUBERIA UNION
- 6 FLEDO DE 90°
- 7 " "
- 8 " "



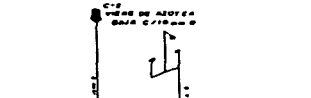
ISOMETRICO DE INSTALACION HIDRAULICA VIVANDERO



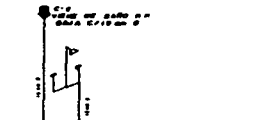
ISOMETRICO DE BAÑO DE RECAMARA PRINCIPAL



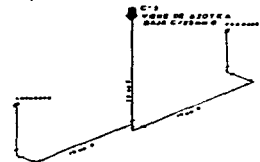
ISOMETRICO DE BAÑO DE RECAMARA PRINCIPAL



ISOMETRICO DE BAÑO PLANTA ALTA



ISOMETRICO DE BAÑO PLANTA BAJA



ISOMETRICO DE COCINA Y LAVADERO

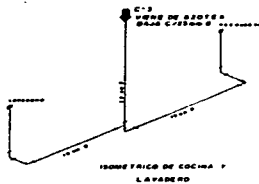
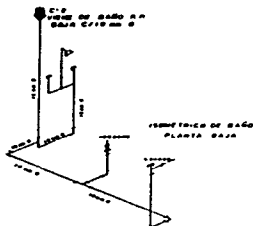
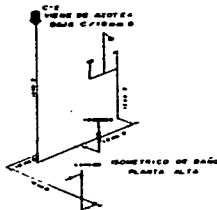
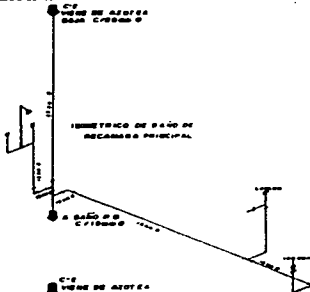
- SIMBOLOGIA**
- D-D VALVULA DE CERRAMIENTA
 - L CODO DE 90°
 - C CODO DE 45°
 - T TUBERIA
 - T TUBERIA

PROYECTO	CASA - HABITACION
TIPO DE PLANO	INSTALACION
PLANO	ISOMETRICO DE INSTALACION HIDRAULICA
ESCALA	1:50
FECHA	1950



ALIMENTA A
C-1 C-2
C-3 C-4

LLAVE DE MANE
EVALVULA DE RESERVA
S-2
C-2



SIMBOLOGIA

D-1 VALVULA DE CIERRE

L-1 CODO DE 90°

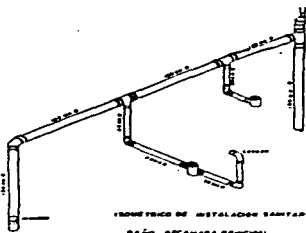
C-1 CODO DE 45°

S-1 TEE

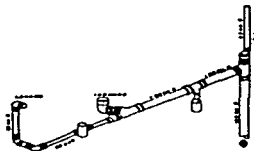
T-1 LLAVE

CONEXIONES
CONEXION DE COCINA QUEBRADA
CODO DE 90°
CODO DE 45°
VALVULA DE CIERRE
CODO DE 90°
CODO DE 45°
T-1 TEE
T-2 TEE

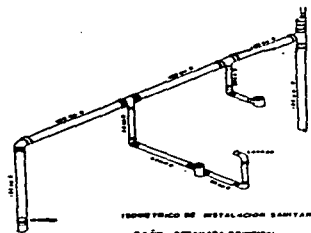
PROYECTO	CASA - HABITACION
PROYECTISTA	
APLICACION	
PLANO ISOMETRICO DE INSTALACION MERMALICA	
ESCALA	1:50
FECHA DE ENTREGA	



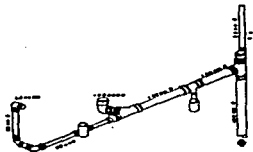
ISOMETRICO DE INSTALACION SANITARIA
BAÑO RECAMARA PRINCIPAL



ISOMETRICO DE INSTALACION SANITARIA
BAÑO PLANTA 0200



ISOMETRICO DE INSTALACION SANITARIA
BAÑO SECADORA PRINCIPAL

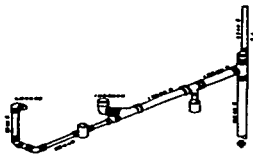


ISOMETRICO DE INSTALACION SANITARIA
BAÑO PLANTA 2da

PROYECTO	CASA - HABITACION
PROPIETARIO	
DESCRIPCION	
PLANO ISOMETRICO DE INSTALACION SANITARIA	
ESCALA	1:50
FECHA DE ELABORACION	



SANTARIA



GEOMETRICO DE INSTALACION SANITARIA
BAÑO PLANTA 02.00

PROYECTO	CASA - HABITACION
PROPIETARIO	
UBICACION	
PLANO GEOMETRICO DE INSTALACION SANITARIA	
ESCALA	1:50
FECHA	08/05/2010

CAPITULO V

V.1 RECOMENDACIONES Y CONCLUSIONES.

RECOMENDACIONES.

Con el presente trabajo no se pretende que el lector al hacer uso de la información que contiene pueda llegar a resolver cualquier problema que se presente en el diseño redes hidráulicas. Si no por el contrario el fin de este trabajo es por dar las bases para el diseño de redes hidráulicas, sin tratar de cubrir todos los problemas que se pueden presentar en la práctica profesional.

Un punto que resulta muy importante es el hecho de que este trabajo se realizó con la idea de que sirva como apoyo para las personas que ya han tenido algún contacto con el estudio de redes hidráulicas, así como para personas que comienzan a introducirse en el análisis de estas.

Cabe señalar que la finalidad de este trabajo es la dar un panorama amplio de cómo es el funcionamiento de las redes hidráulicas, pero sin olvidar que para su realización se debe hacer uso de las Normas de Proyecto que normarán la utilización del tipo de material, accesorios y demás todo como deberá presentarse la información para fines de proyecto.

CONCLUSIONES.

Con la información recopilada se pretende apoyar de una manera técnica, a la solución de problemas para el análisis de una red hidráulica.

Cabe señalar que las redes hidráulicas, constituyen parte muy importante para el desarrollo de las poblaciones, ya que a medida que una población va creciendo, sus sistemas hidráulicos deberán ser mejores para poder brindar un servicio eficiente a los usuarios.

Es importante mencionar que cuando una población, carece de una infraestructura hidráulica, las condiciones en las que se desarrolla son precarias normalmente con un alto riesgo de enfermedades.

Otro punto que resulta importante destacar es que aún en las grandes ciudades no se cuenta con sistemas hidráulicos adecuados y esto es debido principalmente a que no fueron proyectados desde una etapa inicial, para que tuvieran la capacidad de ir creciendo conforme la población lo demandaba, lo que trae como consecuencia problemas de abastecimiento de agua potable, así como falta de sistemas de alcantarillado. Esto se puede ver sobre todo en las zonas conurbadas de las ciudades ya que son los lugares que se han ido poblando debido al crecimiento de la población.

Concluyendo se puede decir que un sistema hidráulico es muy importante para el buen desarrollo de una población. El objetivo primordial de este trabajo es el de poder proporcionar a los técnicos una manera más práctica de consulta para el diseño de una red hidráulica.

Como se puede apreciar el trabajo abarca los temas del funcionamiento hidráulico de la red, así como los métodos de cálculo que se tienen para los diferentes sistemas.

Uno de los temas importantes, es el tipo de material que se utilizará para la tubería de acuerdo a las condiciones que se tengan, además de los accesorios que se deberán utilizar para que la red trabaje de una manera satisfactoria.

Por otro lado se proporciona la información necesaria para poder realizar los planos de acuerdo a cada tipo de red.

BIBLIOGRAFIA.

1. ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE Y DISPOSICION Y ELIMINACION DE DECRETAS.
PEDRO LOPEZ ALGRIA
I. P. N. 1985.
2. ABASTECIMIENTO DE AGUA Y ALCANTARILLADO.
ERNESTO W. STEEL
EDIT. GUSTAVO GILI S.A. 1981.
3. ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE.
ENRIQUE CESAR VALDEZ
FACULTAD DE ING. UNAM. 1991.
4. ALCANTARILLADO.
JORGE LUIS LARA GONZALEZ
FACULTAD DE ING. UNAM. 1991.
5. DATOS PRACTICOS DE INSTALACIONES HIDRAULICAS Y SANITARIAS.
ING. BEZERRIL J. DIEGO GONZALEZ
ESIME-I. P. N. 1987.
6. FUNDAMENTOS DE HIDRAULICA GENERAL.
PASCHOAL SILVESTRE
EDIT. LIMUSA, 1993
7. HIDRAULICA.
H. W. KING CH. O. WILLER
EDIT. TRIGLAS. 1982.
8. HIDRAULICA DE LOS CANALES ABIERTOS.
VEN TE CHOW
EDIT. DIANA. 1985.

9. HIDRAULICA DEL ALCANTARILLADO.
ANSELMO GUZMAN MARDUEN
ESCUELA NACIONAL DE INGENIERIA. 1956.
10. HIDRAULICA GENERAL.
GILBERTO SOTERO AVILA
EDIT. LIMUSA.
11. INSTALACION EN LOS EDIFICIOS.
CHARLES MERRY GAY
EDIT. GUSTAVO GILI. 1974.
12. LEY DE AGUAS NACIONALES Y SU REGLAMENTO.
. COMISION NACIONAL DEL AGUA. 1994.
13. LINEAMIENTOS Y RECOMENDACIONES PARA LA REVISION Y SUPERVISION
OBRA DE PROYECTOS PARA ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE Y DE
DRENAJE EN EDIFICACIONES DEL D.F.
DCCOH. (SUBDIRECCION DE HIDRAULICA).
14. MANUAL DE NORMAS DE PROYECTO PARA OBRAS DE ABASTECIMIENTO
DE AGUA POTABLE EN LOCALIDADES URBANAS DE LA P.M.
FACULTAD DE ING. UNAM. 1979.
15. MANUAL DE HIDRAULICA.
ING. SERGIO ZEPEDA
EDIT. DIANA.
16. MECANICA DE FLUIDOS.
BERNARD STANFORD M.
EDIT. CONTINENTAL. 1986.
17. NORMAS DE PROYECTO PARA OBRAS DE ALCANTARILLADO SANITARIO EN
LOCALIDADES DE LA R.M.
FACULTAD DE ING. UNAM. 1993.

18. PROYECTO DE SISTEMAS DE ALCANTARILLADO.
ARACELI SANCHEZ SEGURA
I. P. N. 1995.
19. REGLAMENTO DE CONSTRUCCION DEL D.F.
EDIT. LIMUSA. 1987.
20. VALVULAS (SELECCION, USO Y MANTENIMIENTO).
RICHARD W. GREENE.
EDIT. MC GRAW-HILL. 1993.
21. MANUAL HELVEX PARA INSTALACIONES.
ING. SERGIO ZEPEDA C.1977.