

25<sup>a</sup>  
136



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO

FACULTAD DE INGENIERÍA

ANÁLISIS COMPARATIVO DE REDES DE  
DISTRIBUCIÓN DE AGUA POTABLE

T E S I S

Que para obtener el título de:

INGENIERO CIVIL

P r e s e n t a :

Rafael Morgan Vázquez

México, D. F.

1992



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.

# TESIS CON FALLA DE ORIGEN



Universidad Nacional  
de Ingeniería

FACULTAD DE INGENIERIA  
DIRECCION  
60-1-326.

Señor RAFAEL MORGAN VAZQUEZ,  
P r e s e n t e .

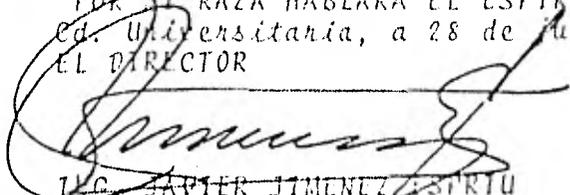
En atención a su solicitud, me es grato hacer de su conocimiento el tema que aprobado por esta Dirección, propuso el Profr. Ing. ERNESTO MURGUIA VACA, para que lo desarrolle como tesis para su Examen Profesional de la carrera de Ingeniero CIVIL.

"ANALISIS COMPARATIVO DE REDES DE -  
DISTRIBUCION DE AGUA POTABLE"

- I. Introducción
- II. Descripción del Proyecto
- III. Diferentes redes de distribución
- IV. Tuberías secundarias
- V. Comentarios, conclusiones y recomendaciones.

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

A t e n t a m e n t e ,  
"POR LA RAZA HABLARA EL ESPIRITU"  
Ed. Universitaria, a 28 de Junio de 1982.  
EL DIRECTOR

  
ING. SAUL JIMENEZ ESPINOSA

JJE/OB/LH/ycht.

## INDICE

	PAGINA
ANALISIS COMPARATIVO DE REDES DE DISTRIBUCION DE AGUA POTABLE	
I.-	INTRODUCCION 1
II.-	DESCRIPCION DEL PROYECTO 4
II.-1	CALCULOS PRELIMINARES 5
II.-2	PARTES CONSTITUTIVAS DE UN SISTEMA DE - ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE 7
III.-	DIFERENTES REDES DE DISTRIBUCION 13
III.-1	GENERALIDADES 13
III.-2	REQUERIMIENTOS DE PROYECTO 20
III.-3	PLANTEAMIENTO DE ALTERNATIVAS 22
III.-4	METODOS DE CALCULO HIDRAULICO 29
III.-5	DETALLES DE PROYECTO 40
IV.-	TUBERIAS SECUNDARIAS 47
IV.-1	MODELO MONOPLANAR 48
IV.-2	MODELO BIPLANAR 62
IV.-3	ANALISIS COMPARATIVO DEL SISTEMA MONOPLA- NAR Y BIPLANAR 90
IV.-4	FUNCIONAMIENTO HIDRAULICO 90
IV.-5	FACTOR ECONOMICO 101
IV.-6	OPERACION 119
V.-	COMENTARIOS, CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES 124

ANALISIS COMPARATIVO DE REDES DE DISTRIBUCION  
DE AGUA POTABLE

## I.- INTRODUCCION

El agua considerada segundo\* elemento indispensable para la vida en general, cubre casi cuatro quintas partes de la superficie terrestre; sin embargo, escasamente un 10% del volumen total es dulce.

En el organismo del hombre representa un 70% de su peso, - - - - -  
teniendo trastornos que pueden ir de ligeros a muy graves -  
cuando esa proporción disminuye hasta un 10% y a disminucio -  
nes mayores el hombre muere.

Por otra parte el hombre no solamente requiere de agua para -  
su existencia sino para diferentes usos que se derivan direc -  
tamente de sus actividades diarias, de carácter comercial, in -  
dustrial, limpieza del medio, higiene personal, así como para  
garantizar su vida y sus propiedades contra incendios.

En estas condiciones surge entonces la necesidad de tener que  
proyectar y construir las obras que se requieren para el abas -  
tecimiento. Sin embargo, es conveniente agregar que no sola -  
mente se deben establecer las instalaciones para suministrar -  
el agua en cantidades suficientes ya que en este caso no se  
les podría llamar obras de ingeniería sanitaria, sino simple -  
mente obras hidráulicas; es necesario entonces conocer las --  
características físico-químicas y bacteriológicas del agua -  
que se pretende usar para el suministro y en su caso proponer  
y ejecutar los tratamientos necesarios que la garanticen como  
potable y pueda ser ingerida sin riesgo alguno.

En todos los tiempos, las grandes ciudades han debido preocu -  
parse de su suministro de agua. Existen registros históricos  
acerca del uso de pozos para el abastecimiento de agua pota -  
ble , antes de Cristo, por tanto resulta lógico pensar que el  
medio para obtener agua potable más económica y segura es a -  
través de pozos.

En algunas ciudades como la antigua Atenas, Roma y en ciuda--  
des provinciales Romanas estaban dotadas de acueductos para--

\*El primero de los elementos indispensables para la vida es -  
el aire del cual a través de la función biológica respiratoria,  
los alveólos pulmonares toman el oxígeno. El tercer elemento -  
vital está constituido por los alimentos.

suministro de agua potable de fuentes lejanas aunque este suministro era unicamente para los ciudadanos más ricos; sin embargo, las ciudades medievales eran más pequeñas que las de antes y por tal motivo, se quedaron en desuso dichos acueductos.

En tiempos antiguos no existían tuberías que pudieran resistir presiones moderadas porque se usaban tuberías de arcilla, plomo y madera vaciada de pequeño tamaño pero aún con éstas, como con sus acueductos y túneles de mampostería, seguían la línea de pendiente hidráulicas y raramente dispuso sus conducciones bajo presión. Fue a mediados del siglo XVIII que se empezó a usar tubería de hierro fundido, sin embargo, en los Estados Unidos se continuó instalando maderas vaciadas para conducción de agua hasta 1800. La duración del hierro fundido y su inmunidad contra roturas y escapes hicieron pronto su uso casi universal, aunque el acero y otros materiales fueron también empleados. Con este avance junto con el desarrollo de los métodos de elevación del agua, hicieron economicamente posible - incluso para los pueblos más pequeños la canalización de suministros de agua y su entrega en la casa de los ciudadanos.

Los aspectos económicos de instalaciones de suministro de agua y del saneamiento de poblaciones tiene tan solo una importancia secundaria si se comparan con sus efectos sobre la salud pública y el bienestar material de las comunidades a que sirven. Evidentemente si dichas instalaciones no se establecen sobre bases económicas adecuadas ó no se administran debidamente, no solamente darán origen a gastos excesivos para el servicio que rinden sino que protegerán inadecuadamente la vida, propiedad y comodidad de los ciudadanos.

El costo de una red de suministro de agua dependerá del lugar en que se instale, del tipo de la red y del nivel de precios - en el momento en que se construyan.

La distribución de los costos en gran promedio recopilados por el "Engineering News Record" es la siguiente:

	%
Captación	8.3
Estaciones elevadoras	17.1
Depósitos	5.6

	%
Red de distribución	53.0
Instalación de filtros	11.8
Bienes Inmuebles	4.2
Suma	100.0

Estas cifras suponen incluidos los gastos de ingeniería, el financiamiento y los cargos legales todo lo cual representa un 10% del costo total.

Se observa que el costo de la red de distribución es mayor que la mitad del costo total, por tanto será una buena razón para la justificación de los estudios e investigaciones que se hagan en cuanto a las redes de distribución de agua potable.

En virtud del alto costo de la construcción y operación de las redes de tubería de distribución del Sistema de Agua Potable, ha surgido la necesidad de economizar estas obras, especialmente en las poblaciones rurales de escasos recursos económicos, lo cual ha contribuido a que las Dependencias del Gobierno Federal encargadas de realizar dichas obras adoptaran el Sistema Biplanar y el Mixto para las redes de distribución.

Conforme a la información recabada en los archivos de la D.G. de Sistemas de Agua Potable y Alcantarillado en Centros Rurales de la Secretaría de Asentamientos Humanos y Obras Públicas se comprobó que existe una cantidad considerable de redes de distribución construidas con los sistemas antes mencionados.

El citado Sistema Biplanar se ha elegido en varias partes de la República Mexicana, particularmente en zonas económicamente pobres con población escasa y el trazo de las calles es de cuadrícula.

Para que los resultados del análisis fueran lo más óptimo posible, se muestrearon varias poblaciones del Estado de Tlaxcala cuya redes de distribución están construidas por el Sistema Biplanar; escogiendo la población "Colonia Ignacio Zaragoza" Municipio de Huamantla por presentar las características ideales y representativas para dicho análisis.

## II.- DESCRIPCION DEL PROYECTO

POBLACION: Col. Ignacio Zaragoza, Municipio de Huamantla, Tlaxcala.

Proyecto del Sistema de Agua Potable.

Generalidades.-

Antecedentes. - Esta población no contaba con servicio de agua potable en ninguna especie y se abastecía por medio de pipas del ejército que llevaba agua periódicamente.

Situación Política. - Tiene la categoría de colonia y tiene su cabecera municipal en Huamantla, Tlaxcala.

Situación Geográfica. - Esta colonia se localiza al oriente de la capital del estado siendo sus coordenadas geográficas las siguientes:

Latitud Norte 19°15'03"

Longitud Oeste del Meridiano 97°57'53" de Greenwich.

Climatología. - El clima de este lugar es frío en Invierno y templado en Verano. La época de lluvia comprende de mayo a septiembre.

Comunicaciones. - Se llega a este lugar por un camino pavimentado que partiendo de la Ciudad de Huamantla tiene una extensión de 3 Kms.

Aspecto de la localidad. - El trazo de las calles es de cuadrícula, la mayoría de las casas son de adobe y de un piso, sus calles de terracería compactada.

Fuente de vida. - La población en su totalidad vive de la agricultura.

Servicios Públicos. - Cuenta con escuela primaria, energía eléctrica y templo para culto religioso.

## II.-1 CALCULOS PRELIMINARES

Datos Básicos del Proyecto.- Los datos básicos para elaborar el proyecto de la red son:

- A).- POBLACION PROYECTO
- B).- DOTACION
- C).- GASTO DE DISEÑO

La población proyecto deberá fijarse de acuerdo al estudio de la población que se haya efectuado previamente por medio de la aplicación de los diversos métodos para la predicción de población en el período económico de proyecto, también previamente establecido en base al estudio de factibilidad financiera de la localidad.

La dotación deberá ser fijada en base al estudio específico que se realice en cada localidad o bien siguiendo los criterios normativos establecidos por diversas dependencias : (S.A.H.O.P., B.M.O.S.P.S.A., BANCO DE MEXICO, etc.).

Gasto de Diseño.- Todo abastecimiento de agua potable deberá ser diseñado para satisfacer las demandas máximas de la población, correspondiendo la dotación al consumo medio anual o (medio diario) por persona y por día; es decir que este valor es el promedio del consumo durante todos los días, teniendo en consecuencia días de mayor y días de menor consumo.

Para satisfacer las demandas en los días de mayor consumo hay que incrementar o afectar el consumo medio anual (gasto medio) de un coeficiente que cubra las alzas de consumo. Asimismo, el gasto calculado para el día de mayor demanda puede aumentar o disminuir en las diferentes horas que lo integran (24 hrs.)- para poder satisfacer los consumos en las horas de mayor requerimiento habrá que incrementar el valor del gasto máximo diario del coeficiente adecuado. Los coeficientes de variación diaria van generalmente de 20% al 50% con relación al gasto medio anual (1.2 a 1.5) usando con mayor frecuencia el primero.

La variación horaria oscila entre 50% y 100% con relación al gasto máximo diario ( 1.5 a 2.0 ), adaptándose también el valor más bajo casi en todos los casos.

En base a la población de proyecto y la dotación, el gasto de diseño deberá corresponder en cada caso al máximo de consumo que se pueda presentar en la localidad durante las 24 horas del día.

Gasto máximo horario.- A este gasto deberá adicionarse al correspondiente que se destine para el control de incendios.

Al respecto, es conveniente aclarar que el gasto para incendios se estima innecesario para pequeñas localidades y que en localidades medianas y grandes se debe estudiar y cuantificar así como justificar plenamente en cada caso.

El caudal para incendios puede darse siguiendo el criterio establecido por la D.G. de Sistemas de Agua Potable y Alcantarillado en Centros Urbanos de la S.A.H.O.P. Las presiones en los lugares de toma, no necesariamente deberán ser las requeridas en el lugar del siniestro, es preferible conseguir las por medio de equipo móvil contra incendio.

Cálculo de la población futura.- Debido a que no se cuenta con datos suficientes, salvo los del censo de 1970, se aplica el criterio de un aumento del 3% al 6% del crecimiento anual.

Por tanto para una población futura en 1985 obtenemos:

Población 1970 .....	1902 habitantes
Tasa de crecimiento...	4% anual
Número de años.....	15

Población futura (1985) = Población (1970) x tasa de crecimiento anual x número de años + población 1970.

Población futura (1985) =  $1902 \times 0.04 \times 15 + 1902 = 1141.20 + 1902$ .

Población futura (1985) = 3043.2 habitantes

∴ Población futura (1985)  $\approx$  3000 habitantes.

Dotación.- Se considera 150 lt./hab./día., según las normas de proyecto para obras de aprovisionamiento de agua potable en localidades urbanas de la República Mexicana de la SAHOP.

$$\text{Gasto medio anual (Qma)} = \frac{\text{Dot.} \times \text{Núm. de hab.}}{86400}$$

$$Qma = \frac{150 \times 3000}{86400} = 5.20 \text{ lps.}$$

$$\text{Gasto máximo diario (Qmd)} = (Qma) (\text{Coef. var. diario})$$

$$Qmd = (5.20) (1.2) = 6.24 \text{ lps.}$$

$$\text{Gasto máximo horario (Qmh)} = (Qmd) (\text{Coef. var. hor.})$$

$$Qmh = (6.24) (1.5) = 9.36 \text{ lps.}$$

$$\therefore Qmh = 9.36 \text{ lps.}$$

## II.2 PARTES CONSTITUTIVAS DE UN SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE.

En general un abastecimiento está constituido de las siguientes partes:

- a) Captación
- b) Conducción
- c) Regularización y/o almacenamiento
- d) Planta potabilizadora y/o estación de desinfección
- e) Estaciones de impulso (bombeo)
- f) Redes de distribución.

II.2.a Captación . Por medio de estas obras se capta o toma el agua de las diferentes fuentes de provisión (acuiferos) -- adoptando la forma que más convenga de acuerdo a la procedencia del agua.

La fuente de abastecimiento para la "Col. Ignacio Zaragoza", - es a través de aguas subterráneas las cuales son captadas por un pozo profundo; éste se localiza en la parte poniente de la población con la cota de 130.50 mts., y a una distancia aproximada de 266 mts. del tanque.

## CARACTERÍSTICAS DEL POZO.-

Profundidad total.....	200 mts.
Diámetro del ademe.....	305.00 mm.
Elevación del terreno.....	2101.92 m.
Elevación del nivel estático...	1953.32 m.
Elevación del nivel dinámico...	1939.92 m.
Abatimiento.....	13.40 m.
Gasto aforado.....	12.00 lps.
Gasto específico.....	0.896 lps/min.
Gasto de explotación.....	6.24 lps.
Elevación del nivel dinámico - teórico.....	1946.34 m.
Elevación del nivel dinámico - considerado.....	1943.42 m.

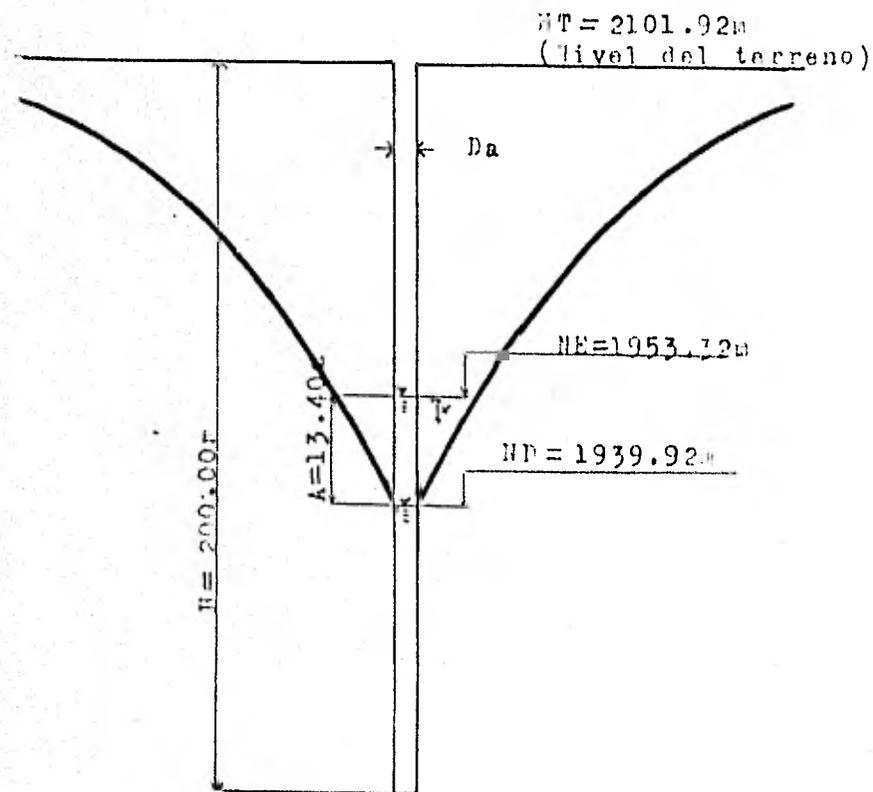
Fig. 1. en la pag. sig.

II.2.b Conducción .- Cuando la captación se ubica fuera de -- la localidad, se construye un acueducto, canal abierto o una-- conducción a base de tuberías para llevar el agua a depósito - o directamente a la red de distribución.

En este caso se construye un acueducto a base de tuberías de-- asbesto cemento Clase A-5 de 100 mm. (4") de  $\phi$  , teniendo una-- longitud aproximada de 266 mts.

II.2.c Regularización y/o almacenamiento.- Se llevan a cabo-- mediante depósitos que pueden adoptar variadas formas, materia-- les diversos en su construcción, tener diferentes posiciones - con relación a la superficie del terreno, así como con la red de distribución. Basicamente la regularización sirve para -- equilibrar los aportes constantes de la fuente de abastecimien-- to y las demandas variables en la zona de consumo. El almace-- namiento tiene que cubrir demandas fuertes en lapsos cortos de tiempo como en caso de incendio, falla de energía eléctrica y reserva para picos.

Para conseguir almacenar el agua a una cota elevada se cons-- truyen depósitos de tierra o de mampostería, situados en terre-- nos altos o tanques elevados o bien torres de alimentación.



$Q_a = \text{gasto aforado} = 12.00 \text{ l. p. s.}$

$D_a = \text{diámetro adorno} = 305.00\text{ mm.}$

$q_e = \text{gasto específico}$

$NE = \text{nivel estático}$

$ND = \text{nivel dinámico}$

$A = \text{abatimiento}$

$H = \text{profundidad del pozo}$

$$q_e = \frac{Q_a}{A} = \frac{12.00}{13.40} = 0.896 \frac{\text{l.p.s.}}{\text{m.}}$$

$\text{Gasto de explotación} = Q_e = 6.24 \text{ l.p. s.}$

$\text{Cálculo de la elevación del nivel dinámico teórico (NDt)}$

$$\frac{A}{Q_a} = \frac{x}{Q_e} \quad x = \frac{Q_e \cdot A}{Q_a}$$

$$x = \frac{(6.24) (13.40)}{12.00} = 6.968\text{ m}$$

$NDt = NE - x$

$NDt = 1953.32 - 6.968$

$\Rightarrow NDt = 1946.35\text{ m}$

Capacidad de Regularización.- No se conoce la ley de demandas por tanto se calculará la capacidad de la siguiente forma.

Para un tiempo de bombeo de 0 a 24 horas  
 Capacidad del tanque ( $M^3$ ) = C = 14.58 x QMD

$$C = 14.58 \times 6.24 = 90.97 M^3 \quad 100 M^3$$

$$\therefore C = 100 M^3$$

Notas: QMD. Gasto máximo diario en lps.

Los coeficientes fueron obtenidos en base a la tabla de demandas horarios del BNHJOPSA, actualmente Banco Nacional de Obras y Servicios Públicos, S.A.

Se propuso un tanque superficial de  $100 M^3$  de capacidad el cual se localiza en la cota 145.58 y a una distancia de 320 mts., -- del primer punto de la red.

II.2.d. Planta Potabilizadora y Estaciones de Cloración.- El agua no es algo que se puede usar solo una vez. ;Por miles de años la gente ha usado la misma agua que usamos actualmente -- todos los días !

Sistema de Autodepuración.- El calor del sol evapora el agua de la superficie de los océanos, lagos y otras masas de agua, así como también de las superficies húmedas. Cada día esta evaporación levanta a la atmósfera tremendas cantidades de vapor de -- agua. Aún si estas son aguas o superficies sucias o saladas, - el agua evaporizada es casi pura.

Con el tiempo, esta agua vuelve a la tierra en la forma de lluvia (o nieve). A la vez ayuda a purificar el aire al llevarse consigo polvo u otras sustancias. Cuando llega al suelo, da a la vegetación y otras superficies un enjuague limpiador. Parte -- del agua fluye a los ríos y parte de ella penetra en el suelo.

No obstante cuando uno saca agua subterránea de un pozo bueno, - ésta no está sucia. ;Se ha convertido en agua potable buena y - pura ! ¿Qué ha pasado para que esto sea así?

Cuando el agua penetra en la tierra, en primer lugar se le purifica mecánicamente puesto que el suelo sirve de filtro. Las partículas sólidas que estaban en el agua permanecen en el suelo a medida que el agua pasa por él.

Sin embargo, en el agua hay impurezas orgánicas y de otras clases que no son eliminadas por la acción filtrante del suelo. Pero también se han hecho arreglos para purificar el agua de estas impurezas.

Depuración Biológica.- La depuración biológica se encarga de las impurezas del agua que la filtración por el suelo no elimina. En este proceso, un sinnúmero de diferentes microorganismos presentes en el suelo se ponen a trabajar en las impurezas. A medida que el agua penetra lentamente en la tierra, bacterias y otros organismos utilizan las diferentes impurezas del agua como alimento. Su sistema digestivo descompone las impurezas y las convierte en materia nutritiva para la vegetación. A la vez que el agua está siendo purificada de este modo, absorbe del suelo diferentes minerales provechosos. Esos minerales también sirven para darle mejor sabor al agua potable. Esto explica porque en muchos lugares el agua subterránea es agua potable de buen sabor sin tener que someterla a más depuración.

Existe un proceso para la depuración del agua parecido a éste y diseño maravilloso que rige en los ríos, lagos y océanos. En el caso de estas aguas, la mayor porción de las impurezas sólidas se asientan en el fondo y el proceso biológico se encarga de las otras impurezas.

El Agua de lluvia acarrea grandes cantidades de sustancias nutritivas del suelo y las deposita en las masas de agua. Entre estas sustancias están varios compuestos de nitrógeno y fósforo, así como un sinnúmero de otras sustancias. Los microorganismos que están en los ríos, lagos y océanos actúan sobre estas sustancias y las descomponen, transformándolas en sustancias nutritivas que les sirven de alimento a las plantas acuáticas. Cuando las extensiones de agua reciben de modo adecuado estas sustancias nutritivas, se conserva el equilibrio y el agua permanece suficientemente pura.

Además, cuando las plantas acuáticas reciben la luz del sol producen oxígeno en el agua. Los microorganismos y los peces

Cuando se captan aguas de corrientes superficiales o contenidas en embalses naturales o artificiales, es común tener que practicar uno o varios procesos para eliminar materia orgánica, calor, olor, etc., que hacen inadecuada el agua para el consumo humano. También en algunos casos en la captación de aguas subterráneas es necesario eliminar mineralización exagerada y otros. En todos los casos es conveniente desinfectar el agua a base de agentes físicos (calor, rayos ultravioletas) oxidantes (permanganato de potasio, yodo) ó bien como venenos como el cloro que en sus diversas formas se emplea casi universalmente para eliminar las bacterias patógenas que pueden estar contenidas en el agua no detectadas en los análisis ordinarios, practicados a muestras de agua.

Para el poblado en cuestión, el agua es potabilizada mediante un proceso de cloración.

II.2.e Estaciones de Impulso.- Dependiendo de las condiciones topográficas será necesario establecer estaciones de bombeo que impulsan el agua de la captación a la conducción y depósitos reguladores de almacenamiento y red de distribución o bien dentro de ésta última a las partes altas que no pueden ser dominadas por el gradiente que se tenga de los tanques.

En el siguiente caso será necesario bombear el agua de la captación al tanque de almacenamiento.

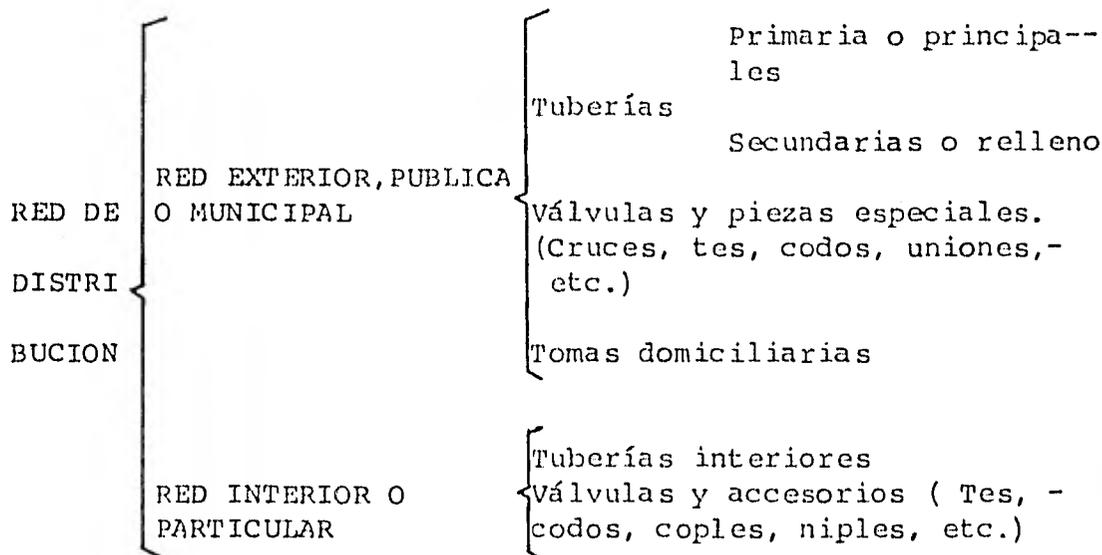
II.2.f Red de Distribución.- Es el conjunto de tuberías que proporcionan el agua al usuario, ya sea mediante hidrante de toma pública, unidad agua o en forma más completa a base de tomas domiciliarias. Las tuberías son de diferentes diámetros y van anterradas en la vía pública, colocadas por encima y lo más distante posible de la red de alcantarillados. El sistema por medio del cual trabajará la red será por gravedad. La red consta de un circuito principal con tuberías de 100 mm. (4")  $\varnothing$  y 75 mm. (3")  $\varnothing$  y tubería de relleno de 60 mm. (2 1/2")  $\varnothing$ . Las tuberías de relleno pasan a desnivel en los cruces de calles, formando un sistema biplanar. El número de tomas domiciliarias instaladas es de 360 piezas e igual cantidad de medidores.

### III.- DIFERENTES REDES DE DISTRIBUCION

#### III.1 GENERALIDADES.-

A).- Partes que la integran.- La red de distribución de agua potable, es el conjunto de tuberías que tienen como finalidad proporcionar agua al usuario, ya sea mediante hidrante de toma pública, unidad agua y en forma más completa, a base de toma domiciliaria. La distribución se inicia en el tanque de regularización y las tuberías que la integran son de diferentes diámetros, que van enterradas en la vía pública, es decir en terrenos propiedad del Municipio (nunca en terrenos de propiedad particular), a las que se conectan tuberías de - - pequeños diámetros para introducir el agua a los edificios.

En forma completa una red debe comprender las siguientes partes:



En ocasiones, dependiendo del tipo de toma domiciliaria que se adopte en el proyecto, es conveniente colocar tuberías - paralelas de diámetro menor a aquellas que resulten de gran diámetro en las líneas principales, conectando las tomas a las tuberías paralelas.

Fig. 2

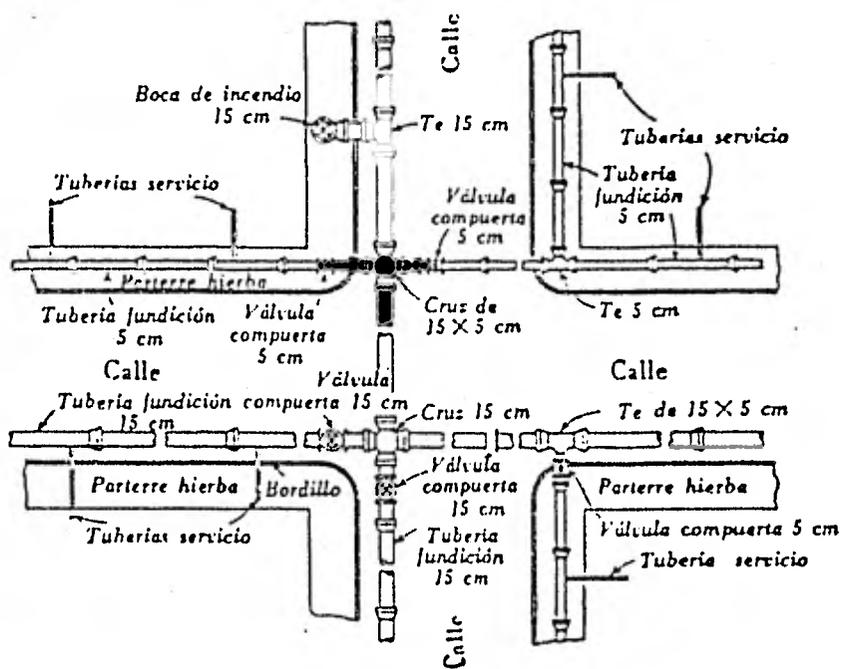


Diagrama de la red de dos canalizaciones (accesorios de campana).

Fig. # 2

B).- Requisitos que debe reunir.- Un abastecimiento tiene una serie de objetivos que se traducen en requisitos al proyectar y ejecutar obras correspondientes a las redes de distribución de agua potable siendo estos los siguientes:

a).- Proporcionar agua inocua y sana a todos los usuarios. Para esto es conveniente mantener una cantidad de cloro-residual en la toma más alejada que puede variar entre 0.1 y 0.5 p.p.m. (miligramos por litro) además de vigilar que las uniones de las tuberías y su liga con piezas especiales se mantenga hermética a través del tiempo.

b).- Suministrar agua en cantidad suficiente a todos los usuarios. Como ya se asentó anteriormente, la red debe ser proyectada para satisfacer las demandas máximas en las horas de mayor consumo .

Para poder cumplir este requisito se necesita cuantificar los consumos de carácter ordinario ( doméstico, comercial, industrial, pérdidas y desperdicios ) y los de carácter extraordinario (incendios, fallas de energía eléctrica, etc.) aplicables al número de habitantes proyecto que haya arrojado el estudio de predicción de la población.

c).- Presión requerida en todas las zonas por abastecer. En una red de distribución, se recomienda mantener las presiones en cualquier punto de ésta y deberán ser suficientes para proporcionar una cantidad de agua razonable en los pisos más altos de las casas, edificios y fábricas de altura media. La presión será proporcionada por la posición topográfica del tanque de regularización, por el bombeo, o por ambos, según el caso y deberá calcularse con relación al nivel de la calle en cada cruce de las tuberías primarias o principales, admitiéndose como mínima 15 m.c.a. ( $1.5 \text{ Kg/cm}^2$ ) de carga dinámica para los puntos más altos y cercanos al tanque y como máxima 50 m.c.a. ( $5.0 \text{ Kg/cm}^2$ ) de carga estática para los puntos más bajos y alejados del tanque. Para comunidades urbanas pequeñas se admite una presión de 10 m.c.a. (mínima) y para comunidades rurales es factible admitir la disminución de cargas hasta un límite mínimo de 8.0 m.c.a. . Cuando el servicio se extienda a zonas con predios dispersos en localidades pequeñas, se adoptarán presiones disponibles de  $1.0 \text{ Kg/cm}^2$  a  $0.5 \text{ Kg/cm}^2$  en los extremos de las líneas abiertas y si el abastecimiento

es proporcionado por medio de hidrantes de toma pública , las--  
presiones recomendables son de 0.25 Kg/cm<sup>2</sup> a 0.30 Kg/cm<sup>2</sup> - - -  
(2.5 a 3.0 m.c.a., respectivamente).

Resumiendo tenemos:

#### MEDIO URBANO

ZONAS	PRESION RECOMENDABLE (Kg/cm <sup>2</sup> )
Residencial de 2a.	1.0 a 1.5
Residencial de 1a.	1.5 a 2.5
Comercial	2.0 a 3.0
Industrial	2.5 a 4.0

#### MEDIO RURAL

Residencial	0.8 a 1.5
Comercial e Industrial	1.5 a 2.0

#### PEQUEÑAS COMUNIDADES

Predios dispersos	0.5 a 1.0
Hidrantes de toma pública	0.25 a 0.3

En todos los casos la presión de operación normal máxima admisi-  
ble no deberá sobrepasar de 4.5 kg/cm<sup>2</sup> y 5.0 kg/cm<sup>2</sup> para condi-  
ciones en que se presenta el plano de cargas estáticas en la -  
red.

Para redes que cuenten con hidrantes contra incendio, la presión  
mínima en cualquiera de ellos no será menor de 0.3 kg/cm<sup>2</sup>, cuan-  
do se está extrayendo agua, considerando que se tenga equipo --  
móvil contra incendio.

d).- Costo accesible a la economía de los usuarios.  
La red de distribución representa en la mayoría de los casos -  
un elevado porcentaje del costo total de las obras que integran  
el abastecimiento, por lo tanto, dependiendo de la acertada pla-  
neación que se haga durante el proyecto, de las tuberías prima-  
rias y secundarias, así como la determinación de diámetros y --  
elección de materiales para ellas y accesorios, al igual que --  
las presiones resultantes de operación normal, se tendrá como -

resultado un costo por metro cúbico de agua suministrado. Es deseable que los importes que tenga que pagar cada usuario sean suficientemente cómodos, de manera que no se lesione su economía. Un estudio cuidadoso de tarifas será el que dictamine el costo por m<sup>3</sup> de agua para los diferentes consumos en la localidad. Al respecto cabe agregar la conveniencia de establecer el servicio medido en todo abastecimiento con lo que el cobro de tarifas será más efectivo.

e).- Servicio continuo. Cuando un abastecimiento presenta interrupciones en el servicio, los consumos son mayores debido a los incrementos por efectos de desperdicio, por lo tanto es conveniente evitar las intermitencias que siempre van en contra de la buena distribución del agua en todos los sectores de la distribución.

c).- Tipos y formas de distribución.- Dependiendo de la topografía y planimetría de la localidad, el gasto por distribuir ( en todos los casos debe ser el máximo para la hora de mayor consumo ); la ubicación del tanque de regularización correlación a la superficie del suelo y la propia red así como la procedencia del agua, la distribución puede adoptar diferentes tipos y formas.

En cuanto a los tipos, es la planimetría de la localidad un factor preponderante para la selección, jugando la topografía de la zona también un papel importante al respecto. Esto es, hay localidades cuya disposición obedece a algún camino o arroyo que cruza por ellas, desarrollándose más o menos en una sola trayectoria, lo cual las hace alargadas; en otras en cambio, la disposición planimétrica es más o menos uniforme en dos o más trayectorias, pudiendo existir un tercer grupo de localidades donde se conjuguen ambas situaciones, es decir, una parte concentrada y otra un tanto dispersa. Los tipos de redes que pueden entonces adoptarse son los siguientes:

a).- Red abierta o de ramificaciones sucesivas.- Se recomienda para localidades pequeñas donde no sea necesario instalar tuberías en todas las calles, cuando la topografía y el alineamiento de las calles no permiten la formación de envolventes (circuitos) y, principalmente para zonas con predios muy dispersos. Consiste básicamente de una tubería principal que se instala en la zona de mayor consumo, disminuyendo de diáme-

tro a medida que se aleja de la fuente o del tanque de regularización; de esta tubería parten otras de menor diámetro para completar la red. Este tipo tiene los inconvenientes que cuando se presenta una descompostura en la línea principal, se corre el riesgo de tener que suspender el servicio en toda la población, de la misma manera que como el escurrimiento es prácticamente en una sola dirección, no hay oportunidad de sobrealimentar tramos que demanden mayor caudal, además de tener en ocasiones un alto número de puntas muertas; sin embargo, su construcción resulta generalmente económica. Las tuberías principales se calcularán con el gasto acumulado que les corresponda a partir del gasto máximo horario.

RED CERRADA DE CIRCUITOS O DE CIRCULACION CONTINUA.- Es el tipo de red más recomendable para las localidades urbanas por su versatilidad en operación. Cuando la planimetría y topografía de la localidad permiten formar una serie de anillos o circuitos con tuberías de diámetros grandes y una serie de tuberías de menor diámetro se ligan a las primeras, es posible que la circulación del agua se efectúe en forma continua en toda la red. Las principales ventajas de este tipo de red son: La alimentación de los tramos de red por diversos lados, evitando estancamientos de agua y que, en caso necesario se puede sobrealimentar cualquier tramo operando adecuadamente las válvulas de seccionamiento. Las tuberías principales se calcularán de acuerdo con los gastos acumulados que les corresponda a partir del gasto máximo horario.

Por otra parte, en lo que se refiere a la topografía, el ingeniero proyectista deberá estudiar cuidadosamente la conveniencia de diseñar una sola red de distribución que abastezca cualquier punto de la localidad. En localidades urbanas medianas y grandes, no siempre es conveniente tener una sola red que cubra el área de servicio, unas veces por tener aguas de distinta procedencia y que llegan a la localidad a niveles distintos, otras veces porque no sea posible colocar el tanque de regularización de modo que domine a toda la zona, es decir, tener cargas menores a 10 m.c.a., en las partes altas y mayores a 50 m.c.a. en las partes bajas. En tales casos, se deberán proyectar dos o más redes. Cuando la topografía lo permita, deberá estudiarse la conveniencia de establecer comunicación entre las diversas redes, cubriendo así condiciones de emergencia que puedan presentarse en cualquiera de ellas, pero si la topografía es accidentada y ésa ha sido la razón por la que se

tienen redes a diferentes alturas, es preferible mantener invariable la separación de zonas.

b).- Formas de distribución.- Tácitamente las formas de distribuir el agua en una red, corresponden a la situación y características de la fuente de abastecimiento y el tanque de regularización con relación a la red de tuberías en la localidad.

En ocasiones, la captación y el tanque de regularización se localizan topográficamente arriba de la localidad, pudiéndose aprovechar los desniveles y el escurrimiento en todo el abastecimiento puede ser a base de gravedad (SISTEMA GRAVEDAD). En otras, la captación se ubica en un punto más bajo que el tanque regulador, quedando éste arriba de la distribución, requiriéndose entonces impulsar el agua hasta el tanque para que escurra posteriormente a la red por gravedad (SISTEMA BOMBEO Y GRAVEDAD).

En otras más, la captación se desplanta a niveles inferiores a la distribución y regularización, haciéndose necesario que todo el conjunto trabaje prácticamente por impulso (SISTEMA BOMBEO A LA RED CON EXCEDENCIAS AL TANQUE).

Hay casos en los que, dependiendo de la ubicación de las obras de captación, tanques reguladores, número de sitios de toma de agua, redes resultantes, etc., y con objeto de simplificar la operación de los sistemas, es recomendable bombear directamente a los tanques que proporcionan carga a la red e incluso es conveniente estudiar la posibilidad de establecer la regularización a base de tanques superficiales y construir tanques elevados de baja capacidad, cuya misión sea únicamente la de proporcionar carga a la red.

c).- Su disposición con relación al tanque de regularización.- Las redes de distribución pueden adoptar nombre que se derivan de la ubicación del tanque de regularización.

Así, si el tanque recibe el agua de la fuente de provisión, regularizando los caudales requeridos en la red, es frecuente que se le denomine al abastecimiento RED CON TANQUE ALIMENTADOR.

Cuando un depósito regulador se localiza en el extremo contrario al de llegada del agua, es decir, que únicamente recibe los excedentes de la red durante las horas de bajo consumo para suministrar posteriormente los caudales que complementen las demandas en las horas de máximo consumo de la red ( $Q$  máximo horario -  $Q$  máximo diario), es común que la distribución reciba el nombre de RED CON TANQUE DE EQUILIBRIO.

En los casos en que los depósitos se localizan dentro de la propia red de distribución se adoptará cualquiera de las denominaciones anteriores, dependiendo de si se recibe el agua primero en el tanque y después en la red, o bien el tanque recibe los excedentes de la distribución.

### III.2 REQUERIMIENTOS DE PROYECTO.-

Entre toda la información conviene conocer si la localidad cuenta con servicio de agua establecido, requiriendo ampliaciones, mejoramiento del sistema, rehabilitación parcial o total, etc., o si se trata de una localidad en la que por primera vez, se contará con el servicio.

En síntesis los requerimientos se pueden resumir en los siguientes puntos:

#### A).- INFORMACION ACERCA DEL SERVICIO ACTUAL DE AGUA POTABLE.

a).- Plano de la red existente indicando escala, nombre de todas las calles, longitudes, diámetros y clases de tubería, localización de válvulas de seccionamiento, hidrantes de toma pública y contra incendio, número de tomas domiciliarias con medidor y sin medidor, cuantas están dañadas que deban ser cambiadas por nuevas, etc., estado de conservación de cada parte y grado de aprovechamiento. También deberán señalarse las presiones manométricas (de trabajo) medidas en las horas de máximo y mínimo consumo en diferentes puntos de la red.

#### B).- INFORMACION REQUERIDA PARA EL PROYECTO.-

a).- Plano topográfico de la localidad, debidamente actualizado, a escalas de 1:2,000 a 1:5,000, señalando nombre de todas las calles, longitud entre cruces de calles y -

Cuando un depósito regulador se localiza en el extremo contrario al de llegada del agua, es decir, que únicamente recibe los excedentes de la red durante las horas de bajo consumo para suministrar posteriormente los caudales que complementen las demandas en las horas de máximo consumo de la red (Q máximo horario - Q máximo diario), es común que la distribución reciba el nombre de RED CON TANQUE DE EQUILIBRIO.

En los casos en que los depósitos se localizan dentro de la propia red de distribución se adoptará cualquiera de las denominaciones anteriores, dependiendo de si se recibe el agua primero en el tanque y después en la red, o bien el tanque recibe los excedentes de la distribución.

### III.2 REQUERIMIENTOS DE PROYECTO.

Entre toda la información conviene conocer si la localidad cuenta con servicio de agua establecido, requiriendo ampliaciones mejoramiento del sistema, rehabilitación parcial o total, etc., o si se trata de una localidad en la que por primera vez, se contará con el servicio.

En síntesis los requerimientos se pueden resumir en los siguientes puntos:

#### A).- INFORMACION ACERCA DEL SERVICIO ACTUAL DE AGUA POTABLE.

a).- Plano de la red existente indicando escala, nombre de todas las calles, longitudes, diámetros y clases de tubería, localización de válvulas de seccionamiento, hidrantes de toma pública y contra incendio, número de tomas domiciliares con medidor y sin medidor, cuantas están dañadas que deban ser cambiadas por nuevas, etc., estado de conservación de cada parte y grado de aprovechamiento. También deberán señalarse las presiones manométricas (de trabajo) medidas en las horas de máximo y mínimo consumo en diferentes puntos de la red.

#### B).- INFORMACION REQUERIDA PARA EL PROYECTO.-

a).- Plano topográfico de la localidad, debidamente actualizado, a escalas de 1:2,000 a 1:5,000, señalando nombre de todas las calles, longitud entre cruceros de calles y -

elevación topográfica de cada cruceo. Deberá incluir todas las colonias y fraccionamientos de expansión inmediata y futura y en caso de no tener informes al respecto, por lo menos -- las áreas probables de expansión.

b).- Plano catastral en el que se localicen todos los predios, indicando su carácter (residencial, público, industrial, de esparcimiento, etc.), número de habitantes por predio, calle y manzana.

c).- Plano con las distintas zonas de población en cuanto a su densidad, además la localización de industrias indicando si cuentan con fuente de abastecimiento propia o si se conectarán al resto del sistema marcando gastos medio y máximo requeridos, etc. .

d).- Plano de pavimentos y banquetas señalando tipos (concreto, adoquín, empedrado, asfalto, tierra, etc.) y espesores, debiendo contener además lugares donde se efectuaron sondeos para conocer su naturaleza en cuanto a grado de dificultad para su excavación (material I, II y III) y profundidad del sondeo.

e).- Número de tomas nuevas inmediata y futuras, longitud promedio de la toma, número de medidores para las tomas, número de hidrantes de toma pública y contra incendio (indicando su localización y su justificación).

#### C.- INFORMACION ADICIONAL.-

a).- Planos de otros tipos de servicios públicos, tales como red de alcantarillado, alumbrado, gas, teléfonos.

b).- Toda aquella que se estime conveniente.

Es frecuente en localidades medianas y grandes el tener que recurrir a diversas fuentes de información para recabar los planos necesarios para el proyecto. A su vez, esta situación puede provocar incertidumbres en cuanto a su veracidad y retrasos en su interpretación y aprovechamiento.

Al respecto ,los casos más comunes son planos topográficos de diferentes partes de la localidad, referidos a bancos de nivel

distintos y planos que muestran distinta trayectoria de calles.

### III.3 PLANTEAMIENTO DE ALTERNATIVAS. -

A).- TRAZO DE LINEAS TRONCALES Y DE RELLENO.- Es la planeación de la red de distribución una de las partes más importantes dentro del proyecto, requiriendo de la atención y experiencia del Ingeniero Proyectista, dependiendo de éstas cosas en gran parte la eficacia del funcionamiento de la red.

Se debe tomar en cuenta de modo especial la ubicación y tipo de fuente de abastecimiento, con relación a la distribución, localización del tanque de regularización con relación a la red y a la superficie del terreno, materiales que intervendrán en su construcción, forma y capacidad requerida. También debe merecer especial atención el tipo y formas de distribución.

Por otra parte, apoyándose en los planos de red existente, (Si-hay), catastral, áreas y densidades, topográfico y consumos -- factibles atendiendo a las diversas zonas, se estará en posibilidad de trazar la red de tuberías que integrarán la distribución.

En general, las tuberías de mayor diámetro, es recomendable que se les localice en aquellas calles donde se tenga que distribuir mayor caudal y que proporcionen cargas uniformes a los sectores que sirvan. Es recomendable también, que éstas tuberías no sean trazadas a lo largo de calles con exceso de tránsito de vehículos, lo cual ocasiona alteraciones al mismo y molestias al público en general para los casos de instalación, reparación o retiro de tubos, válvulas, piezas especiales y tomas domiciliarias. También deberá tratar de mantenerse su trayectoria lo más recto posible, evitando al máximo los cambios bruscos de dirección que ocasionan incrementos en los costos -- por concepto de piezas especiales. En el caso de proyectos -- para localidades con servicio establecido que requieran de ampliaciones en la red, conviene estudiar minuciosamente cuando se necesite reforzar una tubería existente para distribuir -- mayor caudal a un determinado sector, si se coloca una segunda tubería en forma paralela, por el mismo arroyo de la calle, -- que sumada a la existente de en forma equivalente el diámetro deseado, se rescate la primera y se sustituya por otra de mayor calibre, o bien, se desplace la línea de proyecto una o --

dos calles en forma paralela. Estas consideraciones son de suma importancia para los casos citados, porque en ocasiones se tienen localidades en las que, por algunas calles corren dos, tres y hasta cuatro tuberías, situación que desde cualquier punto de vista resulta inconveniente además de que hay que tomar en cuenta que en un momento dado el arroyo de las calles no solamente vá a estar ocupado por la red de agua potable, sino además por otros servicios de carácter público (alcantarillados, alumbrado, gas, etc.).

Una vez que se tienen localizadas sobre el plano de la localidad todas las tuberías principales, se procede a completar la red por medio de tuberías secundarias conocidas como tuberías de relleno o emparrillado de la red. Estas tuberías generalmente se ligan a las principales aunque también pueden quedar unidas entre sí.

#### DENOMINACION DE TUBERIAS.-

Es costumbre denominar a las tuberías de una red, atendiendo a la magnitud de diámetros y en consecuencia a la magnitud de los caudales que distribuyen, de la siguiente manera:

**LINEAS DE ALIMENTACION.-** Son las tuberías que suministran el agua a toda la red. Pueden partir del tanque de regularización o de la fuente de abastecimiento y terminan en el sitio donde se realiza la primera derivación en la red, ya sea a tuberías principales, de relleno o la conexión directa de tomas domiciliarias. Se deben calcular para el gasto máximo horario y en el caso que haya más de una línea que converja hacia la red, deberán ajustar en suma el gasto máximo horario.

**TUBERIAS PRINCIPALES O TRONCALES.-** A estas tuberías llega el agua de la línea de alimentación. Pueden ser líneas abiertas o formar circuitos cerrados, según lo permitan las condiciones generales del proyecto (traza de calles, topografía, concentración de predios en manzanas, etc.).

Cuando es posible formar circuitos es conveniente que se les localice de 4 a 8 manzanas (400 a 800 mts) entre sí. Se les debe calcular con la porción del gasto máximo horario que les corresponda. En cuanto a diámetros usados, es conveniente para localidades medianas y grandes no tener tuberías menores de 150 mm. (6")  $\varnothing$ .

TUBERIAS SECUNDARIAS O DE RELLENO (EMPARRILLADO).- Son las tuberías que cubren el total de la red, que se ligan a las tuberías troncales.

Cuando la red se proyecta a base de circuitos, es conveniente observar algunas reglas, con relación a estas tuberías y sus uniones:

a).- Que se les ligue de preferencia por sus dos extremos a las tuberías principales, con objeto de que la alimentación se pueda llevar a cabo por dos lados diferentes.

b).- Emplear el sistema biplanar, es decir, que se crucen a diferentes planos entre ellas. En este aspecto cabe hacer notar que el método ofrece por lo menos dos ventajas grandes con relación a los sistemas donde las tuberías secundarias se ligan entre sí: Ahorros hasta de un 40% en las obras por concepto de mano de obra, piezas especiales, etc., y mayor facilidad en la operación del sistema.

c).- Evitar al máximo las terminales o puntos muertos, ya que puede ocasionarse en estos sitios que la calidad del agua se modifique por el efecto de estancamiento.

Por supuesto, estas recomendaciones son difíciles de aplicar cuando las redes son a base de líneas abiertas.

Los diámetros de las tuberías de relleno se dan por especificación atendiendo a la magnitud e importancia de la localidad: 50 mm. (2")  $\varnothing$  a 60 mm. (2 1/2")  $\varnothing$  para localidades urbanas pequeñas y 75 mm. (3")  $\varnothing$  a 100 mm. (4")  $\varnothing$  para localidades de importancia. Sin embargo, en todo caso deberá justificarse plenamente su empleo.

Como puede observarse, es necesario volver a insistir en la importancia que tiene la planeación de la red de distribución dentro de un abastecimiento, considerando no solamente el trazo de las líneas troncales y las de relleno, sino los materiales que pueden formar a las tuberías, válvulas y piezas especiales, que en todo caso, tendrán comportamientos distintos, pudiendo significar ésto en otras palabras que la planeación es la parte de todo proyecto que no cae en procesos rutinarios como podría serlo el cálculo estrictamente hidráulico.

co, cuantificación de cantidades de obra, elaboración de presupuesto, dibujo y presentación de planos, etc.

B).- TUBERIAS Y PIEZAS USADAS.- Como ya se señaló, las tuberías de cualquier tipo de red, pueden ser atendiendo a su diámetro, principales o primarias y secundarias o de relleno, ligándose éstas últimas a las primeras en los cruces de entronque.

Las tuberías más comunmente usadas para la construcción de redes de agua potable son:

- a).- Tuberías asbesto-cemento
- b).- Tuberías P.V.C. (Plásticas a base de cloruro de polivinilo).

TUBERIAS DE ASBESTO-CEMENTO.- Estas tuberías y sus coples se fabrican de una mezcla de fibra de asbesto, cemento Portland y sílice normalizados. La mezcla húmeda se deposita bajo presión por medio de un proceso continuo, en un mandril giratorio hasta obtener el espesor necesario para el tubo o cople según el diámetro y la capacidad de trabajo.

El proceso continuo proporciona una estructura multilaminar y las presiones que se aplican proporcionan un material denso, homogéneo y extraordinariamente resistente. Cada tubería es fraguada en autoclave por el tiempo necesario hasta que alcance su resistencia máxima de trabajo.

El largo standard (longitud útil) de todos los tubos es de 4.00 mts., aunque se pueden adquirir en tramos cortos de 1.00 mt., para diámetros de 60 mm., a 150 mm. (2 1/2" a 6") y tramos de 2.00 mt. a 3.50 mts., para diámetros de 200 mm. (3") en adelante.

Los diámetros que hay en el mercado varían de 60 mm. (2 1/2") a 900 mm. (36") y cada tubo es acompañado de un cople de unión y dos anillos de hule ya que los extremos de las tuberías son rectos, sin campana de acoplamiento. Todos los diámetros se fabrican en cuatro diferentes presiones o capacidades de trabajo según datos siguientes:

<u>CLASE</u>	<u>PRESION DE TRABAJO</u>	<u>PRESION DE PRUEBA EN FABRICA</u>	<u>F.S</u>
A - 5	5 Kg/cm <sup>2</sup> (50 m.c.a.)	17.5 Kg/cm <sup>2</sup>	3.5
A - 7	7 Kg/cm <sup>2</sup> (70 m.c.a.)	24.5 Kg/cm <sup>2</sup>	3.5
A - 10	10 Kg/cm <sup>2</sup> (100 m.c.a.)	35.0 Kg/cm <sup>2</sup>	3.5
A - 14	14 Kg/cm <sup>2</sup> (140 m.c.a.)	49.0 Kg/cm <sup>2</sup>	3.5

Por supuesto, cabe hacer la aclaración que en base a la restricción de cargas máximas permisibles dentro de los sistemas de distribución, que limitan como máximo presiones estáticas de 50 mts., la única clase de tubería empleada en las redes de distribución es la A-5 (50 m.c.a.), correspondiendo el resto de las clases a tuberías empleadas en las conducciones.

En cuanto al cople de unión para unir los tubos, está constituido por un manguito del mismo material y dos anillos de hule que al efectuar el montaje, quedan fuertemente comprimidos entre el tubo y el cople, consiguiéndose cierres absolutamente herméticos.

Las características más sobresalientes de este tipo de tuberías y que las han hecho de uso popular en los abastecimientos de agua potable son:

- bajo coeficiente de rugosidad ( $n= 0.010$ )
- inmune a la tuberculización
- alta resistencia a la corrosión e intemperismo
- vida útil prolongada
- facilidad de instalación

TUBERIA DE P.V.C.- La tubería de plástico procesada a base de cloruro de polivinilo, se viene fabricando en México desde hace aproximadamente 20 años y poco a poco adquiere mayor popularidad en su empleo para las obras de agua potable conforme que se abaten sus costos de adquisición e instalación. Este tipo de tuberías es conocido internacionalmente por las siglas "PVC" y pertenece al grupo de los termoplásticos, caracterizados por la particularidad de recuperar sus propiedades físicas y químicas cada vez que son sometidos a la acción del calor. Su proceso de fabricación se lleva a cabo en equipos denominados extrusores, los cuales calientan el PVC, pasando en estas condiciones por una boquilla o molde especial, que le da la forma tubu-

lar, seguida de un enfriamiento controlado a base de inmersión - en agua para obtener las dimensiones requeridas. El proceso de fabricación es ininterrumpido, por lo que, para conseguir el largo deseado del tubo, pasa por una cortadora.

Estas tuberías permiten largos standard de 6.00 mts., y se fabrican en tres diferentes tipos de unión que son: con campana integral, extremos lisos para cementar y extremos roscados.

Las tuberías con campana integral, son lisas en un extremo y la campana integrada al tubo en el otro extremo permite la unión -- macho-hembra que sella perfectamente bien a base de un anillo de hule. Este tipo de unión no requiere del empleo de mano de obra especializada y la tubería puede ser usada inmediatamente después de instalada.

Las tuberías con extremos lisos para cementar son, como su nombre lo indica, lisas en sus dos extremos, requiriéndose para su unión un cople del mismo material y cementante especial que se aplica en la parte exterior de la tubería y en el interior del cople para efectuar cementado. La resistencia máxima de sellado se alcanza en tiempos que varían de 24 Hrs., a 48 Hrs. . Este tipo de unión, requiere de mano de obra capacitada y de condiciones libres de humedad alta y son recomendadas de emplearse cuando las tuberías vayan a quedar sujetas a altas presiones.

Las tuberías de PVC para agua potable, se fabrican en diámetros desde 25 mm. (1") hasta 200 mm. (8") con campana integral y de 10 mm. (3/8")  $\varnothing$  a 200 mm. (8")  $\varnothing$  con extremos lisos.

Las presiones de trabajo disponible en el mercado, corresponden a los siguientes valores:

RD-64	4.5 Kg/cm <sup>2</sup>	( 45 m.c.a. )
RD-41	7.1 Kg/cm <sup>2</sup>	( 71 m.c.a. )
RD-32.5	9.0 Kg/cm <sup>2</sup>	( 90 m.c.a. )
RD-26	11.2 Kg/cm <sup>2</sup>	(112 m.c.a. )

Comparativamente, las tuberías de PVC resultan más económicas - a igualdad de diámetros, que las de A.C., hasta 100 mm. (4")  $\varnothing$ , ofreciendo además una sección transversal al flujo, un poco - mayor que aquellas; por lo que en la práctica, es de recomendar el uso combinado de los dos materiales en la siguiente proporción:

- Tuberías principales y de relleno hasta 100 mm. (4")  $\varnothing$  de P.V.C.
- Tuberías primarias de 150 mm. (6")  $\varnothing$  en adelante de A.C.

Las principales ventajas de las tuberías de P.V.C., pueden que dar resumidas en los siguientes puntos:

a).- Resistencia a la corrosión.- No es atacada por tierra salitrosa, aguas salinas y practicamente no atacable por la mayoría de los ácidos, haciendo esta característica que se le recomiende en forma especial para zonas costeras.

b).- Bajo coeficiente de rugosidad ( $\eta = 0.009$  ).- Este valor para fricción, permite disminuir en buena proporción las pérdidas de carga por ese concepto.

c).- Fácil y rápida instalación.- Las tuberías P.V.C., no requieren practicamente herramienta para su instalación, lo que permite disminuir los costos por concepto de mano de obra especializada.

d).- Auto extingible.- La tubería PVC no forma flama ni -- permite la combustión, por lo cual se cataloga como auto-extingible.

#### LIMITACIONES DEL TUBO P.V.C.

En la actualidad, la tubería P.V.C., tiene todavía algunas limitaciones que deben ser observadas extrictamente por los usuarios, para evitar que este producto sea desprestigiado por -- emplearse en forma inadecuada. Esas limitaciones son:

a).- La tubería de P.V.C. rígido normal no debe emplearse - cuando la temperatura de los líquidos o gases que se deseen con ducir sean continuamente superior a 60°C., al respecto, ya hay un nuevo tipo que permite la circulación de flúidos con tempera turas un poco mayores a 100°C., sin embargo, su costo es alto, lo que impide su uso comercial.

b).- En ocasiones, para ciertos tipos de usos, debe considerarse la expansión lineal del tubo debido a la acción de la temperatura.

Por supuesto que no solamente se tienen tuberías a base de materiales plásticos o de A.C., sino otras metálicas como aceros, fierro fundido, fierro galvanizado, también existen de concreto armado, etc.

### III.4.- MÉTODOS DE CÁLCULO HIDRAULICO

Selección del gasto de diseño.- Como ya se estableció en II.1., el gasto de diseño de la red debe corresponder al máximo horario durante las 24 Hrs. del día, incrementando además el caudal por incendio cuando éste se estime conveniente.

Existen diversos métodos para el dimensionamiento de tuberías y equilibrio de las redes de distribución, sin embargo, la gran mayoría de estos métodos han caído en desuso, fundamentalmente por su inexactitud de resultados o bien por ser demasiado laboriosos, lo cual dificulta tener resultados más o menos rápidos. Por lo tanto solo se les usa como métodos de aplicación preliminar. Al respecto solamente se mencionará brevemente cada uno y se tratará con un poco más de amplitud el método de Hardy Cross que es el que actualmente ha demostrado mayor exactitud y facilidad de aplicación en todos los casos de redes de distribución.

Los métodos para el cálculo hidráulico para las redes de distribución son:

III.4.a).- Método de la tubería equivalente.

III.4.b).- Método de Hardy Cross

III.4.c).- Método de las secciones

III.4.d).- Análisis mediante computadora digital

III.4.e).- Analogía Eléctrica.

III.4.a).- METODO DE LA TUBERIA EQUIVALENTE.- Como su nombre lo indica consiste en reemplazar o substituir un conjunto de tuberías por una sola cuyo diámetro y longitud se comporte hidráulicamente en la misma forma que el conjunto de tuberías a las que reemplaza. El método considera fundamentalmente en su aplicación que las pérdidas de carga en tubos subsecuentes o continuos se suman y que los gastos en tubos opuestos deben ser tales que la diferencia de pérdidas de carga sea igual a cero.

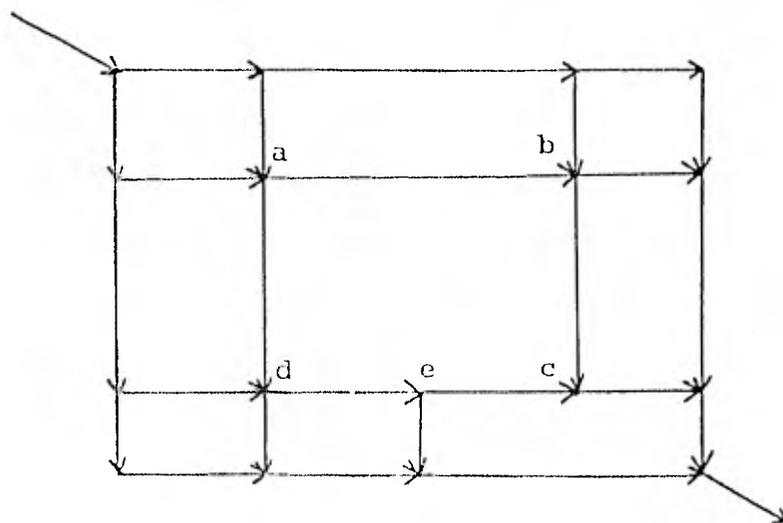
III.4.b).- METODO DE HARDY CROSS.- Los sistemas de distribución del abastecimiento de agua en las grandes ciudades generalmente quedan constituidas en forma de muchos circuitos, dando por resultado una composición más o menos complicada. Esto provoca - que el cálculo del flujo probable por cada tubería de tales redes pueda resultar laboriosos.

Un avance en la solución de problemas de redes de tuberías fue obtenido por Hardy Cross, quien desarrolló un método de aproximaciones sucesivas (pruebas y errores controlados) por medio -- del cual se puede determinar la distribución del flujo.

El método de Hardy Cross puede adoptar dos diferentes formas - para su desarrollo que son:

- D.1 Correcciones a los gastos, con balanceo (equilibrio) de las cargas.
- D.2 Correcciones a las cargas, con balanceo (equilibrio) de los gastos que fluyen.

D.1 Enseguida se hará un breve resumen de este método. Consideremos un circuito A en una red de tuberías como se muestra en la siguiente figura:



En la figura las flechas indican la dirección del flujo. El control del flujo en las tuberías de este circuito a cualquier otro de una red impone dos condiciones.

A).- En cualquier punto ( a, b, c, d ó e ), el flujo total que entra debe ser igual al flujo total que sale.

B).- La suma de las pérdidas de carga del flujo en el sentido de las manecillas del reloj (  $h_{fab} + h_{fbc}$  ) deben ser iguales a la suma de las pérdidas de carga del flujo en el sentido contrario a las manecillas del reloj. (  $h_{fad} + h_{fde} + h_{fec}$  ).

Observando la figura de referencia tendremos: que el flujo que toma cada rama del circuito debe cumplir la condición "a"; tal flujo cumplirá la condición "b", solo como coincidencia, es -- decir, al calcular las pérdidas de carga en los tubos de la rama con escurrimientos en sentido a las manecillas del reloj y sumarlas, diferirán de la suma de pérdidas de carga en los tubos de la rama con flujo contrario a las manecillas.

Por lo anterior, el método de Hardy Cross desarrolla un método matemático para calcular una corrección al flujo, la cual tiene de a igualar la suma de las pérdidas de carga en las dos ramas del circuito.

Sí partimos de la fórmula de Hazen y Williams.

$$Q = 278.5 C d^{2.63} \left(\frac{h}{l}\right)^{0.54} \dots\dots\dots \text{Sistema métrico decimal}$$

en la que:

Q= Gasto o flujo en lts./seg.  
 C= Coeficiente de rugosidad de la tubería  
 d= Diámetro del tubo en mts.  
 h= Pérdida de carga por fricción en mts.  
 l= Longitud del tubo en mts.

Despejando el valor de h, tenemos:

$$h^{0.54} = \frac{L^{0.54} Q}{278.5 C d^{2.63}} \dots\dots h = \frac{LQ^{1.85}}{278.5 C^{1.85} d^{4.87}}$$

Sí llamamos  $K = \frac{L}{278.5 C^{1.85} d^{4.87}}$  y  $n = 1.85$ ,

nos queda:  $h_f = KQ^n \dots\dots\dots 1$

La expresión anterior (1) nos indica que las fórmulas generales para el flujo de agua en tuberías muestran que para un diámetro, longitud y rugosidad de una tubería, las pérdidas de carga varían de acuerdo con una potencia de la descarga. Esto lo podemos confirmar si usamos cualquier otra fórmula para el flujo en tuberías, por ejemplo la de Manning.

$$Q = \sqrt{\frac{h}{L \frac{10.293 n^2}{D^{16/3}}}}$$

Donde:

Q= Flujo en m<sup>3</sup>/seg.

L= Longitud del tubo en mts.

D= Diámetro del tubo en mts.

h= Pérdida de carga por fricción.

n= Coeficiente de rugosidad.

Despejando tenemos:  $h = \frac{L 10.293 n^2}{D^{16/3}} Q^2$

Sí hacemos  $K = \frac{L 10.293 n^2}{D^{16/3}}$  y  $n=2$

nos queda:  $h_f = KQ^n \dots\dots\dots 1$

Nota: No confundir el factor n exponencial de la fórmula con la n de rugosidad.

De la fórmula general se observa que "K" es un factor de proporcionalidad y "n" tiene un valor numérico que depende de la fórmula -- empleada.

En la secuencia de la exposición usaremos el signo (+) para - indicar todas las cantidades y movimientos en el sentido de las manecillas del reloj y el signo (-) lo usaremos para indicar - las cantidades y movimientos en el sentido contrario a las mane- cillas del reloj; del circuito A. En cualquier circuito elemen- tal (A) las pérdidas de carga del flujo (+) es igual a la suma- de pérdidas de carga de todas las tuberías en las cuales el flu- jo sigue el sentido de las manecillas del reloj alrededor del - circuito y puede expresarse:

$$\sum_{\oplus} h_f = \sum_{\oplus} KQ_{\oplus}^n \dots\dots\dots (2)$$

De la misma forma la suma de las pérdidas de carga (-) puede ex- presarse:

$$\sum_{\ominus} h_f = \sum_{\ominus} KQ_{\ominus}^n \dots\dots\dots (3)$$

Como ya se ha dicho antes en la primera suposición de la divi- sión del flujo comunmente no resultará :  $\sum_{\oplus} h_f = \sum_{\ominus} h_f$

Suponiendo que la suma  $\sum_{\oplus} h_f$  será la mayor, la diferencia es- positiva y está dada por la expresión:

$$\sum_{\oplus} KQ_{\oplus}^n - \sum_{\ominus} KQ_{\ominus}^n \dots\dots\dots (4)$$

Lo que representa el llamado "error de cierre" de las pérdidas - de carga.

Es de desearse poder determinar la cantidad de corrección al flu- jo  $\Delta Q$  , que restada a  $Q_{\oplus}$  y sumada a  $Q_{\ominus}$  iguala las pérdidas de carga en las dos direcciones del circuito, de manera de satisfacer la ecuación:

$$\sum_{\oplus} K ( Q_{\oplus} - \Delta Q )^n = \sum_{\ominus} K ( Q_{\ominus} + \Delta Q )^n \dots\dots\dots (5)$$

Desarrollando las cantidades encerradas en el paréntesis por el Teorema del binomio y empleando unicamente los primeros dos tér- minos del desarrollo , tenemos.

$$\sum_{\oplus} K ( Q_{\oplus}^n - nQ_{\oplus}^{n-1} \Delta Q ) = \sum_{\ominus} K ( Q_{\ominus}^n + nQ_{\ominus}^{n-1} \Delta Q ) \dots\dots\dots (6)$$

NOTA.- Cabe observar que el resto de los términos del binomio - se desprecia porque las mayores potencias de  $\Delta Q$  son - - presumiblemente muy pequeñas.

De esta última expresión podemos despejar  $\Delta Q$ :

$$Q = \frac{\sum_{\oplus} KQ_{\oplus}^n - \sum_{\ominus} KQ_{\ominus}^n}{n \left( \sum_{\oplus} KQ_{\oplus}^{n-1} + \sum_{\ominus} KQ_{\ominus}^{n-1} \right)} \dots\dots (7)$$

Ahora bien dividiendo la ecuación (1) por  $Q$ , nos queda:

$$\frac{h_f}{Q} = \frac{KQ^n}{Q} \quad \text{ó} \quad \frac{KQ^{n-1}}{Q} h_f \dots\dots (8)$$

Sustituyendo los términos de las ecuaciones (2), (3) y (8) en la ecuación (7) de  $\Delta Q$ , tenemos:

$$\Delta Q = \frac{\sum_{\oplus} h_f - \sum_{\ominus} h_f}{\binom{n}{\oplus} \left( \sum_{\oplus} \frac{h_f}{Q_{\oplus}} + \sum_{\ominus} \frac{h_f}{Q_{\ominus}} \right)} \dots\dots (9)$$

simplificando la expresión nos queda finalmente:

$$\Delta Q = \frac{\sum_{\oplus} h_f - \sum_{\ominus} h_f}{n \sum \frac{h_f}{Q}} \dots\dots \text{Expresión que ayuda a determinar la cantidad de corrección al flujo para equilibrar las pérdidas de carga en ambas ramas del circuito.}$$

D.2. Al igual que en la variante anterior, se puede determinar la expresión para determinar la cantidad de corrección a la pérdida de carga, de tal manera que se equilibren los flujos. Este método es aconsejable en el análisis de redes establecidas, que-

requieren ampliación que son los casos en los que se pueden - conocer las alturas piezométricas en las entradas y las salidas.

$$\Delta h = \frac{n \sum Q}{\sum \frac{Q}{h_f}}$$

APLICACION DEL METODO.- (VARIANTE DI)

1.- Sobre el plano de la localidad se traza la red teniendo cuidado de señalar las calles por las que se tendrán tuberías principales y diferenciarlas de las calles que tendrán tuberías de relleno ( Ver punto 3 "Plantamiento de Alternativas" ). Se sugiere usar colores para mayor claridad.

$$\sum h_{f\text{①}} - \sum h_{f\text{②}} = 0.28 \quad n=0.6219$$

$$\sum \frac{hf}{Q} = 0.336 \quad n \sum \frac{hf}{Q} = 0.20$$

2.- Se determina la longitud total de tuberías en la red.

3.- Con el gasto de diseño y la longitud de red, se procede a - determinar el coeficiente de gasto, gasto unitario ó gasto específico. Este resulta de dividir el gasto de diseño entre la longitud total de la red.

$$Q_e = \frac{Q \text{ máx. horario}}{\text{Long. total de Red.}} \quad \text{lts./seg./m.}$$

4.- Se supone una distribución de escurrimientos en la red, para lo cual se puede establecer sin mucho error que el agua se distribuye por las líneas troncales, por medio de las áreas de influencia. Simultáneamente deberán fijarse los puntos de equilibrio en cada circuito.

Se estima como puntos de equilibrio, los puntos de la red en los que las cargas deberán equilibrarse y regularmente pueden suponerse que en principio pueden quedar localizados en los - - -

puntos opuestos a los de alimentación.

5.- Se calculan los gastos parciales en cada tramo de la red, - multiplicando el gasto específico por la longitud correspondien- - te a cada tramo. Para las tuberías de relleno se procede en - - igual forma teniendo cuidado de tomar en cuenta todos los pun- - tos a partir de las tuberías principales que estén en condicio- - nes de proporcionarles parte del caudal requerido.

6.- Se determinan los gastos acumulados sobre las tuberías prin- - cipales, a partir de los puntos de equilibrio, es decir, la acu- - mulación de gastos se lleva a cabo en sentido contrario al de - - suposición de escurrimientos.

7.- Se estima los diámetros de las tuberías principales. Para - - esto no existe un método directo haciéndose de acuerdo con el - - criterio del proyectista, tomando en cuenta que los diámetros -- - disminuyen con la distancia a medida que se alejan del punto de - - alimentación. Puede utilizarse la siguiente expresión, con la - - cual se pueden obtener valores razonables para los diámetros.

$$\phi = 1.3 \text{ a } 1.5 \sqrt{Q}$$

donde:

$\phi$  = diámetro de la tubería en pulgadas.

Q = Gasto acumulado en lts./seg.

8.- Utilizando una tabla se procede al análisis hidráulico de - - la red. Como ya se ha mencionado es difícil conseguir el equi- - librio de inmediato ( $\sum_{\oplus} h_f = \sum_{\ominus} h_f$ ), por lo que se proce- - de a realizar una o varias iteraciones por medio de la aplica- - ción sucesiva de la expresión (9), hasta conseguir la igualdad - - de pérdidas de carga en las dos ramas de cada circuito o bien -- - que la diferencia sea lo suficientemente pequeña de manera que - - el ajuste final se pueda realizar mediante una compensación - - simple.

9.- Una vez logrado el ajuste hidráulico de la red se procede - - a determinar las elevaciones piezométricas en cada punto con - - siderado para el análisis, así como la carga disponible, que - - deberán estar comprendidas dentro de los límites recomendados - -

en la parte III.2 de estos apuntes.

10.- Finalmente se procederá a dibujar los planos de construcción de la red, cruceros, elaboración de presupuestos y memoria descriptiva.

III.4.c).- METODO DE SECCIONES .- Este es un método aproximado y en cierto sentido, exploratorio; simple en concepto y aplicación y ampliamente útil siempre que sus limitaciones se comprendan claramente. Allen Hazen lo desarrolló como una rápida comprobación de los sistemas de distribución.

Los pasos necesarios se delinear en la siguiente forma:

1.- Córtese la red mediante una serie de líneas- no necesariamente rectas o regularmente espaciadas- escogidas con la debida relación a la secuencia variable de los tamaños de los tubos y características del distrito. Una primera serie de líneas puede cortar a la tubería de distribución , sustancialmente a ángulos rectos respecto a la dirección general de flujo, es decir, perpendicular a una línea trazada desde el conducto de abastecimiento al distrito de alto valor. Pueden orientarse series adicionales en cualquier otra dirección crítica; por ejemplo, vertical y horizontalmente. Para más de un conducto de suministro, las secciones pueden ser curvadas para interceptar el flujo de cada conducto.

2.- Estímese cuanta agua debe ser alimentada a las áreas más allá de cada sección. Básense las estimaciones sobre un conocimiento de la densidad de población y las características generales de las zonas, residencial, comercial e industrial.

Los requerimientos de agua comprenden a) el consumo normal, - coincidente, aquí denominado el consumo doméstico y b) la demanda para incendio. El uso doméstico decrece progresivamente de sección a sección conforme se deja otras a la población o a la industria; la demanda para incendio permanece igual -- hasta que ha pasado el distrito de alto valor , cayendo entonces en un valor aplicable al tipo de área periférica.

3.- Estímese la capacidad del sistema de distribución en cada sección a través de la tubería. Para hacer esto:

a) Tabúlese el número de tubos cortados en cada tamaño.

Cuéntense únicamente los tubos que alimentan agua en la dirección general de flujo.

b) Determinése el gradiente hidráulico promedio disponible o resistencia por fricción . Esto depende de 1) la presión -- que debe mantenerse en el sistema y 2) la velocidad permisible en la tubería. Ordinariamente, los gradientes hidráulicos se encuentran entre 1 y 3% y las velocidades varían de 0.61 a 1.2 m/seg.

4.- Determinése la capacidad de los tubos existentes para el gradiente disponible o deseable y súpese para obtener la capacidad total.

5.- Calcúlese la diferencia o deficiencia entre la capacidad requerida y la existente.

6.- Selecciónense los tamaños y rutas de los tubos que compensarán la deficiencia en el gradiente hidráulico disponible o deseable. Una familiaridad general con la comunidad y estudios de la planta de la red ayudarán al juicio. Probablemente se tendrán que remover algunos de los tubos pequeños existentes, para dar lugar a tuberías principales mayores.

7.- Determinése el tamaño del tubo equivalente para el sistema reforzado y calcúlese la velocidad de flujo. Velocidades excesivas pueden contribuir al ariete hidráulico. Estas deberán evitarse si es necesario, mediante la disminución de los gradientes hidráulicos actualmente en servicio.

8.- Compruébense los requerimientos importantes de presión contra el plan de una red reforzada.

El método de secciones es particularmente útil, 1) en estudios preliminares de sistemas de distribución grandes y complicados; 2) como una comprobación sobre otros métodos de análisis y 3) como una base para investigaciones adicionales y cálculos más exactos.

III.4.d).- Análisis mediante computadora digital.- Las computadoras digitales de alta velocidad pueden programarse para re solver problemas de redes en una serie de diferentes formas. No es necesario introducir fórmulas de convergencia, como tales.

En cambio, puede asignarse a la computadora la tarea de ajustar el nivel o la presión del agua en cada unión no controlada por un almacenamiento de servicio hasta que satisfagan las leyes de circuito tratadas en la Sec. III-46 a través de todo el sistema. Estas leyes pueden resumirse en la siguiente forma:

- 1.- En cada unión  $Q$  influente =  $Q$ efluente
- 2.- En cada circuito  $H = 0$
- 3.- En cada tubo  $H = kQ^n$  ó  $Q = (H/k)^{1/n}$

Para programar la operación, númerose cada tubo y unión e identifíquense los extremos de tubos mediante números de uniones; -- tabúlense entonces las resistencias de tubos en las uniones, -- (incluyendo valores supuestos en donde se desconocen las presiones), así como los flujos entrantes en cada unión (cero en todos los puntos, excepto los de entrada y salida del sistema), y -- entréguese la información tabulada a la computadora. Las instrucciones de la computadora son entonces las siguientes: Calcular por la ley No. 3 de circuito de flujo total a través de la primera unión para la que se desconozca la elevación del nivel de agua; ajústese el valor supuesto hasta que el influente y efluente totales se encuentren balanceados de acuerdo con la ley de circuito No. 1; prosígase en secuencia a las uniones restantes; reajústese la elevación del primer nivel de agua. Repítase el ciclo de operaciones hasta que se satisfagan todas las leyes de circuito. Pueden imprimirse sobre cintas separadas -- los cambios esperados en la red, para evitar la reentrada del programa por entero.

III.4.e) ANALOGIA ELECTRICA.- Camp y Hazen construyeron el primer analizador eléctrico diseñado específicamente para el análisis hidráulico de sistemas de distribución de aguas. Los analizadores eléctricos utilizan resistores no lineales, llamados fluistores en el analizador de McIlroy, para simular resistencias de tubos. Para cada rama del sistema, la ecuación del tubo,  $H = kQ^{1.85}$ , por ejemplo, se reemplaza por una ecuación eléctrica  $V = K_e I^{1.85}$ , en donde  $V$  es la caída del voltaje en la rama,  $I$  es la corriente y  $K_e$  coeficiente del resistor no lineal adecuado al coeficiente  $K$  del tubo, para las relaciones de escalas seleccionadas para la caída del voltaje (pérdida de carga) y el amperaje (flujo de agua). Si las entradas y salidas de corriente se hacen proporcionales al agua que fluye hacia el interior y exterior del sistema, las pérdidas de carga serán --

proporcionales a las caídas de voltaje medidas. Algunas comunidades grandes, de rápido desarrollo, han encontrado económico adquirir analizadores eléctricos adecuados a su propio sistema.

### III.5.- DETALLES DEL PROYECTO

A.- Seccionamiento.- Las válvulas de seccionamiento están consideradas como accesorios de la red de distribución y tienen por objeto seccionar o aislar un tramo o sector de tuberías, por reparación o ampliaciones, sin necesidad de suspender el servicio en el resto de la red.

Para poder señalar los puntos donde deberán colocarse las válvulas de seccionamiento, se procede previamente a preparar en forma adecuada un plano de la red en el que aparezcan por medio de su simbología correspondiente los diferentes diámetros, para las tuberías principales (resultantes del análisis hidráulico) y para las tuberías secundarias ( las convenientes según la magnitud e importancia de la localidad ), marcando perfectamente bien todos los detalles que se estime puedan influir en el seccionamiento como: cambios de dirección brusca en tuberías principales , cambio de diámetros, interconexiones, terminales de tramo, etc.

Existen diferentes criterios en cuanto a la localización y separación de las válvulas de seccionamiento, sin embargo, puede establecerse la conveniencia de localizarlas sobre las tuberías principales a distancias comprendidas entre 400 y 600 mts., con promedio de 500 mts., y sobre las tuberías secundarias en su conexión con las tuberías de las líneas troncales.

Por otra parte, es conveniente considerar que la colocación de las válvulas de seccionamiento en la red de distribución, tiene por objeto no solamente el de aislar tramos de tuberías para ejecutar reparaciones o ampliar la propia red, sino que mediante una operación adecuada se tenga la oportunidad de derivar mayores caudales a sectores que por diversas razones requieran de más agua en determinados momentos, ya que de todos es sabido que a pesar de tomar en consideración durante la elaboración del proyecto un buen número de factores que ayuden a determinar los diversos consumos (probables) que se vayan a presentar en la localidad en sus diferentes sectores que la integran,

atendiendo a su área, densidad de población, carácter, etc., - el comportamiento real del sistema puede diferir un poco en relación a lo planteado en el proyecto.

TIPOS DE VALVULAS.- Actualmente se fabrican en México diferentes tipos de válvulas de seccionamiento.

a).- Válvulas de tipo compuerta, las hay no roscadas ó -- bridadas, montadas en bronce con cuerpo de hierro o todas de - hierro, vástago fijo o vástago saliente, etc.

Las más empleadas para fines de abastecimiento de agua potable son las válvulas de vástago fijo, con extremos bridados (carapana) montadas en bronce con cuerpo de hierro. Las hay desde 50 mm. (2")  $\varnothing$  hasta 760 mm. (30")  $\varnothing$  . La presión de trabajo - de estas válvulas es de  $14.1 \text{ kg/cm}^2$  ( $200 \text{ lbs/pg}^2$ ).

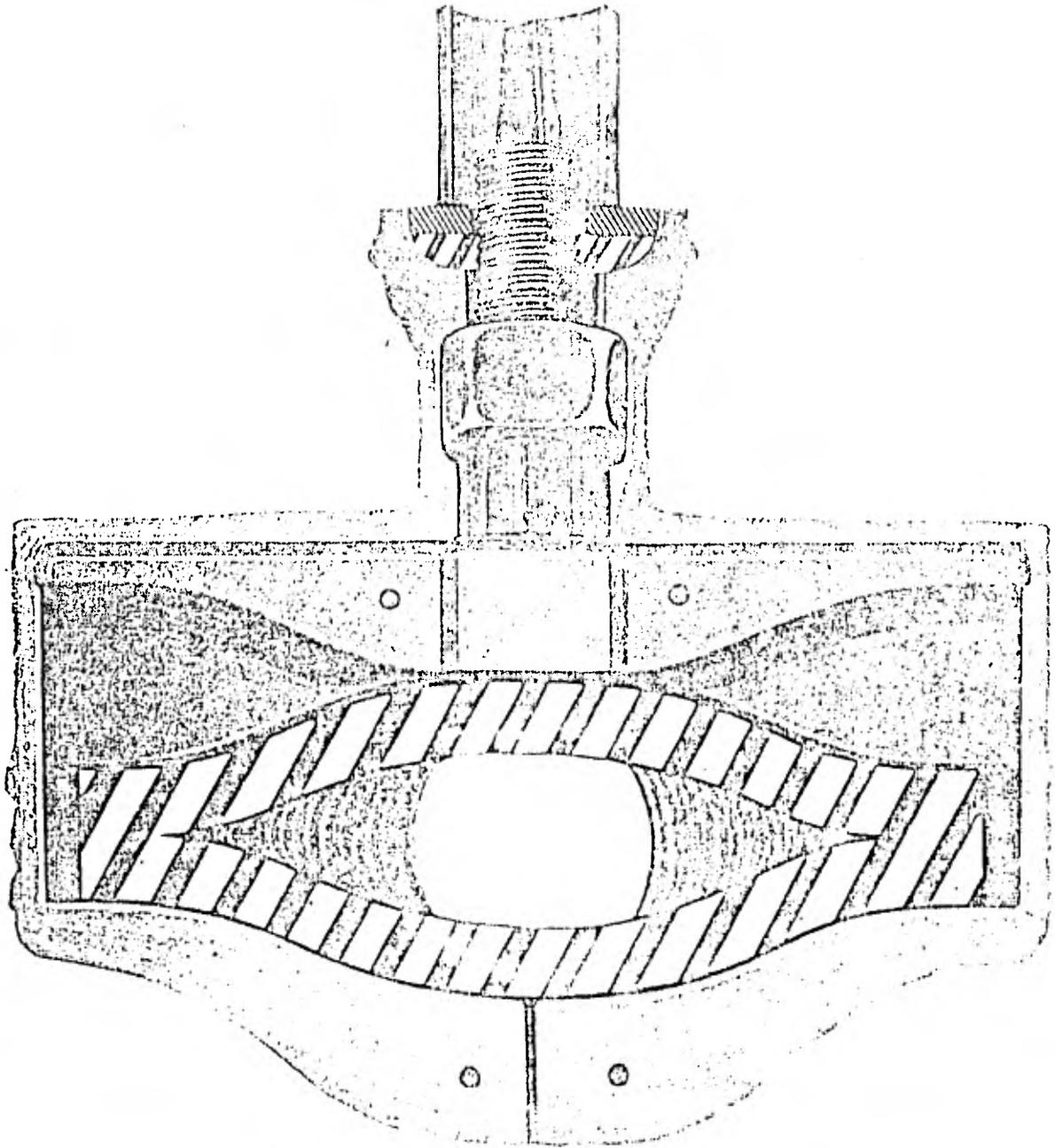
b).- Válvulas de tipo mariposa. El empleo de estas válvulas para el control del flujo de fluidos representa ventajas - con relación a las del tipo compuerta, fundamentalmente por su menor volumen de ocupación y peso que ocasionan facilidad de - instalación y operación. Se fabrican en dos diferentes tipos: oblea (wafer) para instalarse entre bridas y bridadas, con - cuerpo y disco de hierro y cuerpo y disco de bronce, ó cuerpo de hierro y disco de bronce. Se diseñan para una presión de trabajo de  $10.5 \text{ kg/cm}^2$  ( $150 \text{ lbs/pg}^2$ ).

Teóricamente las hay de 50 mm. (2")  $\varnothing$  hasta 500 mm. (20")  $\varnothing$  de las del tipo oblea (wafer), sin embargo, actualmente solo se - les consigue de 300 mm. (12")  $\varnothing$  a 500 mm. (20")  $\varnothing$  .

Las del tipo bridado solo se fabrican de 600 mm. (24")  $\varnothing$  en - adelante hasta 1219 mm (48")  $\varnothing$  . Es recomendable su uso en - los diámetros que se consigan en el mercado además de las ventajas señaladas en renglones anteriores, porque la caja para - su protección y operación se puede construir de menores dimensiones.

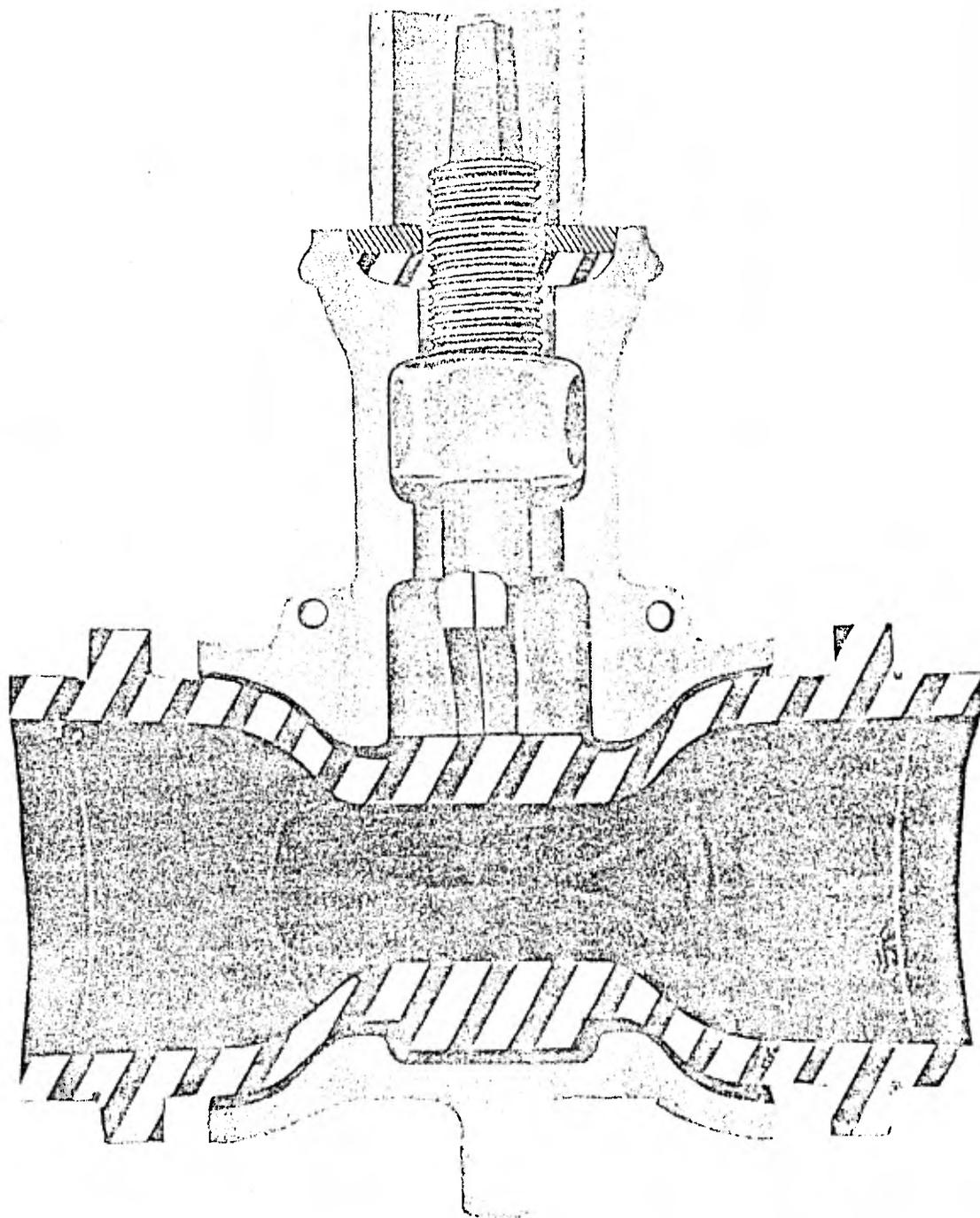
c).- Válvulas con Cámara de Butilo (Valflex).- Estas válvulas al igual que las anteriores sirven para seccionar y su uso se ha hecho popular en los proyectos de agua potable.

Básicamente están formadas por una caja ó cuerpo de hierro fun



CORTE TRANSVERSAL DE LA VALVULA VALFLEX.

FIG.# 3.



CORTE LONGITUDINAL DE LA VALVULA VALFLEX

FIG. # 4

dido en la que se aloja un pequeño cilindro semiaplastado formado a base de una resina sintética, llamada "Butilo", un ocluser y un vástago con tuerca. Fig. 3 y 4 .

Tienen la ventaja que su suministro se puede hacer bajo diferentes necesidades, de proyecto, por ejemplo se les puede conseguir con una brida en un extremo y una junta Gibault en el otro, para ligar a otra brida y tubería, respectivamente con una reducción en un extremo y una junta Gibault en el otro extremo (caso en el que se requiere disminuir diámetros); y finalmente con dos juntas Gibault, una en cada extremo de la válvula.

Las válvulas con reducción se fabrican desde 200 mm. x 100 mm. ( 8" x 4" )  $\varnothing$  hasta 75 mm. x 50 mm. ( 3" x 2" )  $\varnothing$  y sin reducción de 100 mm. (4")  $\varnothing$  a 50 mm. (2")  $\varnothing$  .

RECOMENDACIONES EN EL USO DE LAS VALVULAS.- De estudios económicos llevados a cabo en diversos proyectos, se ha deducido la siguiente tabla en la que se puede observar el tipo de válvula más recomendable, según el diámetro que se requiera:

1°.- VALVULAS TIPO VALFLEX

200 mm. x 100 mm.	(8" x 4") $\varnothing$	} VALVULAS CON REDUCCION Y UNA -- JUNTA GIBAULT.
x 75	( x 3")	
x 60	( x 2 1/2")	
150 mm. x 100 mm.	(6" x 4") $\varnothing$	
x 75 mm.	( x 3")	
x 60	( x 2 1/2")	
x 50	( x 2")	
100 mm. x 75 mm.	(4" x 3") $\varnothing$	
x 60	( x 2 1/2")	
x 50	( x 2")	
75 mm. x 60 mm.	(3" x 2 1/2") $\varnothing$	} VALVULAS SIN REDUCCION CON UNA-BRIDA Y UNA JUNTA GIBAULT O CON DOS JUNTAS GIBAULT.
x 50	( x 2")	
100 mm. x 100 mm.	(4" x 4") $\varnothing$	
75 x 75	(3" x 3")	
60 x 60	(2 1/2" x 2 1/2")	
50 x 50	(2" x 2")	

## 2°.- VALVULAS TIPO MARIPOSA

300 mm. (12") Ø	}	TIPO OBLEA, PARA COLOCAR- ENTRE BRIDAS (REQUIERE - DE LA EXTREMIDAD DE Fo.Fo. Y LA J.G.
350 mm. (14") Ø		
400 mm. (16") Ø		
450 mm. (18") Ø		
500 mm. (20") Ø		
600 mm. (24") Ø	}	BRIDADA
762 mm. (30") Ø		
915 mm. (36") Ø		
1065 mm. (42") Ø		
1210 mm. (48") Ø		

## 3°.- TIPO COMPUERTA

150 mm. ( 6") Ø	}	BRIDADA
200 mm. ( 8") Ø		
250 mm. (10") Ø		

Sin embargo, no siempre es conveniente tener una gran variedad de tipos de válvulas, prefiriéndose uniformizar su selección.

B.- Cuantificación de tuberías, diseño de cruceros y piezas especiales.- La cuantificación de tuberías es una parte del proyecto que resulta simple de llevar a cabo, sin embargo, requiere de la atención del Ingeniero, con objeto de no incurrir en errores por omisión, doble recuento o equivocación del diámetro.

Diseño de cruceros y piezas especiales.- Se entiende por crucero a todo aquel punto del proyecto de la red, en el que se requiera de piezas especiales para poder realizar la interconexión de tuberías, cambiar de diámetros, cambiar de dirección en las tuberías, colocación de válvulas de seccionamiento, -- hidrantes contra incendio, terminales del tramo de tuberías, - cambio de tipos de material que forman las tuberías, cambio de clases entre tuberías del mismo material, etc.

Todos esos puntos dentro de la red deberán distinguirse con un número encerrado por un círculo, procurando que la localización de cruceros pueda, en un momento dado, hacerse con facilidad.

Es recomendable numerar primero en forma progresiva los cruces que se localicen sobre las tuberías principales y por último los cruces que se localicen sobre las tuberías de relleno, con lo cual se facilitará posteriormente el recuento de piezas especiales.

Para el diseño de cruces pueden emplearse piezas especiales de fierro fundido, de asbesto cemento ó P.V.C., siendo más frecuentemente usadas las primeras por su gran variedad de diámetros que ofrecen los fabricantes, pudiendo ser bridadas o con campana, para ligarse a tuberías de A.C. ó P.V.C. .

Las piezas especiales más comunes pueden ser cruces, tes, codos, reducciones, juntas universales, juntas gibault, terminales, coples de transición, adaptadores, extremidades, carretes, empaques de plomo, tornillos, tapas ciegas, bridas con rosca, etc. .

Una vez diseñados los cruces, se procede a la cuantificación de piezas y enlistamiento procurando que aparezcan por orden de importancia y de los diámetros mayores a los menores.

CATALOGO DE OBRAS Y ELABORACION DE PRESUPUESTO.- En base a los resúmenes de cantidades de tuberías, válvulas, piezas especiales, etc., se procede a elaborar el catálogo de obra, que consiste básicamente en la descripción detallada de cada uno de los conceptos que integrarán la obra, como rupturas y reposición de pavimentos y banquetas, excavación y relleno de zanjas, instalación y suministro de tuberías, válvulas y piezas especiales, construcción de cajas para operación y conservación de válvulas, construcción de atraques de concreto, etc., etc.

A cada uno de los conceptos que integren el catálogo de obra se le aplicará un precio unitario de acuerdo con la tarifa que se haya asignado a la localidad, con objeto de elaborar el presupuesto de las obras. Este presupuesto deberá detallarse en sus dos aspectos fundamentales por separado, es decir, en lo concerniente a mano de obra y lo correspondiente al suministro de materiales.

#### IV.- TUBERIAS SECUNDARIAS O DE RELLENO (EMPARRILLADO).

Son las tuberías que cubren el total de la red que se ligan a las tuberías principales.

Cuando la red se proyecta a base de circuitos, es interesante observar los modelos que se pueden formar con relación a las uniones de estas tuberías.

a) Modelo Monoplanar.- Consiste en que se ligen de preferencia por sus dos extremos a las tuberías principales con objeto de que la alimentación se pueda llevar a cabo por dos lados diferentes. Fig. 5.

b) Modelo Biplanar.- Es decir que se crucen a diferentes planos entre ellos ó sea las líneas donde las calles se cruzan no se encuentran interconectadas. Fig. 6 .

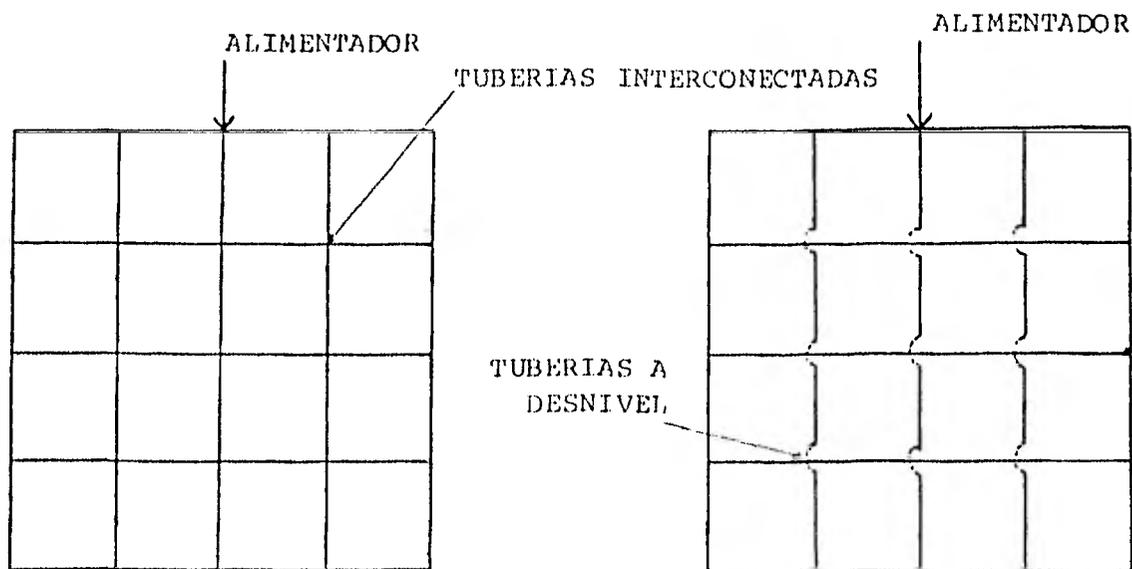


FIG. 5  
MODELO MONOPLANAR

FIG. 6  
MODELO BIPLANAR

IV.1.- MODELO MONOPLANAR.- Como se explicó en el Capítulo III- en su Sección 4, existen varios métodos para el cálculo hidráulico del sistema monoplanar.

En virtud de que la red que nos ocupa está formada por 26 circuitos y construida con el criterio biplanar, para su respectivo análisis se calculó como monoplanar con el método de Hardy Cross, a través de un programa de computadora en lenguaje Fortran elaborado en el Centro de Cálculo de la Facultad de Ingeniería de la Universidad Nacional Autónoma de México, con las siguientes restricciones:

- 1.- Solucionar 26 circuitos por el Método de Hardy Cross.
- 2.- Constante de Hazen Williams (c)  $C = 130$
- 3.- Número pedido de equilibrios = 25
- 4.- Aproximación (pérdidas de carga en metros) = 0.001

En vista que el programa está diseñado para solucionar "n" circuitos por el método de Hardy Cross y encontrarse actualmente en vías de perfeccionarse para alcanzar la aproximación deseada requiere un gran número de iteraciones, las cuales hacen impráctico e incoesteable el programa por el tiempo-máquina que se requiere. Con las 25 iteraciones alcanzó una pérdida máxima de carga de 0.10 mt., lo cual arroja una aproximación apropiada para su estudio, de las cargas disponibles en cada crucero.

El empleo de programas de computadora para resolver redes de agua potable se ha estado haciendo cada día más común tanto en el sector privado como en el público, debido a las ventajas que ofrece como son la rapidez y precisión en los resultados. Estos programas están diseñados para solucionar un número determinado de circuitos, proporcionando varias alternativas en cuanto a funcionamiento hidráulico y presupuesto para cada caso, ocupando el menor tiempo posible de máquina y proporcionando datos prácticos, dando con esto una mayor flexibilidad al ingeniero proyectista al elegir la red de distribución óptima.

A continuación se presentan el cálculo hidráulico de la línea abierta del tanque al crucero 31 ; una tabla resumen con las cargas disponibles en cada crucero, plano No. 1 y diseño de cruceros.

CALCULO DE PERDIDAS.- Utilizando la fórmula  $H = KLQ^2$

donde:

H= Pérdidas por fricción ( en metros ).  
 K= Constante ( D=Diám. int. en metros ).  
 L= Longitud ( en metros ) .  
 Q= Gasto ( en M<sup>3</sup>/seg. ) .

Valores de K

K Ø 6" = 23.79  
 K Ø 4" = 199.61  
 K Ø 3" = 779.44  
 K Ø 2 1/2" = 1944.06

$n_{\text{Asbesto Cemento}} = 0.010$

$n_{\text{P.V.C.}} = 0.009$

Cálculo del equilibrio de gastos

$$q = \frac{H}{1.85 \left( \frac{H}{Q} \right)}$$

TABLA No. 1 POBLACION COL. IGNACIO ZARAGOZA, MUNICIPIO DE HUAMANTLA, EDO. DE -  
 TLAXCALA.  
 CALCULO LINEA ABIERTA DEL TANQUE AL CRUCERO 31 A.C.

CRUCERO	TRAMO	L	DIAMETRO	Q LPS	K	$h_f$	CARGA PIEZOMETRI- CA.	NIVEL TERRENO	CARGA DISPONIBLE
2							146.58	145.58	1.00
2'	2-2'	150	6"	9.36	23.79	0.31	146.27	136.56	9.71
3	2'-3	129	6"	9.20	23.79	0.26	146.01	128.80	17.21
31	3-31	41	6"	9.07	23.79	0.08	145.93	126.33	19.60

$$h_f = KLQ^2$$

$$\frac{Q_{tot}}{L_{tot}} = \frac{9.36}{8925} = 0.00104873 \text{ lps/ m}$$

TABLA No. 2 POBLACION COL. IGNACIO ZARACOZA, MUNICIPIO DE HUAMANTLA, EDO. DE TLAXCALA.  
RESOLUCION DE UNA RED DE DISTRIBUCION DE AGUA POTABLE, SISTEMA MONOPLANAR (26 CIRCUITOS)  
POR EL METODO HARDY CROSS  $C=130$ .

CIRCUITO	CRU- CERO	TRAMO	LONGI - TUD (M)	Qo (LPS)	DIAM. (PULG)	Ho (M)	Hcorreg (M)	CARGA PIEZOMETRI CA (M)	NIVEL DE TERRENO (M)	CARGA DISPON IBLE (M)
	31							145.93	126.33	19.60
I	30	31-30	112	+3.7452	4	+0.3136	0.31	145.62	126.46	19.16
I	29	30-29	158	+3.6352	4	+0.4168	0.42	145.20	123.40	21.80
I-II	63	31-63	150	-1.4694	2 1/2	-0.6296	0.73	145.20	121.95	23.25
I-IV	29	63-29	112	-0.0698	2 1/2	-0.0011	0.00	145.20	123.40	21.80
	31				H=	0.0997		145.93	126.33	19.60
II-I	63	31-63	150	+1.4694	2 1/2	+0.6296	0.73	145.20	121.95	23.25
II	4	31- 4	114	-3.8054	4	-0.3295	0.33	145.60	122.29	23.31
II	5	4- 5	148	-3.6854	4	-0.4012	0.40	145.20	120.50	24.70
II-V	63	5-63	114	-0.0148	2 1/2	-0.0000	0.00	145.20	121.95	23.25
	29				H=	-0.1011		145.20	123.40	21.80
III	28	29-28	112	+2.5043	4	+0.1402	0.14	145.06	119.57	25.49
III	27	28-27	112	+2.3543	4	+0.1239	0.12	144.94	115.06	29.88
III-IV	60	29-60	112	-1.0307	2 1/2	-0.2313	0.23	144.97	114.84	30.13
III-VII	27	60-27	113	-0.1253	2 1/2	-0.0034	0.03	144.94	115.06	29.88
	29				H=	0.0294		145.20	123.40	21.80
IV-III	60	29-60	112	+1.0307	2 1/2	+0.2313	0.23	144.97	114.84	30.13
IV-I	29	63-29	112	+0.0698	2 1/2	+0.0011	0.00	145.20	123.40	21.80
IV-V	61	63-61	112	-1.0144	2 1/2	-0.2241	0.23	144.97	114.64	30.33
IV-VIII	60	61-60	113	-0.0603	2 1/2	-0.0008	0.00	144.97	114.84	30.13
	63				H=	0.0075		145.20	121.95	23.25
V-IV	61	63-61	112	+1.0144	2 1/2	+0.2240	0.23	144.97	114.64	30.33
V-II	63	5-63	114	+0.0148	2 1/2	+0.0000	0.00	145.20	121.95	23.25
V-VI	62	5-62	113	-1.0174	2 1/2	-0.2274	0.23	144.97	114.24	30.73
V-IX	61	62-61	114	-0.1657	2 1/2	-0.0061	0.00	144.97	114.64	30.33
	5				H=	-0.0095		145.20	120.50	24.70
VI-V	62	5-62	113	+1.0174	2 1/2	+0.2274	0.23	144.97	114.24	30.73
VI	6	5- 6	112	-2.5032	4	-0.1400	0.12	145.08	117.65	27.43
VI	7	6- 7	112	-2.2432	4	-0.1125	0.11	144.97	114.24	30.73

TABLA No. 2 POBLACION COL. IGNACIO ZARAGOZA, MUNICIPIO DE HUAMANTLA, EDO. DE TLAXCALA.  
RESOLUCION DE UNA RED DE DISTRIBUCION DE AGUA POTABLE, SISTEMA MONOPLANAR (26 CIRCUITOS)  
POR EL METODO HARDY CROSS  $C=130$ .

CIRCUITO	CRUCERO	TRAMO	LONGI - TUD (M)	Qo (LPS)	DIAM. (PULG)	H <sub>o</sub> (M)	H <sub>correg</sub> (M)	CARGA PIEZOMETRICA (M)	NIVEL DE TERRENO (M)	CARGA DISPONIBLE (M)
VI-X	62	7-62	112	-0.1028	2 1/2	-0.0023	0.00	144.97	114.24	30.73
	27				H=	-0.0274				
VII	26	27-26	114	+2.3097	4	+0.1214	0.12	144.94	115.06	29.88
VII-XI	57	26-57	112	+0.2447	2 1/2	+0.0130	0.00	144.82	110.46	34.36
VII-III	27	60-27	113	+0.1253	2 1/2	+0.0034	0.03	144.82	110.38	34.44
VII-VIII	57	60-57	114	-0.7257	2 1/2	-0.1167	0.15	144.94	115.06	29.88
	60				H=	0.0211		144.82	110.38	34.44
VIII-VI	57	60-57	114	+0.7257	2 1/2	+0.1167	0.15	144.97	114.84	30.13
VIII-XII	58	57-58	114	+0.0413	2 1/2	+0.0004	0.00	144.82	110.38	34.44
VIII-IV	60	61-60	113	+0.0603	2 1/2	+0.0008	0.00	144.82	110.50	34.32
VIII-IX	58	61-58	114	-0.7598	2 1/2	-0.1279	0.15	144.97	114.84	30.13
	61				H=	-0.0100		144.82	110.50	34.32
IX-VIII	58	61-58	114	+0.7598	2 1/2	+0.1279	0.15	144.97	114.64	30.33
IX-V	61	62-61	114	+0.1657	2 1/2	+0.0061	0.00	144.82	110.50	34.32
IX-X	59	62-59	114	-0.7144	2 1/2	-0.1131	0.12	144.97	114.64	30.33
IX-XIII	58	59-58	113	-0.2356	2 1/2	-0.0122	0.03	144.85	110.70	34.11
	62				H=	0.0087		144.82	110.50	34.32
X-IX	59	62-59	114	+0.7144	2 1/2	+0.1131	0.12	144.97	114.24	30.73
X-VI	62	7-62	112	+0.1028	2 1/2	+0.0023	0.00	144.85	110.70	34.11
X-	8	7- 8	114	-1.9705	4	-0.0884	0.09	144.97	114.24	30.73
X-XIV	59	8-59	112	-0.4506	2 1/2	-0.0442	0.03	144.88	110.77	34.11
	26				H=	-0.0172		144.82	110.46	34.36
XI	25	26-25	110	+1.8749	4	+0.0772	0.07	144.75	106.03	38.72
XI-XV	55	25-55	112	+0.4459	2 1/2	+0.0433	0.04	144.71	105.80	38.91
XI-VII	57	26-57	112	-0.2447	2 1/2	-0.0130	0.00	144.82	110.38	34.44
XI-XII	55	57-55	110	-0.6891	2 1/2	-0.1015	0.11	144.71	105.80	38.91
	57				H=	0.0060		144.82	110.38	34.44
XII-XI	55	57-55	110	+0.6891	2 1/2	+0.1015	0.11	144.71	105.80	38.91

TABLA No. 2 POBLACION COL. IGNACIO ZARAGOZA, MUNICIPIO DE HUAMANTLA, EDO. DE TLAXCALA.  
RESOLUCION DE UNA RED DE DISTRIBUCION DE AGUA POTABLE, SISTEMA MONOPLANAR (26 CIRCUITOS)  
POR EL METODO HARDY CROSS C= 130.

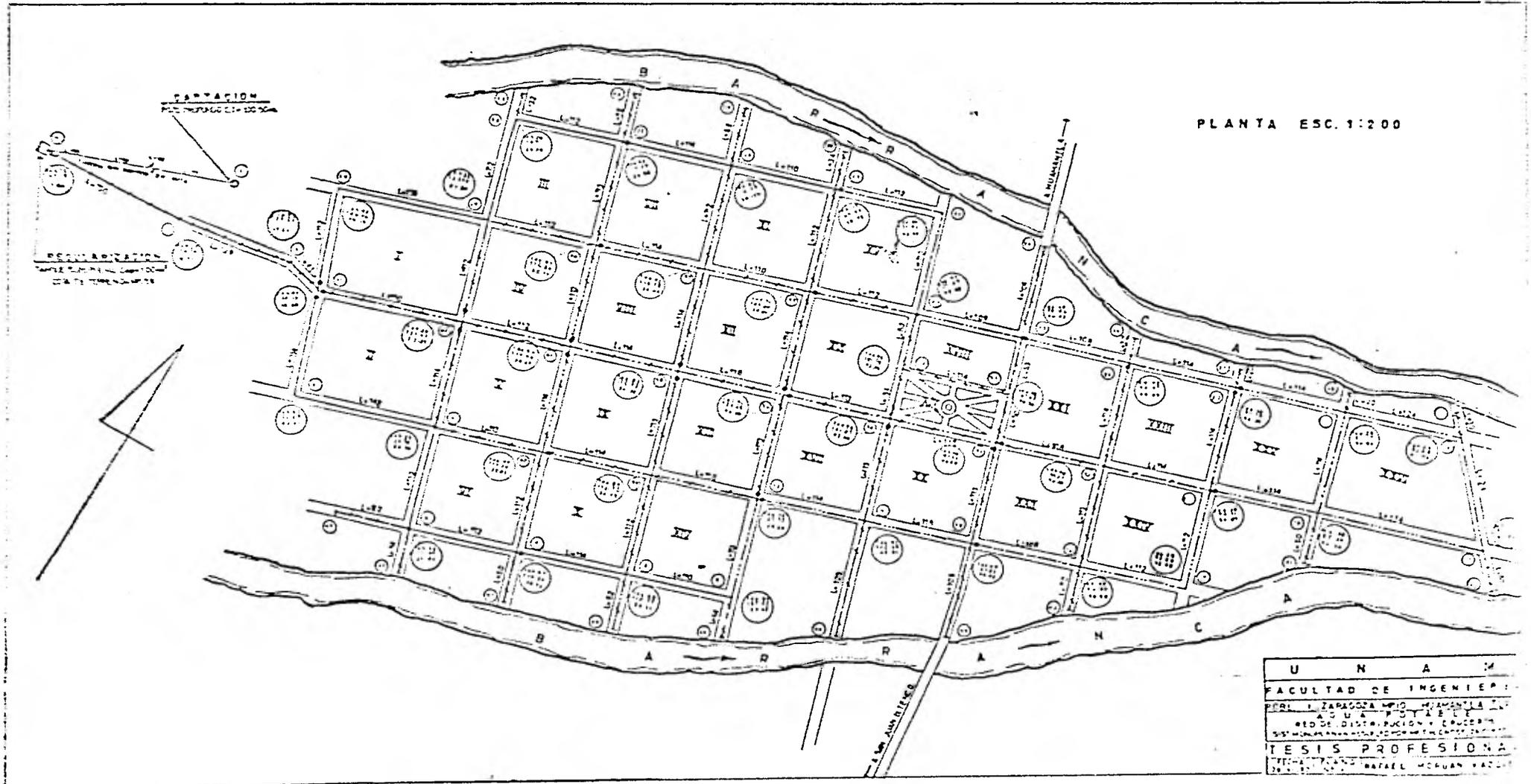
CIRCUITO	CRUCERO	TRAMO	LONGI - TUD (M)	Qo (LPS)	DIAM. (PULG)	Ho (M)	Hcorreg (M)	CARGA PIEZOMETRICA (M)	NIVEL DE TERRENO (M)	CARGA DISPONIBLE (M)
XII-XVI	56	55-56	114	+0.1128	2 1/2	+0.0028	0.00	144.71	105.65	39.06
XII-VIII	58	57-58	114	-0.0413	2 1/2	-0.0004	0.00	144.82	110.50	34.32
XII-XIII	56	58-56	110	-0.6867	2 1/2	-0.1008	0.11	144.71	105.65	39.06
					H=	0.0031				
	58							144.82	110.50	34.32
XIII-XII	56	58-56	110	+0.6867	2 1/2	+0.1008	0.11	144.71	105.65	39.06
XIII-IX	58	59-58	113	+0.2356	2 1/2	+0.0122	0.03	144.82	110.50	34.32
XIII-XIV	10	59-10	110	-0.6995	2 1/2	-0.1046	0.11	144.74	105.50	39.24
XIII-XVII	56	10-56	113	-0.2651	2 1/2	-0.0154	0.03	144.71	105.65	39.06
	59				H=	-0.007		144.85	110.70	34.15
XIV-XIII	10	59-10	110	+0.6995	2 1/2	+0.1046	0.11	144.74	105.50	39.24
XIV-X	59	8-59	112	+0.4506	2 1/2	+0.0442	0.03	144.85	110.70	34.15
XIV-	9	8-9	110	-1.3299	4	-0.0388	0.03	144.85	107.43	37.42
XIV-	10	9-10	112	-1.1699	3	-0.1195	0.11	144.74	105.50	39.24
	25				H=	-0.0095		144.75	106.03	38.72
XV-	24	25-24	112	+1.1590	3	+0.1173	0.10	144.65	101.51	43.14
XV-	23	24-23	110	+1.0490	3	+0.0943	0.08	144.57	101.69	42.88
XV-XI	55	25-55	112	-0.5559	2 1/2	-0.0673	0.04	144.71	105.80	38.91
XV-XVI	23	55-23	112	-0.7822	2 1/2	-0.1332	0.14	144.57	101.69	42.88
	55				H=	0.0111		144.71	105.80	38.91
XVI-XV	23	55-23	112	+0.7822	2 1/2	+0.1332	0.14	144.57	101.69	42.88
XVI-XVII	50	23-50	63	+0.3471	2 1/2	+0.0148	0.02	144.55	101.79	42.76
XVI-XII	56	55-56	114	-0.1128	2 1/2	-0.0028	0.00	144.71	105.65	39.06
XVI-XVII	54	56-54	113	-0.8246	2 1/2	-0.1493	0.15	144.56	101.87	42.69
XVI-XIX	50	54-50	51	-0.1002	2 1/2	-0.0009	0.01	144.55	101.79	42.76
	56				H=	-0.005		144.71	105.65	39.06
XVII-XVI	54	56-54	113	+0.8246	2 1/2	+0.1494	0.15	144.56	101.87	42.69
XVII-XIII	56	10-56	113	+0.2651	2 1/2	+0.0154	0.03	144.71	105.65	39.06
XVII-	11	10-11	114	-1.3742	3	-0.1678	0.17	144.57	102.06	42.51
XVII-XX	54	11-54	113	-0.1472	2 1/2	-0.0048	0.01	144.56	101.87	42.69
	23				H=	-0.0078		144.57	101.69	42.88

TABLA No. 2 POBLACION COL. IGNACIO ZARAGOZA, MUNICIPIO DE HUAMANTLA, EDO. DE TLAXCALA.  
RESOLUCION DE UNA RED DE DISTRIBUCION DE AGUA POTABLE, SISTEMA MONOPLANAR (26 CIRCUITOS)  
POR EL METODO HARDY CROSS  $C=130$ .

CIRCUITO	CRUCERO	TRAMO	LONGITUD (M)	Qo (LPS)	DIAM. (PULG)	Ho (M)	Hcorreg (M)	CARGA PIEZOMETRICA (M)	NIVEL DE TERRENO (M)	CARGA DISPONIBLE (M)
XVIII-	22	23-22	109	+1.0641	3	+0.0962	0.09	144.48	98.06	46.42
XVII -XVI	50	23-50	63	-0.3571	2 1/2	-0.0156	0.02	144.55	101.79	42.76
XVIII-XIX	51	50-51	114	-0.5573	2 1/2	-0.0688	0.07	144.48	97.98	46.50
XVIII-XXI	22	51-22	63	-0.1669	2 1/2	-0.0034	0.00	144.48	98.06	46.42
	50				H=	0.0084		144.55	101.79	42.76
XIX-XVIII	51	50-51	114	+0.5573	2 1/2	+0.0688	0.06	144.49	97.98	46.51
XIX-XXI	53	51-53	50	+0.2104	2 1/2	+0.0043	0.00	144.49	97.93	46.56
XIX-XVI	50	54-50	51	+0.1002	2 1/2	+0.0009	0.01	144.55	101.79	42.76
XIX-XX	53	54-53	115	-0.5816	2 1/2	-0.0756	0.07	144.49	97.93	46.56
	54				H=	-0.0016		144.56	101.87	42.69
XX-XIX	53	54-53	115	+0.5816	2 1/2	+0.0756	0.07	144.49	97.93	46.56
XX-XXII	12	53-12	113	+0.0112	2 1/2	+0.0000	0.00	144.45	97.83	46.62
XX-XVII	54	11-54	113	+0.1472	2 1/2	+0.0048	0.01	144.56	101.87	42.69
XX-	12	11-12	116	-0.9770	3	-0.0863	0.08	144.49	97.83	46.66
	51				H=	-0.0059		144.49	97.98	46.51
XXI-XVIII	22	51-22	63	+0.1669	2 1/2	+0.0034	0.01	144.48	98.06	46.42
XXI	21	22-21	108	+1.0109	3	+0.0860	0.06	144.42	94.47	49.95
XXI-XXIII	52	21-52	114	+0.1670	2 1/2	+0.0062	0.00	144.40	94.20	50.20
XXI-XIX	53	51-53	50	-0.2104	2 1/2	-0.0043	0.00	144.49	97.93	46.56
XXI-XXII	52	53-52	108	-0.4808	2 1/2	-0.0485	0.07	144.42	94.20	50.22
	53				H=	0.0428		144.49	97.93	46.56
XXII-XXI	52	53-52	108	+0.4808	2 1/2	+0.0485	0.09	144.40	94.20	50.20
XXII-XX	12	53-12	113	-0.0112	2 1/2	-0.0000	0.00	144.49	97.83	46.66
XXII	13	12-13	108	-0.7582	3	-0.0484	0.09	144.40	93.90	50.50
XXII-XXIV	52	13-52	113	-0.0864	2 1/2	-0.0016	0.00	144.40	94.20	50.20
	21				H=	-0.0015		144.42	94.47	49.95
XXIII-	20	21-20	114	+0.6939	3	+0.0428	0.04	144.38	91.10	53.28
XXIII-XXI	52	21-52	114	-0.1670	2 1/2	-0.0062	0.02	144.40	94.20	50.20
XXIII-XXIV	15	52-15	114	-0.3843	2 1/2	-0.0327	0.02	144.38	90.31	54.07

TABLA No. 2 POBLACION COL. IGNACIO ZARAGOZA, MUNICIPIO DE HUAMANTLA, EDO. DE TLAXCALA.  
RESOLUCION DE UNA RED DE DISTRIBUCION DE AGUA POTABLE, SISTEMA MONOPLANAR (26 CIRCUITOS)  
POR EL METODO HARDY CROSS  $C=130$ .

CIRCUITO	CRUCERO	TRAMO	LONGI - TUD (M)	Qo (LPS)	DIAM. (PULG)	Ho (M)	Hcorreg (M)	CARGA PIEZOMETRICA (M)	NIVEL DE TERRENO (M)	CARGA DISPONIBLE (M)
XXIII-XXV	20	15-20	114	-0.0416	2 1/2	-0.0003	0.00	144.38	91.10	53.28
	13				H=	0.0036		144.40	93.90	50.50
XXIV-XXII	52	13-52	113	+0.0864	2 1/2	+0.0016	0.00	144.40	94.20	50.20
XXIV-XXIII	15	52-15	114	+0.3843	2 1/2	+0.0327	0.02	144.38	90.31	54.07
XXIV-	14	13-14	112	-0.5018	3	-0.0220	0.02	144.38	92.00	52.38
XXIV-	15	14-15	112	-0.3818	3	-0.0127	0.01	144.38	90.31	54.07
					H=	-0.0004				
	15							144.38	90.31	54.07
XXV-XXII	20	15-20	114	+0.0416	2 1/2	+0.0003	0.00	144.38	91.10	53.28
XXV-	19	20-19	114	+0.4755	3	+0.0200	0.02	144.36	87.74	56.62
XXV-XXVI	16	19-16	114	+0.0574	2 1/2	+0.0007	0.00	144.36	87.24	57.12
XXV-	16	15-16	114	-0.4945	3	-0.0217	0.02	144.36	87.24	57.12
	19				H=	-0.0007		144.36	87.74	56.62
XXVI-	18	19-18	124	+0.2781	3	+0.0075	0.01	144.35	82.60	61.75
XXVI-	17	18-17	124	+0.1181	3	+0.0013	0.00	144.35	82.55	61.80
XXVI-XXV	16	19-16	114	-0.0574	2 1/2	-0.0007	0.00	144.36	87.24	57.12
XXVI-	17	16-17	174	-0.2419	3	-0.0079	0.01	144.35	82.55	61.80
					H=	0.0002				

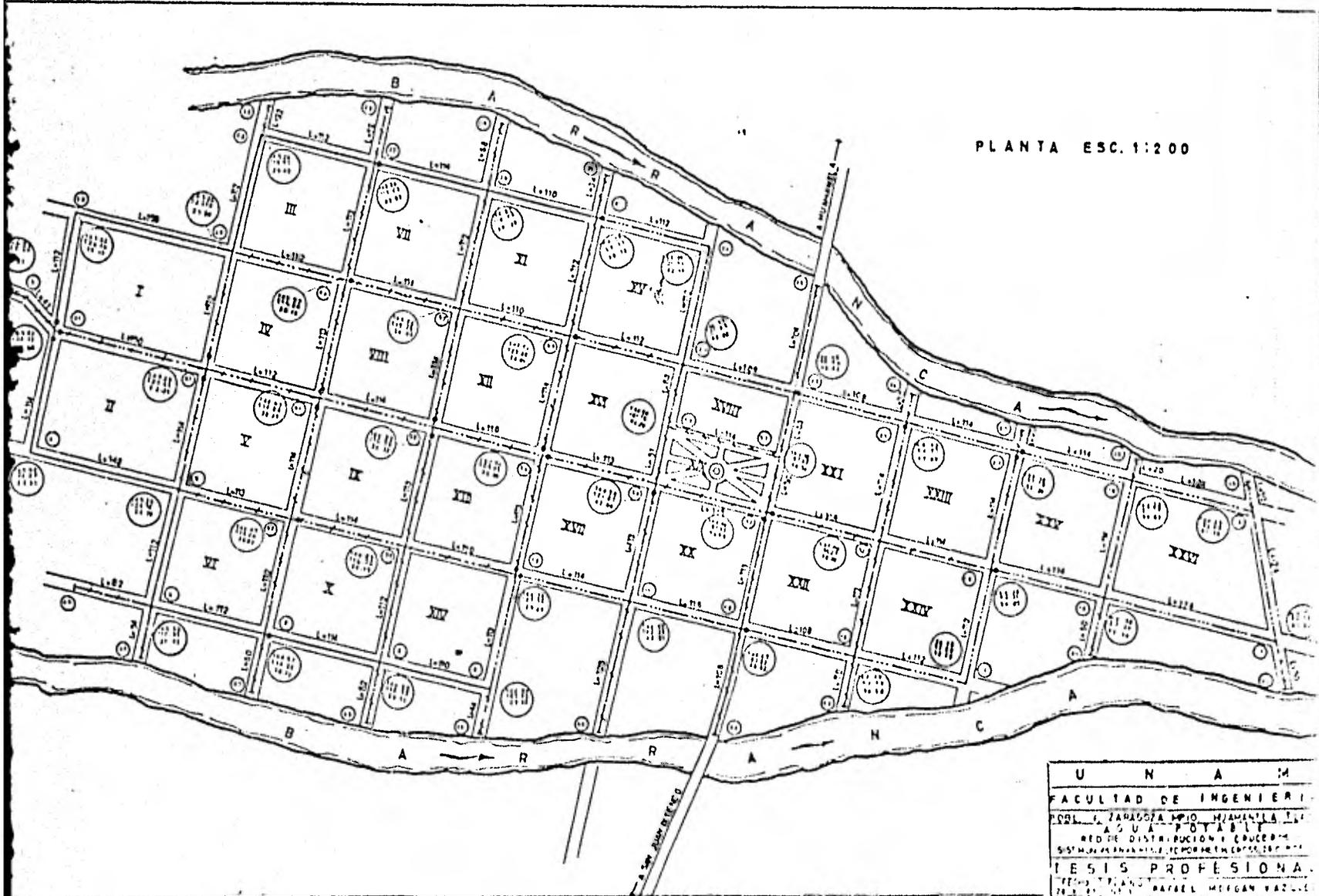


PLANTA ESC. 1:200

UNAM  
 FACULTAD DE INGENIERIA  
 PORfirio ZARAGOZA MPIO. MEXICALTLA DEL  
 EST. DE QUERETARO  
 RED DE DISTRIBUCION Y CRUCEM.  
 SISTEMA DE DISTRIBUCION DE AGUA POTABLE  
 TESIS PROFESIONAL  
 INGENIERIA EN OBRAS DE BARRIO  
 RAFAEL MORGAN YACUBO



PLANTA ESC. 1:200

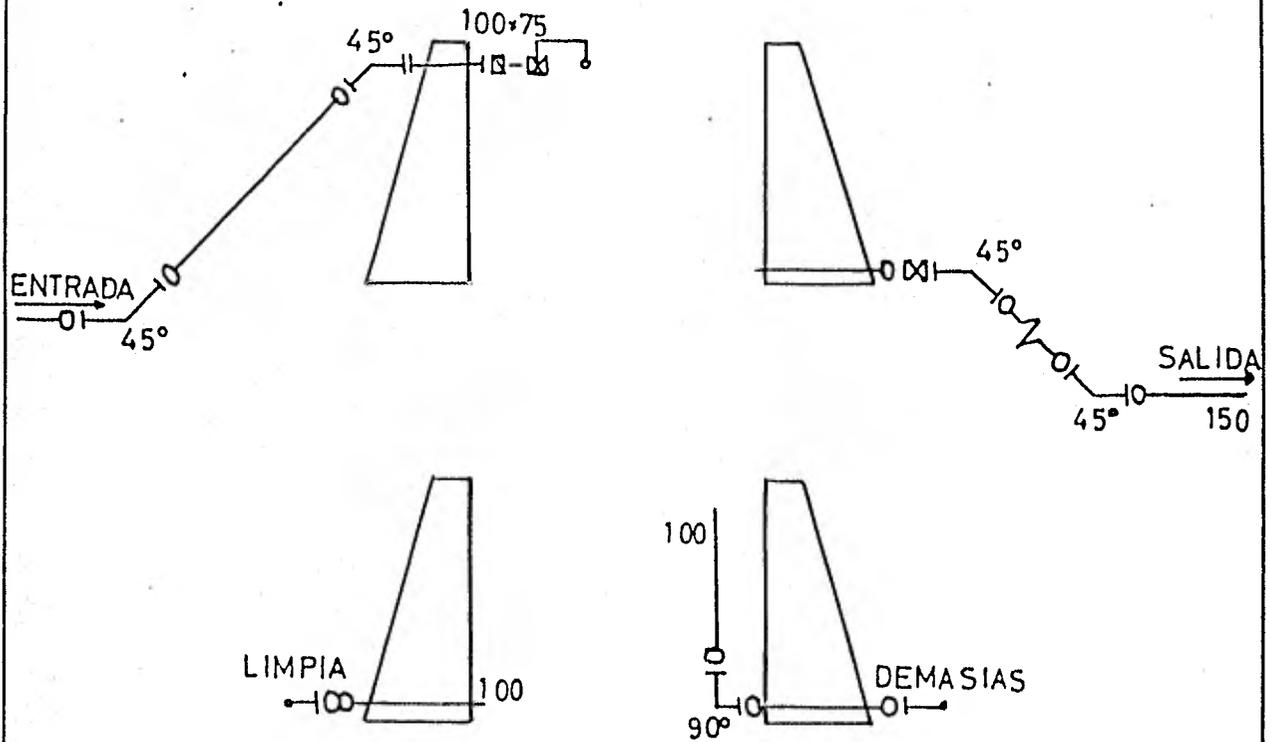


U N A M  
FACULTAD DE INGENIERIA  
ESCUELA DE INGENIERIA EN HIDRAULICA Y  
SISTEMAS DE DISTRIBUCION DE AGUA  
RED DE DISTRIBUCION DE AGUA  
SISTEMA DE DISTRIBUCION DE AGUA  
TESIS PROFESIONAL  
AUTOR: RAFAEL MORGAN VARGAS

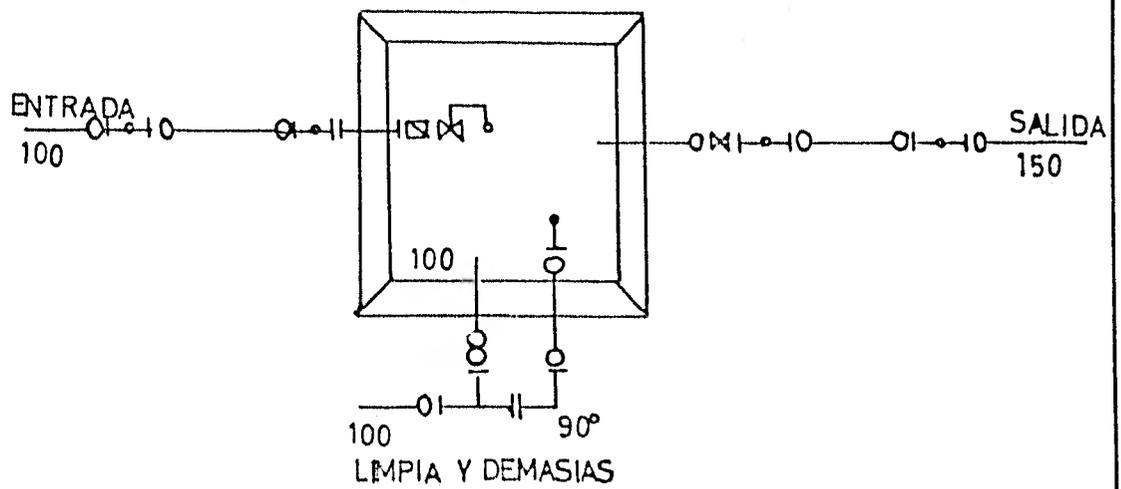
## SIGNOS CONVENCIONALES

Tubería de 150 mm. ( 6" ) Ø	
Tubería de 100 mm. ( 4" ) Ø	
Tubería de 75 mm. ( 3" ) Ø	
Tubería de 60 mm. ( 2 1/2" ) Ø	
Válvula de Seccionamiento	
Número de cruceo	
Terminal	
Longitud de tramo en metros	
Carga piezométrica en metros	
Cota de terreno en metros	
Carga disponible en metros columna de agua	

### REGULARIZACION



### PERFILES



### PLANTA

CRUCEROS DEL SISTEMA MONOPLANAR

<p>(4) (10)</p>	<p>(5) (6) (29)</p>	<p>(7) (27)</p>	<p>(8) (26)</p>	<p>(9)</p>
<p>(10)</p>	<p>(11) (19) (16) (19)</p>	<p>(12)</p>	<p>(14) (24)</p>	<p>(15)</p>
<p>(17) (18)</p>	<p>(17) (18)</p>	<p>(20)</p>	<p>(20)</p>	<p>(21)</p>

CAJA TIPO 9

CAJA TIPO 9

CAJA TIPO 2

CAJA TIPO 1

# CRUCEROS DEL SISTEMA MONOPLANAR

<p>(22)</p> <p>2 1/2"</p> <p>3'-2 1/2"</p> <p>3"</p> <p>2 1/2"</p>	<p>(23)</p> <p>2 1/2"</p> <p>3'-2 1/2"</p> <p>3"</p> <p>2 1/2"</p>	<p>(24)</p> <p>2 1/2"</p> <p>4'-2 1/2"</p> <p>3"</p> <p>2 1/2"</p>	<p>(25)</p> <p>CAJA TIPO 2</p> <p>(58) (61) (6)</p> <p>(12) (13) (14) (15) (16) (17) (18) (19) (47) (48)</p> <p>(42) (43) (44) (45) (46) (49)</p>
<p>(28)</p> <p>21' 2"</p> <p>4"</p> <p>2 1/2"</p> <p>4"</p>	<p>(29)</p> <p>21' 2"</p> <p>4"</p> <p>2 1/2"</p> <p>4"</p>	<p>(30)</p> <p>2 1/2"</p> <p>2 1/2"</p> <p>2 1/2"</p> <p>2 1/2"</p>	<p>(31)</p> <p>6"</p> <p>4 1/2"</p> <p>6'-4"</p> <p>6'-2 1/2"</p> <p>2 1/2"</p>
<p>(52) (57) (59)</p> <p>2 1/2"</p> <p>2 1/2"</p> <p>2 1/2"</p> <p>2 1/2"</p>	<p>(53) (56)</p> <p>2 1/2"</p> <p>2 1/2"</p> <p>2 1/2"</p> <p>2 1/2"</p>	<p>(54) (55) (60) (62)</p> <p>2 1/2"</p> <p>2 1/2"</p> <p>2 1/2"</p> <p>2 1/2"</p>	<p>CAJA TIPO 1</p> <p>(2') (3)</p> <p>22' 30"</p> <p>6"</p> <p>2 1/2"</p> <p>2 1/2"</p>

# LISTA DE PIEZAS ESPECIALES

(RED DE DISTRIBUCION)  
SISTEMA MONOPLANAR

\_\_\_\_\_ Fo. Fo. \_\_\_\_\_

	Codo de:	
	22°30' x 150 mm. (6" Ø)	2
	45° x 150 mm. (6" Ø)	1
	90° x 100 mm. (4" Ø)	2

	Extremidad de:	
	150 mm. (6" Ø)	5
	100 mm. (4" Ø)	24
	75 mm. (3" Ø)	1
	60 mm. (2 1/2" Ø)	20

	Junta gibault de:	
	150 mm. (6" Ø)	5
	100 mm. (4" Ø)	24
	75 mm. (3" Ø)	1
	60 mm. (2 1/2" Ø)	20

	Cruz de:	
	150 x 100 mm. (6" x 4" Ø)	1
	150 x 100 mm. (4" x 4" Ø)	3
	100 x 60 mm. (4" x 2 1/2" Ø)	5

	Reducción de:	
	150 x 60 mm. (6" x 2 1/2" Ø)	1
	100 x 75 mm. (4" x 3" Ø)	1
	100 x 60 mm. (4" x 2 1/2" Ø)	8

	Válvula de compuerta de:	
	100 mm. (4" Ø)	4
	75 mm. (3" Ø)	5
	60 mm. (2 1/2" Ø)	19

	Tee de:	
	100 x 100 mm. (4" x 4" Ø)	1
	60 x 60 mm. (2 1/2" x 2 1/2" Ø)	1

Empaques de plomo	
150 mm. (6") Ø	7
100 mm. (4") Ø	36
75 mm. (3") Ø	2
60 mm. (2 1/2") Ø	22

Tornillos con cabeza y tuerca hexagonal de:	
19.1 x 62.6 mm. (3/4" x 3 1/4")	56
15.9 x 76.2 mm. (5/8" x 3")	288
15.9 x 63.5 mm. (5/8" x 2 1/2")	96

Cajas de válvulas:	
Tipo 1	5
Tipo 2	6
Tipo 5	3
Tipo 9	4
Tipo 12	1

\_\_\_\_\_ P. V. C. \_\_\_\_\_

┌─ Cruz de:	
75 x 75 mm. (3" x 3") Ø	3
75 x 60 mm. (3" x 2 1/2") Ø	8
60 x 60 mm. (2 1/2" x 2 1/2") Ø	12

└─ Codo de:	
90° x 75 mm. (3") Ø	2
22° 30' x 75 mm. (3") Ø	4

└─ Tee de:	
75 x 75 mm. (3" x 3") Ø	2
60 x 60 mm. (2 1/2" x 2 1/2") Ø	2

└─ Extremidad campana de:	
75 mm. (3") Ø	7
60 mm. (2 1/2") Ø	31

=─ Extremidad espiga de:	
75 mm. (3") Ø	1
60 mm. (2 1/2") Ø	5

▷─ Reducción campana de:	
75 x 60 mm. (3" x 2 1/2") Ø	8

└─ Tapón campana de:	
60 mm. (2 1/2") Ø	19

IV.2.- MODELO BIPLANAR.- Es aquel sistema de tuberías secundarias ó de relleno, formado por circuito en el cual los tubos no se ligan en los cruceros es decir pasan a desnivel. El sistema biplanar tiene su origen en el diseño de las piezas de conexión G.P.B., con derivación y brida de 15 cms., para conectar directamente la válvula valflex a las tuberías de cualquier diámetro. Fig. 7 y 10.

Este sistema fue ideado por el Ing. Guillermo Palacios B., y patentado con el No. 51721 y él propone seguir la secuela de cálculo hidráulico siguiente:

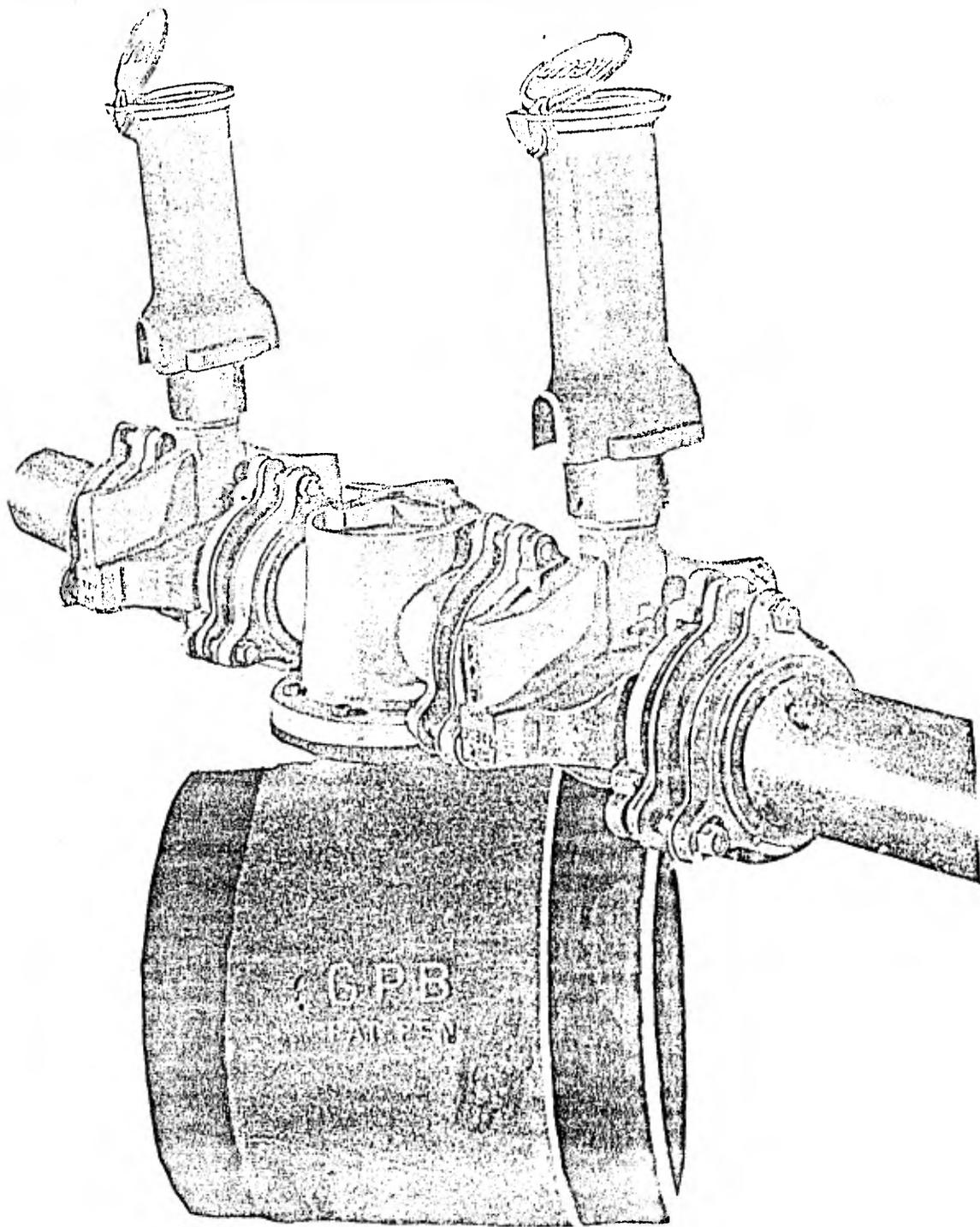
La secuela del cálculo hidráulico consiste simplemente en encontrar el gasto específico y multiplicarlo por la longitud total de línea de servicio tendida entre las tuberías mayores que forman el circuito. El resultado así obtenido se divide entre dos con lo que se halla el gasto por entrada. Acumulando estos gastos se deduce la pérdida de carga en el tramo correspondiente de la tubería maestra.

Como se ve el cálculo resulta más sencillo que el usado hasta hoy, que es más complejo por ser necesario considerar la influencia de la topografía de la población para definir los escurrimientos en las líneas secundarias y las longitudes diferentes de las partes de retícula que se tienen que considerar.

Con el sistema biplanar no es necesario tener en cuenta la influencia de la topografía pues ya sean las tuberías maestras, en el caso de que a estas toque resultar paralelas a las curvas de nivel o bien las tuberías mismas de distribución, si éstas resultan también paralelas a dichas curvas, trabajan como dice al escurrimiento influenciado por la gravedad.

En la D.G. de Agua Potable y Alcantarillado de la Sría. de Asentamientos Humanos y Obras Públicas, el sistema biplanar se resuelve en la siguiente forma:

Por el método de H. Cross se resuelve el ó los circuitos principales igual que en el sistema monoplanar obteniéndose los gastos y cargas disponibles en la intersección de los circuitos con las tuberías de relleno. Cuando se trata de conocer la carga disponible de una tubería de relleno del gasto conocido en el crucero se obtienen las pérdidas y la carga disponible



CRUCERO DE UNA TUBERIA MAYOR CON TUBERIA DE SERVICIO, FORMADO CON PIEZAS GPB Y VALVULAS VALFLEX. BASTA CON UN TRAMO DE TUBO DE 75mm., Y UNA "CAJA DE BANQUETA" - PARA FORMAR EL "CARCAMO DE CONTROL".

FIG. # 7

deseada.

Para la red que nos ocupa se emplearon para sus análisis los métodos que a continuación se citan:

- IV.-2 a) Método de las secciones
- IV.-2 b) Método de H. Cross (11 circuitos)
- IV.-2 c) Criterio del Ing. Guillermo Palacios B.

IV.-2 a) Método de secciones.- Se analizará la red biplanar -- del proyecto por el método de las secciones (ver plano No. 2) -- el gradiente hidráulico disponible dentro de la red misma se -- estima cercano al 2.0% . El valor de "C", en la fórmula de -- Hazen-Williams se estima,  $C=130$  y el consumo doméstico de 9.36 lps. No se considerará demanda de incendios , se analizará la red de dos diferentes maneras.

1ª Se corta la red diagonalmente al sentido de escurrimiento del flujo.

2ª Se corta la red perpendicularmente al sentido de escurrimiento del flujo.

CALCULOS.-

1ª Diagonalmente cortados al sentido de escurrimiento del flujo.

Cálculo de Demandas.-

$Q_u =$  Gasto unitario

$Q_u = 0.00104873$  lps/m.

T A B L A No. 3

SECCION	LONG. ACUMULADA MAS ALLA DE C/ SECCION (M)	GASTO ACUMULADO MAS ALLA DE C/SECCION	
		LPS	MGD*
1-1	8600	9.02	0.21
2-2	8019	8.41	0.19
3-3	7237	7.59	0.17
4-4	6379	6.69	0.15
5-5	5397	5.66	0.13
6-6	4443	4.66	0.11
7-7	3499	3.67	0.08
8-8	2460	2.58	0.06
9-9	1754	1.84	0.042
10-10	1068	1.12	0.025
11-11	410	0.43	0.009

\* 1 lps= 0.02283 mgd.

SECCION 1-1

- A).- Demanda doméstica = 0.21 mgd.  
 B).- Tuberías existentes: Una de 6 Pulg., capacidad 0.160 mgd.  
 (Diagrama Hazen-Williams) Fig 8 y 9.  
 C).- Deficiencia =  $0.21 - 0.162 \times \frac{130}{100} = 0.21 - 0.21 = 0$   
 D).- Por tanto la tubería de 6 Pulg., conducirá 0.16 mgd., -  
 con una velocidad de  $1.25 \left(\frac{130}{100}\right) = 1,625$  pps.

SECCION 2-2

- A).- Demanda doméstica = 0.19 mgd  
 B).- Tuberías existentes: Dos tubos de 4 Pulg., cuatro tubos -  
 de 2 1/2 Pulg.

$$\begin{aligned} 2 \text{ tubos de } 4''\varnothing &= 2 (0.052 \text{ mgd}) = 0.104 \\ + 4 \text{ tubos de } 2 \frac{1}{2}'' & \\ \varnothing &= 4 (0.016 \text{ mgd}) = \frac{0.064}{0.168 \text{ mgd.}} \end{aligned}$$

$$0.168 \times \frac{130}{100} = 0.2184 \text{ mgd.}$$

- C).- Deficiencia  
 $0.19 - 0.2184 = - 0.028$  mgd.

∴ No hay deficiencia.

SECCION 3-3

- A).- Demanda doméstica = 0.17 mgd.  
 B).- Tuberías existentes: Dos tubos de 4 Pulg. y 4 Tubos de -  
 2 1/2 Pulg.

$$\begin{aligned} 2 \text{ de } 4'' \varnothing &= 2 (0.052) = 0.104 \\ + 4 \text{ de } 2 \frac{1}{2}''\varnothing &= 4 (0.016) = \frac{0.064}{0.168 \text{ mgd.}} \end{aligned}$$

$$0.168 \times \frac{130}{100} = 0.2184 \text{ mgd.}$$

C.- Deficiencia

$$0.19 - 0.2184 = - 0.0284 \text{ mgd}$$

∴ No hay deficiencia

SECCION 4-4

A).- Demanda doméstica = 0.15 mgd.

B).- Tuberías existentes: Un tubo de 4 Pulg., un tubo de 3 Pulg.,  
cuatro tubos de 2 1/2 Pulg.

$$\begin{array}{rclcl} 1 \text{ de } 4" \varnothing & = & 1 (0.052) & = & 0.052 \\ + 1 \text{ de } 3" \varnothing & = & 1 (0.025) & = & 0.025 \\ 4 \text{ de } 2 \frac{1}{2}" \varnothing & = & 4 (0.016) & = & \underline{0.064} \\ & & & & 0.141 \text{ mgd.} \end{array}$$

$$0.141 \times \frac{130}{100} = 0.1833$$

C).- Deficiencia

$$0.15 - 0.1833 = -0.0333 \text{ mgd.}$$

∴ No hay deficiencia

SECCION 5-5

A).- Demanda doméstica = 0.13 mgd.

B).- Tuberías existentes: Un tubo de 4 Pulg., un tubo de 3 Pulg.,  
tres tubos de 2 1/2 Pulg.

$$\begin{array}{rclcl} 1 \text{ de } 4" \varnothing & = & 1 (0.052) & = & 0.052 \\ + 1 \text{ de } 3" \varnothing & = & 1 (0.025) & = & 0.025 \\ 3 \text{ de } 2 \frac{1}{2}" \varnothing & = & 3 (0.016) & = & \underline{0.048} \\ & & & & 0.125 \text{ mgd.} \end{array}$$

$$0.125 \times \frac{130}{100} = 0.1625 \text{ mgd.}$$

C).- Deficiencia

$$0.13 - 0.1625 = - 0.0325 \text{ mgd}$$

∴ No hay deficiencia

SECCION 6-6

- A).- Demanda doméstica = 0.11 mgd.  
 B).- Tuberías existentes: Un tubo de 4 Pulg., un tubo de 3 Pulg.  
 y dos tubos de 2 1/2 Pulg.

$$\begin{array}{rcl}
 1 \text{ de } 4" \text{ } \varnothing & = & 1 (0.052) = 0.052 \\
 +1 \text{ de } 3" \text{ } \varnothing & = & 1 (0.025) = 0.025 \\
 2 \text{ de } 2 \frac{1}{2} " \text{ } \varnothing & = & 2 (0.016) = \underline{0.032} \\
 & & 0.109 \text{ mgd.}
 \end{array}$$

$$0.109 \times \frac{130}{100} = 0.1417$$

- C).- Deficiencia  
 $0.11 - 0.1417 = -0.0317 \text{ mgd.}$

∴ No hay deficiencia

SECCION 7-7

- A).- Demanda doméstica = 0.08 mgd.  
 B).- Tuberías existentes: Un tubo de 4 Pulg., dos tubos de --  
 3 Pulg., y tres tubos de 2 1/2 Pulg.

$$\begin{array}{rcl}
 1 \text{ de } 4" \text{ } \varnothing & = & 1 (0.052) = 0.052 \\
 +2 \text{ de } 3" \text{ } \varnothing & = & 2 (0.025) = 0.050 \\
 3 \text{ de } 2 \frac{1}{2} " \text{ } \varnothing & = & 3 (0.016) = \underline{0.048} \\
 & & 0.150 \text{ mgd.}
 \end{array}$$

$$0.150 \times \frac{130}{100} = 0.195 \text{ mgd.}$$

- C).- Deficiencia  
 $0.08 < 0.195$

∴ No hay deficiencia

SECCION 8-8

- A).- Demanda doméstica = 0.06 mgd.  
 B).- Tuberías existentes: Dos tubos de 3 Pulg. y dos tubos de -  
 2 1/2 Pulg.

$$\begin{array}{rcl}
 2 \text{ de } 3" \text{ } \varnothing & = & 2 (0.025) = 0.050 \\
 + 2 \text{ de } 2 \frac{1}{2}" \text{ } \varnothing & = & 2 (0.016) = \underline{0.032} \\
 & & 0.082 \text{ mgd.}
 \end{array}$$

$$0.082 \times \frac{130}{100} = .1066 \text{ mgd.}$$

C).- Deficiencia  
 $0.06 < 0.1066$

∴ No hay deficiencia

#### SECCION 9-9

A).- Demanda doméstica = 0.042 mgd.

B).- Tuberías existentes: Dos tubos de 3 Pulg., y dos tubos de 2 1/2 Pulg.

$$\begin{array}{rcl}
 + 2 \text{ de } 3" \text{ } \varnothing & = & 2 (0.025) = 0.050 \\
 2 \text{ de } 2 \frac{1}{2}" \text{ } \varnothing & = & 2 (0.016) = \underline{0.032} \\
 & & 0.082 \text{ mgd.}
 \end{array}$$

$$0.082 \times \frac{130}{100} = 0.1066 \text{ mgd.}$$

C).- Deficiencia  
 $0.042 < 0.1066$

∴ No hay deficiencia

#### SECCION 10-10

A).- Demanda doméstica = 0.025 mgd.

B).- Tuberías existentes: Tres tubos de 3 Pulg., y un tubo de - 2 1/2 Pulg.

$$\begin{array}{rcl}
 + 3 \text{ de } 3" \text{ } \varnothing & = & 3 (0.025) = 0.075 \\
 1 \text{ de } 2 \frac{1}{2}" \text{ } \varnothing & = & 1 (0.016) = \underline{0.016} \\
 & & 0.091 \text{ mgd.}
 \end{array}$$

$$0.091 \times \frac{130}{100} = 0.1183$$

C).- Deficiencia  
 $0.025 < 0.1183$

∴ No hay deficiencia

SECCION 11-11

A).- Demanda doméstica = 0.009 mgd.

B).- Tuberías existentes : Dos tubos de 3 Pulg., y un tubo de-  
2 1/2 Pulg.

$$\begin{array}{rcl} 2 \text{ de } 3" \text{ } \varnothing & = & 2 (0.025) = 0.050 \\ + 1 \text{ de } 2 \frac{1}{2}" \text{ } \varnothing & = & 1 (0.016) = \underline{0.016} \\ & & 0.066 \text{ mgd.} \end{array}$$

$$0.066 \times \frac{130}{100} = 0.0858$$

C).- Deficiencia

$$0.009 < 0.0858$$

∴ No hay deficiencia

Por tanto, la red funciona eficazmente, según el análisis por el método de las Secciones.

Se analizará ahora perpendicular al sentido de escurrimiento del flujo.

CALCULOS.-

2ª Corte perpendicular al sentido del escurrimiento del flujo.

Cálculo de Demandas.-

Qu= Gasto unitario

Qu= 0.00104873 lps/m.

TABLA No. 4

SECCION	LONG. ACUMULADA MAS ALLA DE C/ SECCION (M)	GASTO ACUMULADO MAS ALLA DE C/ SECCION	
		LPS	MGD*
1-1	8381	8.79	0.200
2-2	7304	7.66	0.175
3-3	6169	6.47	0.148
4-4	5025	5.27	0.120
5-5	3948	4.14	0.094
6-6	3032	3.18	0.073
7-7	2145	2.25	0.051
8-8	1507	1.58	0.036
9-9	925	0.97	0.022
10-10	505	0.53	0.012

\* 1 lps = 0.02283 mgd.

SECCION 1-1

- A).- Demanda doméstica = 0.20 mgd.  
 B).- Tuberías existentes: Dos tubos de 4 Pulg., un tubo de -  
 2 1/2 Pulg.

$$\begin{array}{rcl}
 + 2 \text{ Tubos de } 4" \text{ } \varnothing & = & 2 (0.052) = 0.104 \\
 + 1 \text{ Tubo de } 2 \frac{1}{2}" \text{ } \varnothing & = & 1 (0.016) = \underline{0.016} \\
 & & 0.120 \text{ mgd.}
 \end{array}$$

$$0.120 \times \frac{130}{100} = 0.156 \text{ mgd.}$$

- C).- Deficiencia  
 $0.20 - 0.156 = 0.044 \text{ mgd.}$   
 D).- Si no se agregan tuberías, la sección funcionará de la -  
 siguiente manera:  
 Con una pérdida de carga del 3.3%

$$\begin{array}{rcl}
 + 2 \text{ Tubos de } 4" \text{ } \varnothing & = & 2 (0.07) = 0.140 \\
 + 1 \text{ Tubo de } 2 \frac{1}{2}" \text{ } \varnothing & = & 1 (0.02) = \underline{0.020} \\
 & & 0.160 \text{ mgd.}
 \end{array}$$

$$0.16 \times \frac{130}{100} = 0.208 \text{ mgd.}$$

$$\begin{array}{rcl}
 \text{Velocidad en el tubo de } 4" \text{ } \varnothing & = & 1.3 \quad (1.3) = 1.69 \text{ pps} \\
 \text{Velocidad en el tubo de } 2 \frac{1}{2}" \text{ } \varnothing & = & 0.9 \quad (1.3) = 1.17
 \end{array}$$

SECCION 2-2

- A).- Demanda doméstica = 0.175 mgd.  
 B).- Tuberías existentes: 2 Tubos de 4 Pulg., y tres tubos de -  
 2 1/2 Pulg.

$$\begin{array}{rcl}
 + 2 \text{ Tubos de } 4" \text{ de } \varnothing & = & 2 (0.052) = 0.104 \\
 + 3 \text{ Tubos de } 2 \frac{1}{2}" \text{ de } \varnothing & = & 3 (0.016) = \underline{0.048} \\
 & & 0.152 \text{ mgd.}
 \end{array}$$

$$0.152 \times \frac{130}{100} = 0.1976 \text{ mgd.}$$

- C).- Deficiencia  
 $0.175 - 0.1976 = - 0.0226$   
 $\therefore$  No hay deficiencia

SECCION 3-3

A).- Demanda doméstica = 0.148 mgd.

B).- Tuberías existentes: Dos tubos de 4 Pulg., y tres de 2 1/2 Pulg.

$$\begin{array}{rcl}
 + 2 \text{ de } 4" \varnothing & = & 2 (0.052) = 0.104 \\
 + 3 \text{ de } 2 \frac{1}{2}" \varnothing & = & 3 (0.016) = \underline{0.048} \\
 & & 0.152 \text{ mgd.}
 \end{array}$$

$$0.152 \times \frac{130}{100} = 0.1976 \text{ mgd.}$$

C).- Deficiencia

$$0.148 - 0.1976 = - 0.0496$$

SECCION 4-4

A).- Demanda doméstica = 0.120 mgd.

B).- Tuberías existentes: Dos tubos de 4 Pulg. y uno de 2 1/2 Pulg.

$$\begin{array}{rcl}
 + 2 \text{ de } 4" \varnothing & = & 2 (0.052) = 0.104 \\
 + 1 \text{ de } 2 \frac{1}{2}" \varnothing & = & 1 (0.016) = \underline{0.016} \\
 & & 0.120 \text{ mgd.}
 \end{array}$$

$$0.12 \times \frac{130}{100} = 0.156 \text{ mgd.}$$

C).- Deficiencia

$$0.156 < 0.120 \quad \therefore \text{ No hay deficiencia}$$

SECCION 5-5

A).- Demanda doméstica = 0.094 mgd.

B).- Tuberías existentes: Dos tubos de 3 Pulg., y un tubo de 2 1/2 Pulg.

$$\begin{array}{rcl}
 + 2 \text{ de } 3" \varnothing & = & 2 (0.025) = 0.050 \\
 + 1 \text{ de } 2 \frac{1}{2}" \varnothing & = & 1 (0.016) = \underline{0.016} \\
 & & 0.066 \text{ mgd.}
 \end{array}$$

$$0.066 \times \frac{130}{100} = 0.0858 \text{ mgd.}$$

C).- Deficiencia

$$0.094 - 0.0859 = 0.0082$$

D).- Si no se agregan tuberías, la sección funcionará de la siguiente manera:

Con una pérdida de carga de 2.5%

$$\begin{array}{rcl} 2 \text{ de } 3" \text{ } \varnothing & = & 2 (0.0280) = 0.0560 \\ 1 \text{ de } 2 \frac{1}{2}" \text{ } \varnothing & = & 1 (0.0170) = \underline{0.0170} \\ & & 0.073 \text{ mgd.} \end{array}$$

$$0.073 \left( \frac{130}{100} \right) = 0.094 \text{ mgd.}$$

$$\text{Velocidad en el tubo de } 3" \text{ } \varnothing = 0.91 \times 1.3 = 1.183 \text{ pps.}$$

$$\text{Velocidad en el tubo de } 2 \frac{1}{2}" \text{ } \varnothing = 0.8 \times 1.3 = 1.04 \text{ pps.}$$

#### SECCION 6-6

A).- Demanda doméstica = 0.073 mgd.

B).- Tuberías existentes: Dos tubos de 3 Pulg., y uno de 2 1/2-Pulg.

$$\begin{array}{rcl} + 2 \text{ de } 3" \text{ } \varnothing & = & 2 (0.025) = 0.050 \\ 1 \text{ de } 2 \frac{1}{2}" \text{ } \varnothing & = & 1 (0.016) = \underline{0.016} \\ & & 0.066 \text{ mgd.} \end{array}$$

$$0.066 \times \frac{130}{100} = 0.0858 \text{ mgd.}$$

C).- Deficiencia

$$0.0858 > 0.073 \quad \therefore \text{ No hay deficiencia}$$

#### SECCION 7-7

A).- Demanda doméstica = 0.051 mgd.

B).- Tuberías existentes: Dos tubos de 3 Pulg., y uno de 2 1/2 Pulg.

$$\begin{array}{rcl} + 2 \text{ de } 3" \text{ } \varnothing & = & 2 (0.025) = 0.050 \\ 1 \text{ de } 2 \frac{1}{2}" \text{ } \varnothing & = & 1 (0.016) = \underline{0.016} \\ & & 0.066 \text{ mgd.} \end{array}$$

$$0.066 \times \frac{130}{100} = 0.0858 \text{ mgd.}$$

- C).- Deficiencias  
 $0.0858 > 0.051$  ∴ No hay deficiencias

SECCION 8-8

- A).- Demanda doméstica = 0.036 mgd.  
 B).- Tuberías existentes: Dos tubos de 3 Pulg., y uno de 2 1/2 Pulg.

$$\begin{array}{rcl} + 2 \text{ de } 3" \varnothing & = & 2 (0.025) = 0.050 \\ 1 \text{ de } 2 \frac{1}{2}" \varnothing & = & 1 (0.016) = \underline{0.016} \\ & & 0.066 \text{ mgd.} \end{array}$$

$$0.066 \times \frac{130}{100} = 0.0858$$

- C).- Deficiencias  
 $0.0858 > 0.036$  ∴ No hay deficiencias

SECCION 9-9

- A).- Demanda doméstica = 0.022 mgd.  
 B).- Tuberías existentes: Dos tubos de 3 Pulg.

$$2 \text{ de } 3" \varnothing = 2 (0.025) = \underline{0.050}$$

0.050 mgd.

$$0.050 \times \frac{130}{100} = 0.065 \text{ mgd.}$$

- C).- Deficiencias:  
 $0.065 > 0.022$  ∴ No hay deficiencias

SECCION 10-10

- A).- Demanda doméstica = 0.012 mgd.  
 B).- Tuberías existentes: Dos tubos de 3 Pulg.

$$2 \text{ de } 3" \varnothing = 2 (0.025) = \underline{0.050}$$

0.050 mgd.

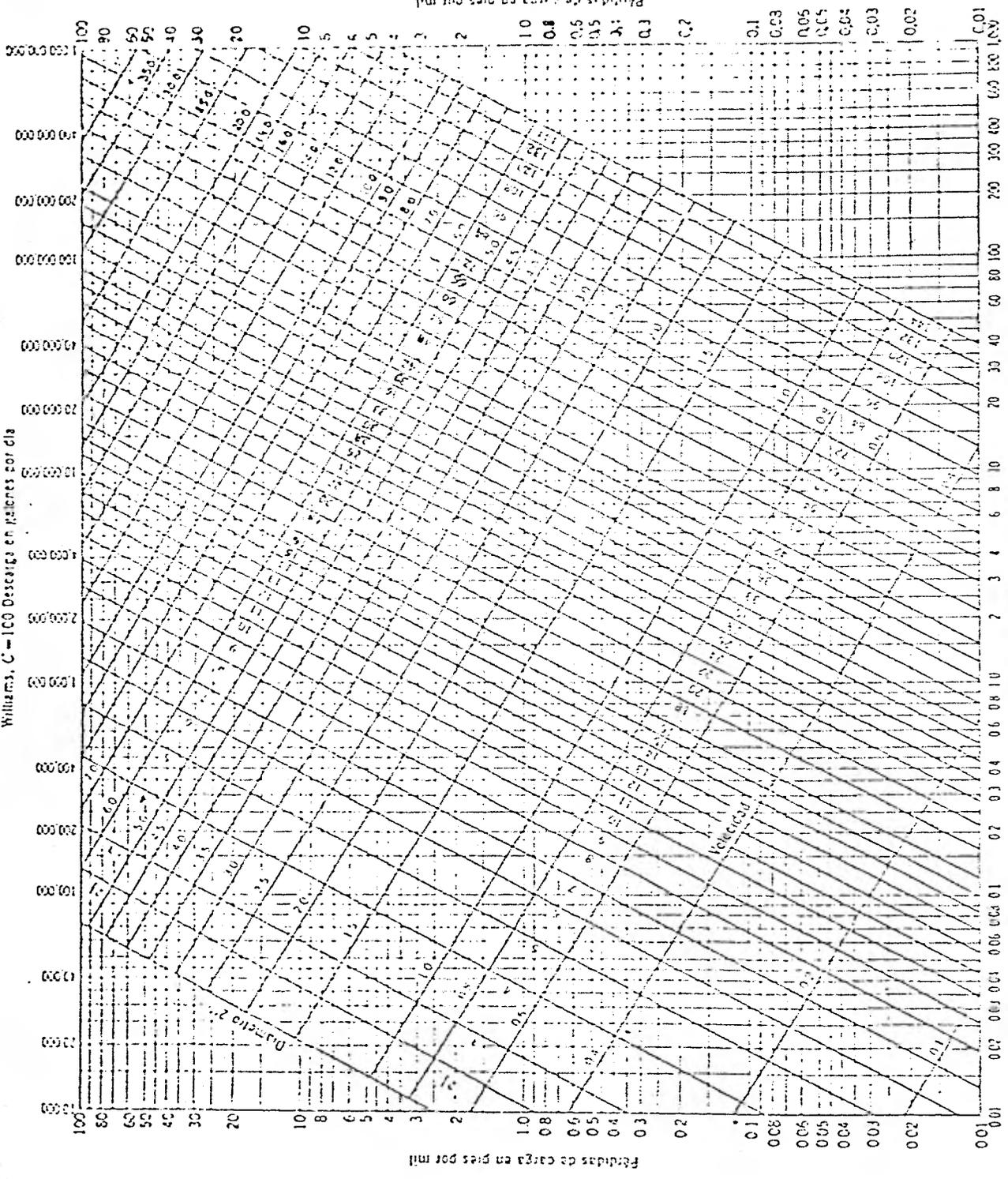
$$0.050 \times \frac{130}{100} = 0.065 \text{ mgd.}$$

C).- Deficiencia

$0.065 > 0.012$  ∴ No hay deficiencia

Según este análisis la red de tuberías está funcionando hidráu-  
licamente bien, es decir está funcionando con pérdidas de carga  
( 2% a 3% ) recomendable, sin embargo; la Sección 1-1 funciona  
con una pérdida de carga de 3.3%, con velocidades recomendables  
( 2 a 4 pps. ).

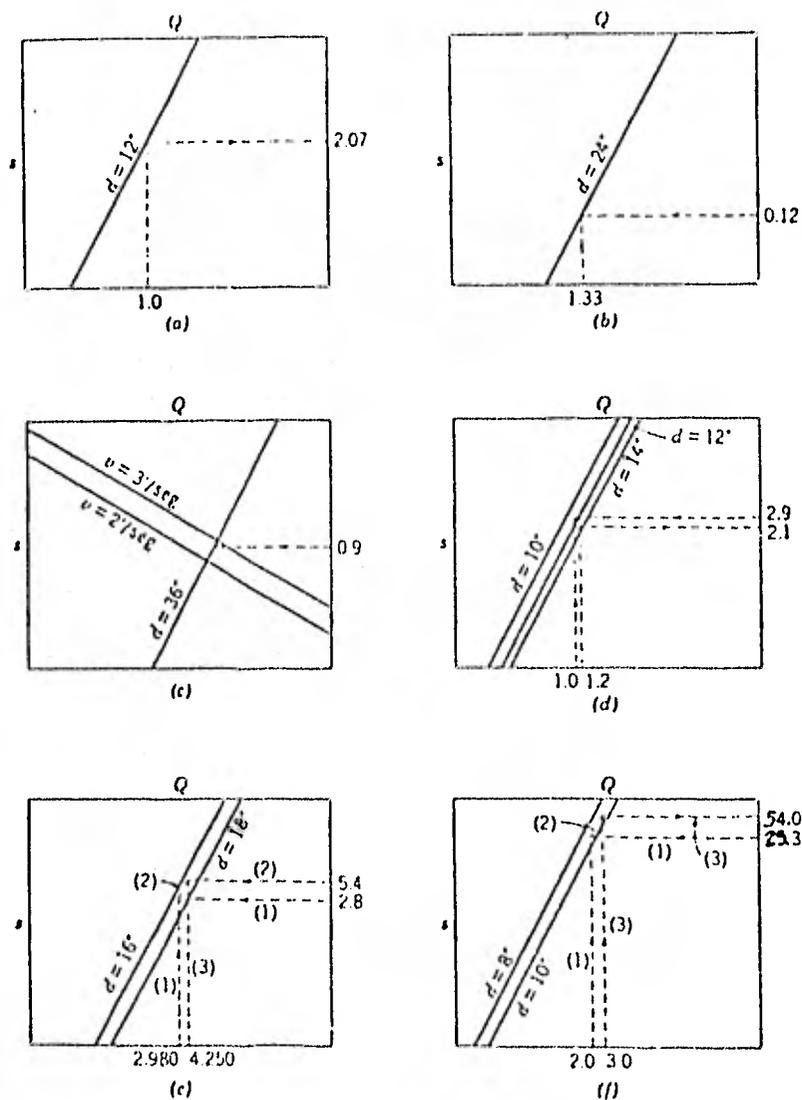
Flujo de agua en tuberías - fórmula de Hazen-Williams, C = 100 Descarga en galones por día



Descarga en millones de galones por día Velocidad en pies por seg

FIG. # 9

1 pie = 0.305 m  
1 galón = 3.785 l

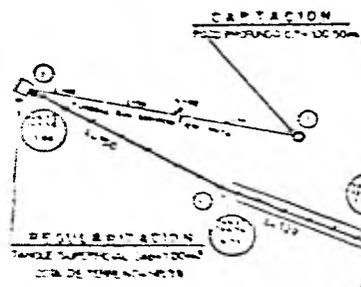


Uso del diagrama Hazen-Williams

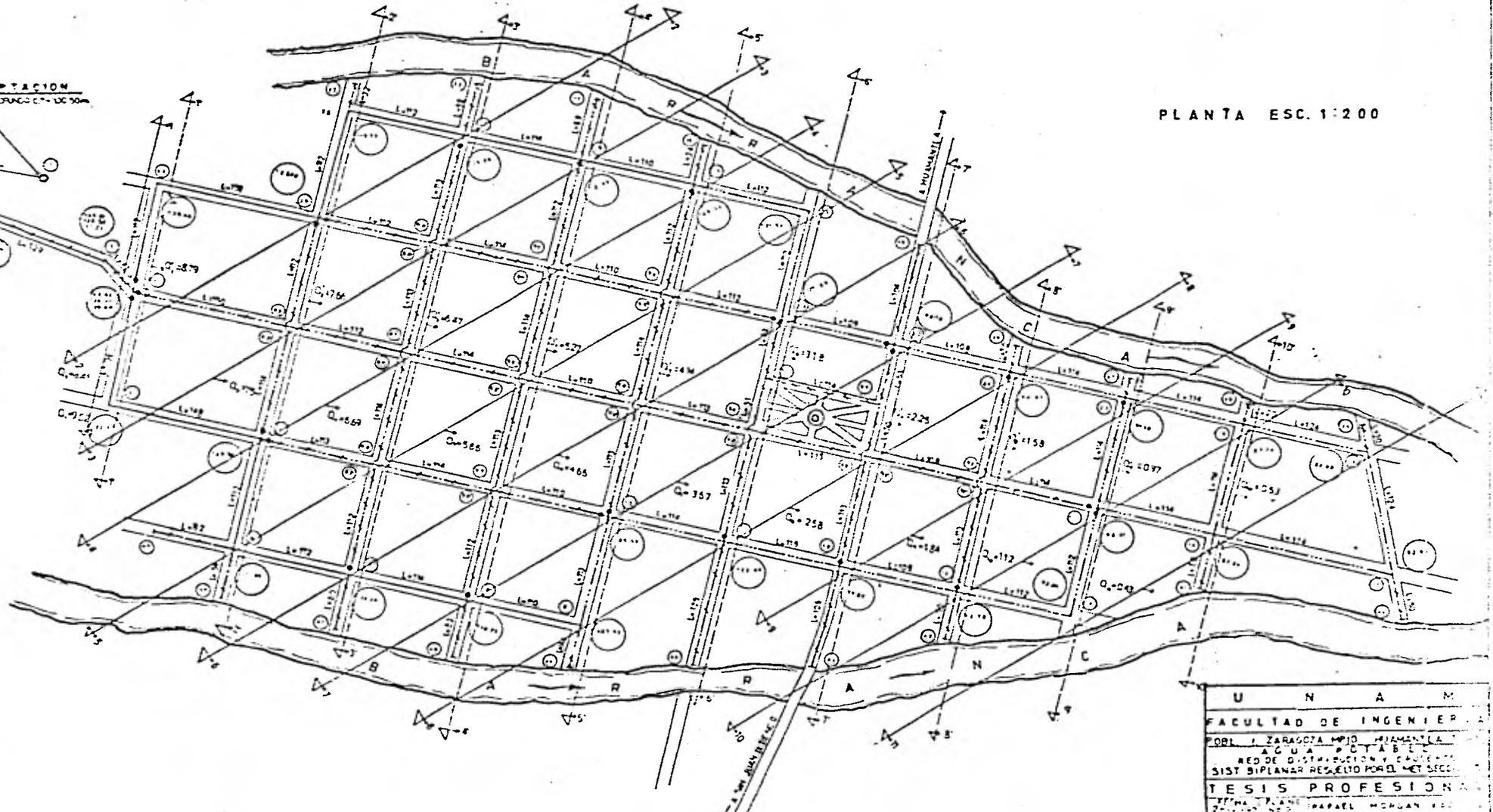
- a. Dados  $Q$  y  $d$ ; encuentrese  $s$ .
- b. Dados  $d$  y  $s$ ; encuentrese  $Q$ .
- c. Dados  $d$  y  $s$ ; encuentrese  $C$ .
- d. Dados  $Q$  y  $s$ ; encuentrese  $d$ .
- e. Dados  $Q$  y  $h$ ; encuentrese  $Q$  para  $h$  diferente.
- f. Dados  $Q$  y  $h$ ; encuentrese  $h$  para  $Q$  diferente.

Para  $C$  distinta de 100: (1) multiplíquese la  $Q$  ó  $s$  dadas por (100<sup>2</sup>) para encontrar  $s$ ; ó multiplíquese el valor encontrado de  $Q$  ó  $s$  por (1/100) para  $s$  ó  $Q$  dadas.

Fig. # 8



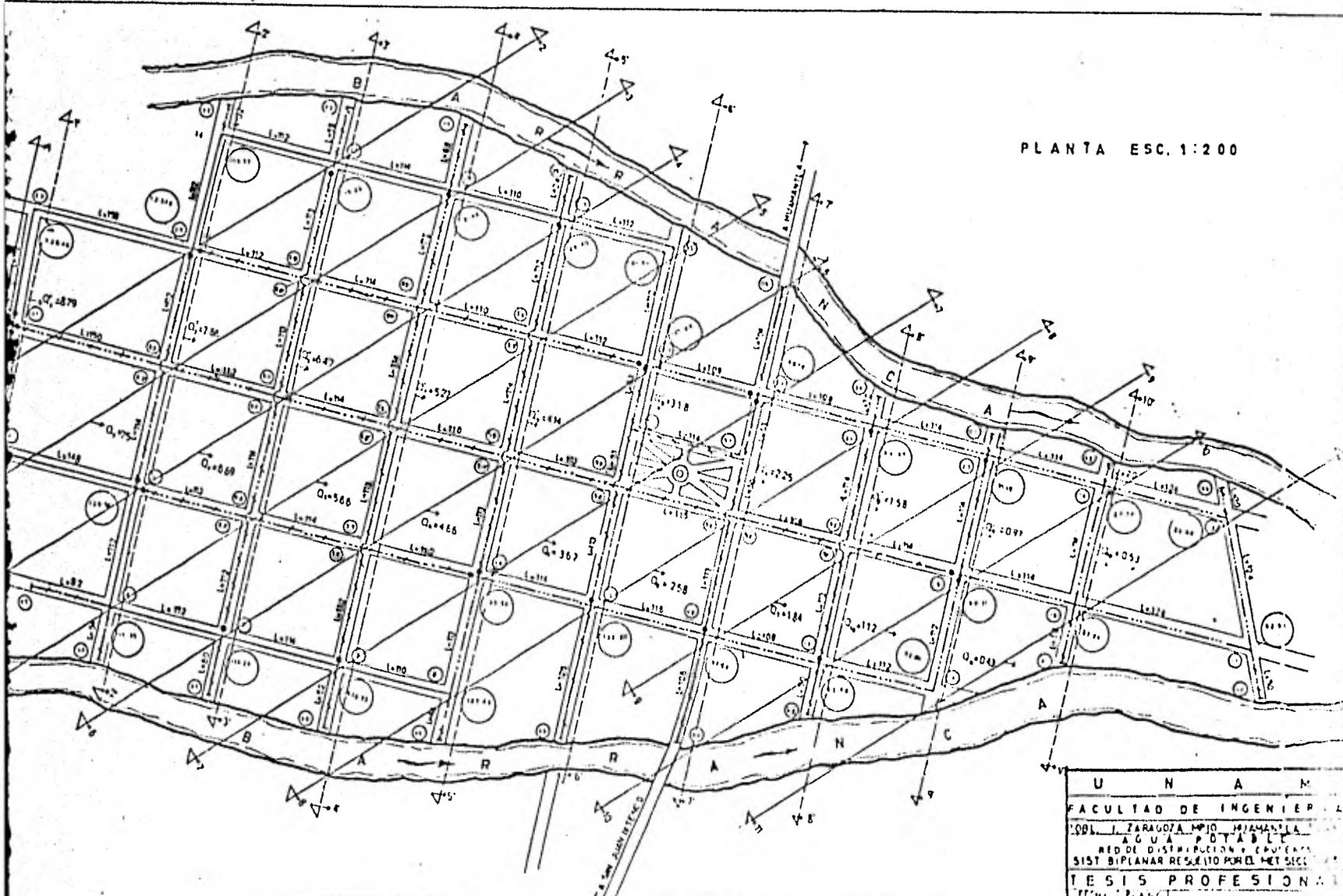
PLANTA ESC. 1:200



U N A M  
 FACULTAD DE INGENIERIA  
 POR LA ZARAGOZA MPIO. MIAMONTA  
 RED DE DISTRIBUCION Y CALIFICACION  
 SIST. BIPLANAR RESUELTO POR EL MET. SECC.  
 TESIS PROFESIONAL  
 TITULO: PLANO: RAFAEL MORGAN



PLANTA ESC. 1:200



U N A M  
FACULTAD DE INGENIERIA  
CARR. ZARAGOZA KM 10, MIAMANTLA,  
AGUA POTABLE  
RED DE DISTRIBUCION Y EQUIPOS  
SIST. BIPLANAR RESOLTO POR EL MET. SICC  
TESIS PROFESIONAL  
ING. FRANCISCO RAFAEL MORGAN

IV.2.b.- METODO DE HARDY CROSS.- Se resuelven 11 circuitos a través del programa "CECAFI UNAM", alcanzando la aproximación  $C= 0.001$ , en la iteración No. 13.

A continuación se presenta una tabla resumen con las cargas disponibles, plano No. 3, diseño de Cruceos y tabla de cálculos de las tuberías de relleno.

TABLA No 5 POBLACION COL. IGNACIO ZARAGOZA, MUNICIPIO DE HUAMANTLA, EDO. DE TLAXCALA  
RESOLUCION DE UNA RED DE DISTRIBUCION DE AGUA POTABLE, SISTEMA BIPLANAR (11 CIRCUITOS)  
POR EL METODO DE HARDY CROSS PARA C=130.

CIRCUITO	CRUCERO	TRAMO	LONGITUD (M)	Qo (LPS)	DIAM (PULG)	Ho (M)	Hcorreg. (M)	CARGA PIEZOMETRICA (M)	NIVEL DE TERRENO (M)	CARGA DISPONIBLE (M)
	31									
I-	30	31-30	112	+3.9895	4	+0.3558	0.36	145.93	126.33	19.60
I-	29	30-29	158	+3.8695	4	+0.4722	0.47	145.57	126.46	19.11
I-II	29	5-29	226	-0.2518	2 1/2	-0.0179	0.02	145.10	123.40	21.70
I-	4	31- 4	114	-4.0505	4	-0.3733	0.37	145.10	123.40	21.70
	5	4- 5	148	-3.9305	4	-0.4564	0.44	145.56	122.29	23.27
						<u>-0.4564</u>		145.12	120.50	24.62
						Σ -0.0296				
II-	28	29-28	112	+3.2582	4	+0.2373	0.23	144.87	119.57	25.30
II-	27	28-27	112	+3.1082	4	+0.2160	0.20	144.67	115.06	29.61
II-III	27	7-27	452	-0.1496	2 1/2	-0.0197	0.03	144.67	115.06	29.61
II-	7	6- 7	112	-2.9018	4	-0.1883	0.22	144.70	114.24	30.46
II-	6	5- 6	112	-2.8913	4	-0.1869	0.20	144.92	117.65	27.27
II-	29	5-29	226	+0.2518	2 1/2	+0.0279	0.00	144.92	117.65	27.27
						<u>+0.0279</u>		145.10	123.40	21.70
						Σ 0.0863				
III-	26	27-26	114	+2.6078	4	+0.1548	0.19	144.48	110.46	34.02
III-IV	26	8-26	451	-0.1597	2 1/2	-0.2236	0.12	144.48	110.46	34.02
III-	8	7- 8	114	-2.5722	4	-0.1506	0.10	144.60	110.77	33.83
III-II	27	7-27	452	+0.1496	2 1/2	+0.0197	0.03	144.67	115.06	29.61
						<u>+0.0197</u>				
						Σ -0.1997				
IV-	25	26-25	110	+2.5775	4	+0.1459	0.12	144.36	106.03	38.33
IV-V	10	25-10	339	+0.3914	2 1/2	+0.1009	0.16	144.20	105.50	38.70
IV-	10	9-10	112	-1.5925	3	-0.2214	0.30	144.20	105.50	38.70
IV-	9	8- 9	110	-1.7525	4	-0.0674	0.10	144.50	107.43	37.07
IV-III	26	8-26	451	+0.1597	2 1/2	+0.2236	0.12	144.48	110.46	34.02
						<u>+0.2236</u>				
						Σ 0.1816				

TABLA No 5 POBLACION COL. IGNACIO ZARAGOZA, MUNICIPIO DE HUAMANTLA, EDO. DE TLAXCALA  
RESOLUCION DE UNA RED DE DISTRIBUCION DE AGUA POTABLE, SISTEMA BIPLANAR (11 CIRCUITOS)  
POR EL METODO DE HARDY CROSS PARA C=130.

CIRCUITO	CRU- CERO	TRAMO	LONGI- TUD (M)	Qo (LPS)	DIAM (PULG)	Ho (M)	Hcorreg. (M)	CARGA PIEZOMETRI CA (M)	NIVEL DE TERRENO (M)	CARGA DISPON BLE (M)
V-	24	25-24	112	+1.6711	3	+0.2438	0.24	144.12	101.51	42.61
V-	23	24-23	110	+1.5511	3	+0.2063	0.20	143.92	101.69	42.23
V-VI	50	23-50	063	+0.3493	2 1/2	+0.0149	0.07	143.85	101.79	42.06
V-VII	50	11-50	164	-0.3051	2 1/2	-0.0297	0.03	143.85	101.79	42.06
V-	11	10-11	114	-1.8789	3	-0.3137	0.32	143.88	102.06	41.82
V-IV	10	25-10	339	-0.3964	2 1/2	-0.1007	0.16	144.20	105.50	38.70
						Σ 0.0207				
VI-	22	23-22	109	+1.0918	3	+0.1013	0.10	143.82	98.06	45.76
VI-VIII	22	51-22	63	-0.1354	2 1/2	-0.0022	0.00	143.82	98.06	45.76
VI-VII	51	50-51	114	-0.5845	2 1/2	-0.0357	0.03	143.82	97.98	45.84
VI-V	50	23-50	63	-0.3493	2 1/2	-0.0149	0.07	143.85	101.79	42.06
						Σ 0.0085				
VII-VI	51	50-51	114	+0.5845	2 1/2	+0.0757	0.03	143.82	97.98	45.84
VII-VIII	12	51-12	163	+0.0890	2 1/2	+0.0025	0.06	143.76	97.83	45.93
VII-	12	11-12	116	-1.1538	3	-0.1204	0.12	143.76	97.83	45.93
VII-V	50	11-50	164	+0.3051	2 1/2	+0.0297	0.03	143.85	101.79	42.06
						Σ -0.0125				
VIII	21	22-21	108	+1.0072	3	+0.0854	0.09	143.73	94.47	49.26
VIII-IX	13	21-13	227	+0.0465	2 1/2	+0.0009	0.06	143.67	93.90	49.77
VIII	13	12-13	108	-1.0128	3	-0.0863	0.09	143.67	93.90	49.77
VIII-VII	12	51-12	163	-0.0890	2 1/2	-0.0025	0.06	143.76	97.83	45.93
VIII-VI	22	51-22	63	+0.1354	2 1/2	+0.0022	0.00	143.82	98.06	45.76
						Σ -0.0003				
IX-	20	21-20	114	+0.8607	3	+0.0584	0.06	143.67	91.10	52.57
IX-X	15	20-15	114	+0.1614	2 1/2	+0.0058	0.06	143.61	90.31	53.30
IX-	15	14-15	112	-0.5293	3	-0.0244	0.02	143.61	90.31	53.30
IX-	14	13-14	112	-0.6493	3	-0.0368	0.04	143.63	92.00	51.63
IX-VIII	13	21-13	227	-0.0465	2 1/2	-0.0009	0.06	143.67	93.90	49.77
						Σ 0.0021				

TABLA No 5 POBLACION COL. IGNACIO ZARAGOZA, MUNICIPIO DE HUAMANTLA, EDO. DE TLAXCALA  
RESOLUCION DE UNA RED DE DISTRIBUCION DE AGUA POTABLE, SISTEMA BIPLANAR (11 CIRCUITOS)  
POR EL METODO DE HARDY CROSS PARA C=130.

CIRCUITO	CRUCERO	TRAMO	LONGITUD (M)	Qo (LPS)	DIAM (PULG)	Ho (M)	Hcorreg. (M)	CARGA PIEZOMETRICA (M)	NIVEL DE TERRENO (M)	CARGA DISPONIBLE (M)
X-	19	20-19	114	+0.5093	3	+0.0230	0.02	143.65	87.74	55.91
X-	16	19-16	114	+0.0844	2 1/2	+0.0016	0.06	143.59	87.24	56.35
X-	16	15-16	114	-0.4507	3	-0.0180	0.02	143.59	87.24	56.35
X-IX	15	20-15	114	-0.1614	2 1/2	-0.0058	0.06	143.61	90.31	53.30
						Σ 0.0008				
XI-	18	19-18	124	+0.2850	3	+0.0079	0.01	143.64	82.60	61.04
XI-	17	18-17	124	+0.1250	3	+0.0015	0.06	143.58	82.55	61.03
XI-	17	16-17	174	-0.2350	3	-0.0075	0.01	143.58	82.55	61.03
XI-X	16	19-16	114	-0.0844	2 1/2	-0.0016	0.06	143.59	87.24	56.35
						Σ 0.0003				

TABLA No. 6 POBLACION COL. IGNACIO ZARAGOZA, MUNICIPIO DE HUAMANTLA, EDO. DE TLAXCALA.  
RESOLUCION DE LA RED DE DISTRIBUCION DE AGUA POTABLE, SISTEMA BIPLANAR (11 CIRCUITOS)  
TUBERIAS DE RAMALEO.

CRUCERO	TRAMO	LONGI- TUD (M)	DIAM. . (PULG.)	Q (LPS)	Q <sup>2</sup>	K	h. (M)	CARGA PIE- ZOMETRICA (M)	NIVEL TERRENO (M)	CARGA DISPONIBLE (M)
29								145.10	123.40	21.70
60	29-60	112	2 1/2	0.4696	0.2205	1944.06	0.0480	145.05	114.04	31.01
57	60-57	114	2 1/2	0.3522	0.1240	1944.06	0.0275	145.02	110.38	34.64
55	57-55	110	2 1/2	0.2327	0.0541	1944.06	0.0116	145.01	105.80	39.21
31								145.93	126.33	19.60
63	31-63	150	2 1/2	0.9811	0.9626	1944.06	0.2807	145.65	121.95	23.70
61	63-61	112	2 1/2	0.8239	0.6788	1944.06	0.1478	145.50	114.64	30.86
58	61-58	114	2 1/2	0.7065	0.4991	1944.06	0.1106	145.39	110.50	34.89
56	58-56	110	2 1/2	0.5870	0.3445	1944.06	0.0737	145.32	105.65	39.67
54	56-54	113	2 1/2	0.4717	0.2224	1944.06	0.0489	145.27	101.87	43.40
53	54-53	115	2 1/2	0.3532	0.1247	1944.06	0.0279	145.24	97.93	47.31
52	53-52	108	2 1/2	0.2327	0.0542	1944.06	0.0113	145.23	94.20	51.03
5								145.12	120.50	24.62
62	5-62	113	2 1/2	0.3533	0.1248	1944.06	0.0274	145.09	114.44	30.65
59	62-59	114	2 1/2	0.2348	0.0551	1944.06	0.0122	145.08	110.70	34.38
5								145.12	120.50	24.62
63'	5-63'	114	2 1/2	0.2518	0.0634	1944.06	0.0140	145.11	121.95	23.16
27								144.67	115.06	29.61
60'	27-60'	113	2 1/2	0.3242	0.1051	1944.06	0.0231	144.65	114.04	30.61
61'	60-61'	113	2 1/2	0.2057	0.0076	1944.06	0.0093	144.64	114.64	30.00
62'	61-62'	114	2 1/2	0.0872	0.0076	1944.06	0.0017	144.64	114.44	30.20

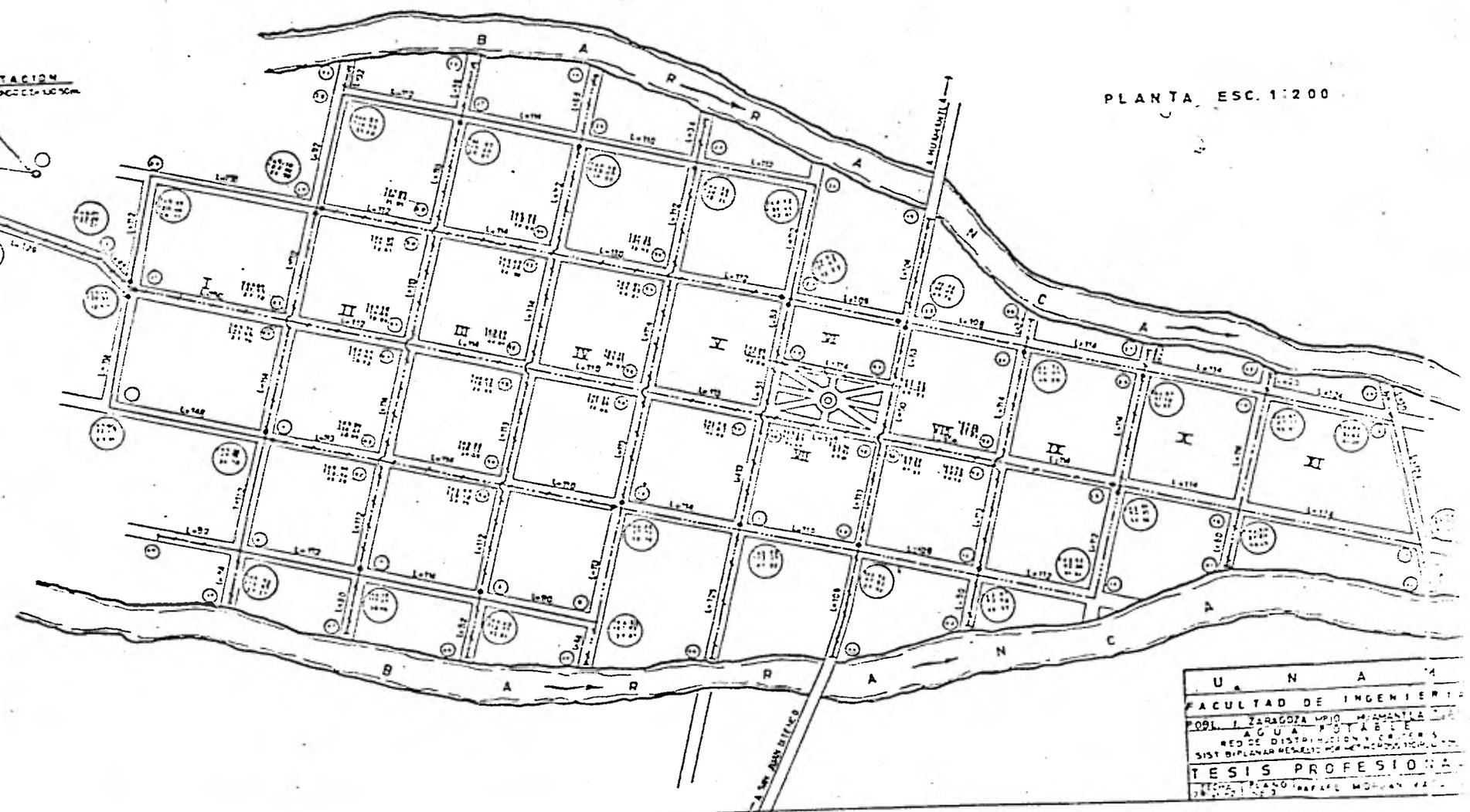
TABLA No. 6 POBLACION COL. IGNACIO ZARAGOZA, MUNICIPIO DE HUAMANTLA, EDO. DE TLAXCALA.  
RESOLUCION DE LA RED DE DISTRIBUCION DE AGUA POTABLE, SISTEMA BIPLANAR (11 CIRCUITOS)  
TUBERIAS DE RAMALEO.

CRUCERO	TRAMO	LONGI- TUD (M)	DIAM. . (PULG.)	Q (LPS)	Q <sup>2</sup>	K	h (M)	CARGA PIE- ZOMETRICA (M)	NIVEL TERRENO (M)	CARGA DISPONIBLE (M)
26								144.48	110.46	34.02
57'	26 -57'	112	2 1/2	0.3130	0.0979	1944.06	0.0213	144.46	110.38	34.08
58'	57'-58'	114	2 1/2	0.1935	0.0374	1944.06	0.0083	144.45	110.50	33.95
59'	58'-59'	113	2 1/2	0.0752	0.0057	1944.06	0.0012	144.45	110.70	33.75
25								144.36	106.03	38.83
55'	25 -55'	112	2 1/2	0.3964	0.1571	1944.06	0.0342	144.33	105.80	38.53
56'	55'-56'	114	2 1/2	0.2790	0.0778	1944.06	0.0173	144.31	105.65	38.66
11								143.88	102.06	41.82
54'	11 -54'	113	2 1/2	0.3051	0.0931	1944.06	0.0204	143.86	101.87	41.99
21								143.73	94.47	49.26
52'	21-52'	114	2 1/2	0.0465	0.0022	1944.06	0.0005	143.73	94.20	49.53
51								143.82	97.98	45.84
53'	51 -53'	50	2 1/2	0.089	0.0079	1944.06	0.0008	143.82	97.93	45.89

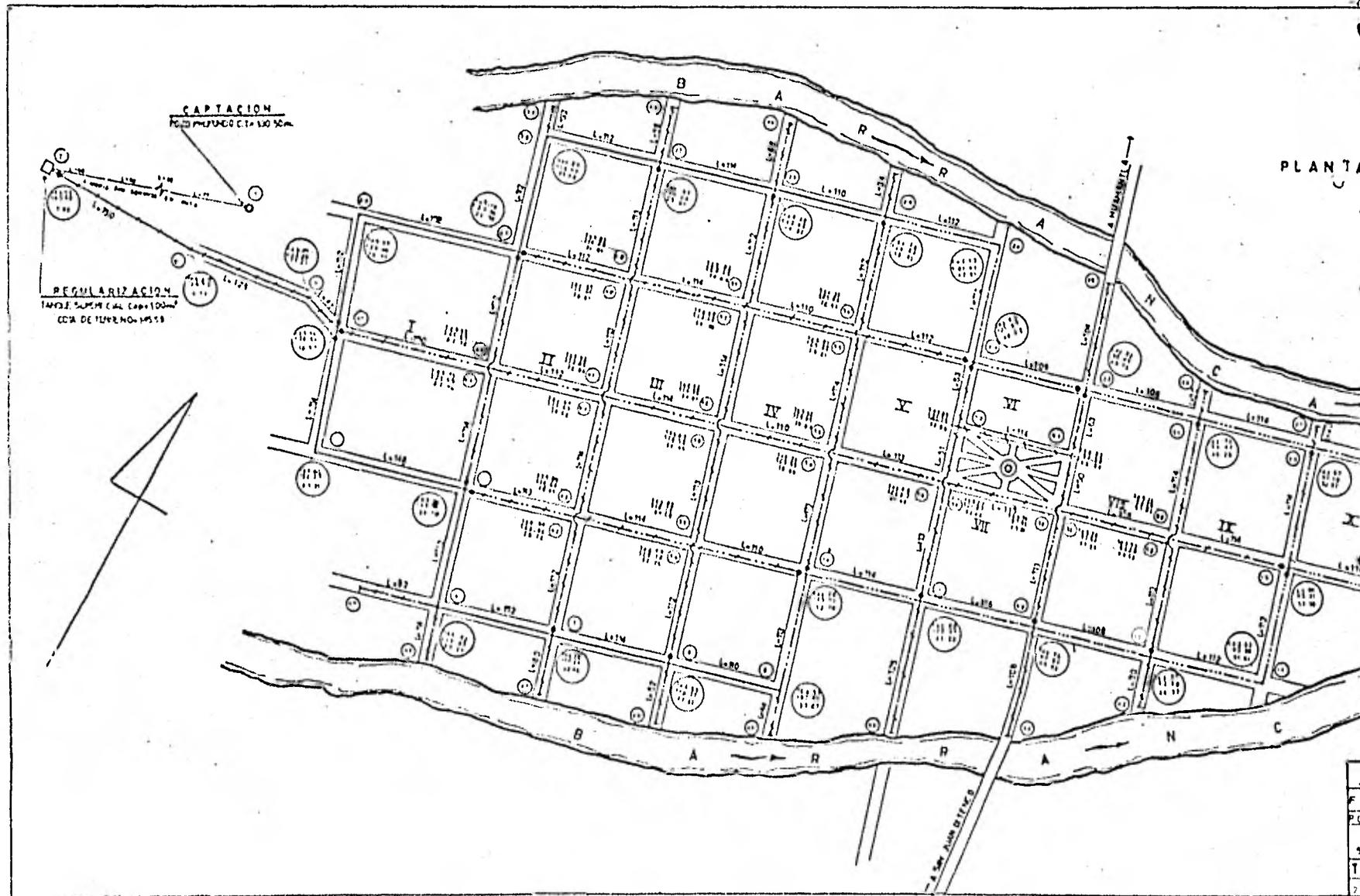
CAPTACION  
PUNTO DE CAPTACION

REGENERACION  
PUNTO DE REGENERACION  
CORRECTOR DE TURBIDIDAD

PLANTA ESC. 1:200



U N A  
FACULTAD DE INGENIERIA  
UNIVERSIDAD DE ZARAGOZA  
CARRER DE LA FERIA, 1  
50100 ZARAGOZA, ESPAÑA  
RED DE DISTRIBUCION DE AGUA POTABLE  
SIST. BIPOLAR MEMBR. PARA TRATAMIENTO DE AGUA  
TESIS PROFESIONAL  
1985

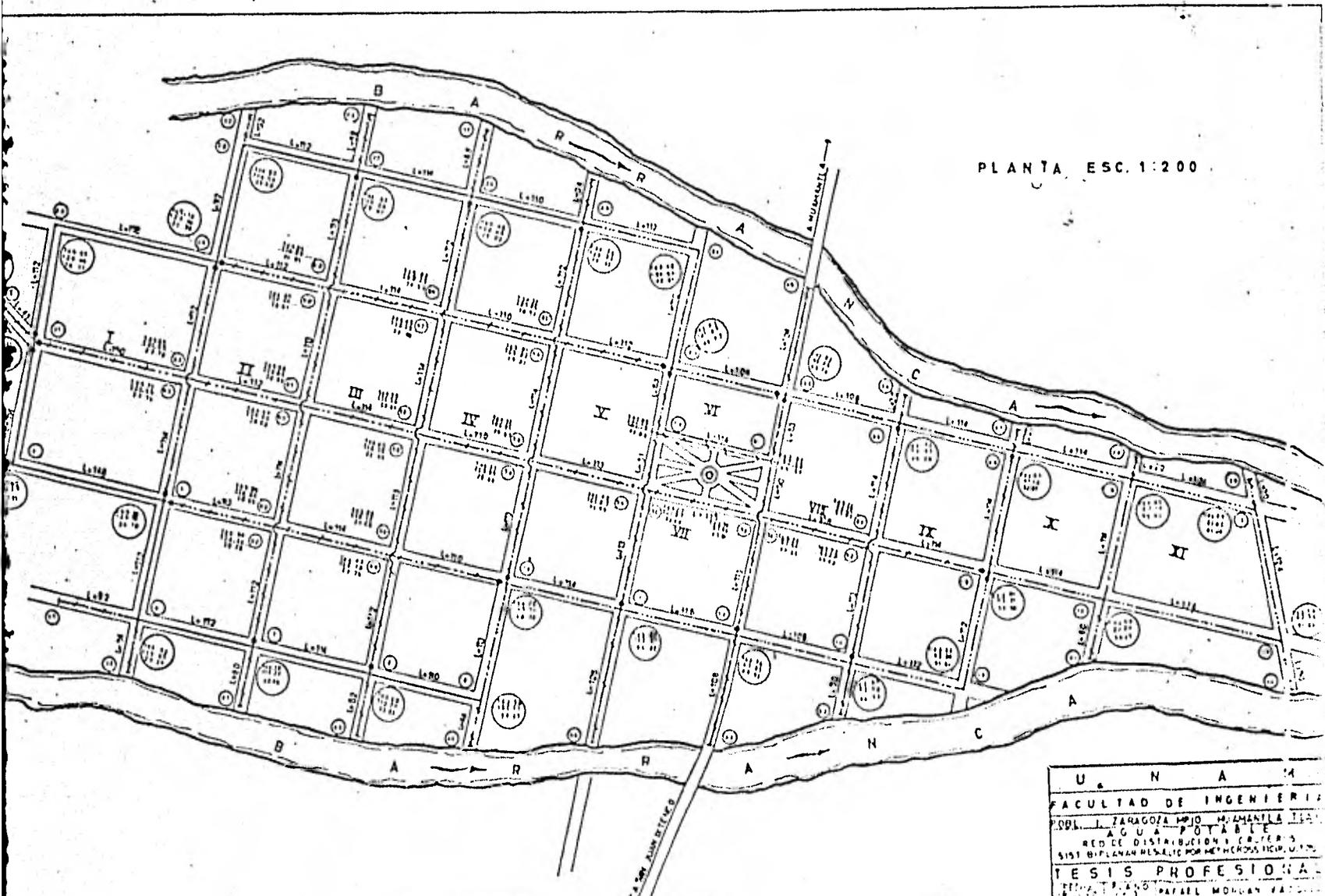


PLANTA

CAPTACION  
 150.00m

REGULARIZACION  
 150.00m

F	A
P	08
S	1
T	2
A	3



PLANTA ESC. 1:200

U	N	A	M
FACULTAD DE INGENIERIA			
CARR. ZARAGOZA 4010 HUAMANTLA TIAJ			
AGUA POTABLE			
RED DE DISTRIBUCION Y CENTROS			
SIST. DE PLANAS RESALTE POR METECROSS TIEP. U. T.			
TESIS PROFESIONAL			
FECH. T. 1. 2. 1. 9. 5. 0			
AUT. P. 1. 2. 1. 9. 5. 0			

c) Criterio Ing. Guillermo Palacios B.

Gasto específico ( $Q_e$ )

$$Q_e = \frac{Q_{mH}}{L_t} \quad \frac{\text{(Gasto máx.horario)}}{\text{(Longitud total)}}$$

$$Q_e = \frac{9.36}{8925} = 0.00104873$$

$$\therefore Q_e = 0.00104873 \frac{\text{LPS}}{\text{M}}$$

Se supondrá que cada tubería de relleno se alimentará por los dos extremos con gastos iguales.

Por ejemplo : la tubería de relleno 29 - 5 cuya longitud total es de  $112 + 114 = 226$  mts., y gasto de  $226 \times 0.00104873 = 0.237$  lps., es alimentado por los dos cruceros-- 29 y 5 respectivamente con gasto de 0.118 lps., cada uno.

A continuación se presenta un cuadro con los cálculos efectuados y plano No. 4.

SISTEMA BIPLANARCALCULO HIDRAULICO POR EL CRITERIO G.P.B.CALCULO DE PERDIDAS

UTILIZANDO LA FORMULA:

$$H = KLQ^2$$

Donde

H = Pérdida por fricción ( en metros )

K = Constante

L = Longitud ( en metros )

Q = Gasto ( en M<sup>3</sup>/ Seg. )

Valores de K

$$K \text{ } \emptyset \text{ 6" } = 23.79$$

$$K \text{ } \emptyset \text{ 4" } = 199.61$$

$$K \text{ } \emptyset \text{ 3" PVC. } = 779.44$$

$$K \text{ } \emptyset \text{ 2 1/2" PVC. } = 1944.06$$

TABLA No. 7

SISTEMA BIPLANAR  
CALCULO HIDRAULICO CRITERIO G.P.B.

CRUCERO	TRAMO	LONG. TRAMO (M)	LONG. ACUM. (M)	GASTO - ACUM. (LPS)	$\phi$ (PULG)	K	hf (M)	CARGA PIE- ZOMETRICA (M)	NIVEL TERRENO (M)	CARGA DISPONIBLE (M)
29								145.14	123.40	21.74
60	29 - 60	112	224	0.23	2 1/2	1944.06	0.01	145.13	114.84	30.29
57	60 - 57	114	112	0.12	2 1/2	1944.06	0.00	145.13	110.38	34.75
23								143.78	101.69	42.09
55	23 - 55	112	224	0.23	2 1/2	1944.06	0.01	143.77	105.80	37.97
31								145.93	126.33	19.60
63	31 - 63	150	468	0.49	2 1/2	1944.06	0.07	145.86	121.95	23.91
61	63 - 61	112	318	0.33	2 1/2	1944.06	0.02	145.84	114.64	31.20
58	61 - 58	114	206	0.22	2 1/2	1944.06	0.01	145.83	110.50	35.33
56	58 - 56	110	92	0.10	2 1/2	1944.06	0.00	145.83	105.65	40.18
5								144.84	120.50	24.34
62	5 - 62	113	168.5	0.17	2 1/2	1944.06	0.00	144.84	114.44	30.40
10								143.02	105.50	37.52
59	10 - 59	110	168.5	0.18	2 1/2	1944.06	0.00	143.02	110.70	32.32
29								145.14	123.40	21.74
63'	29 - 63'	112	113	0.12	2 1/2	1944.06	0.00	145.14	121.95	23.19
27								144.68	115.06	29.62
60'	27 - 60'	113	226	0.24	2 1/2	1944.06	0.01	144.67	114.84	29.83
61'	60' - 61'	113	113	0.12	2 1/2	1944.06	0.00	144.67	114.64	30.03
7								144.15	114.24	29.91
62'	7 - 62'	112	226	0.24	2 1/2	1944.06	0.01	144.14	114.44	29.70
26								144.51	110.46	34.05
57'	26 - 57'	112	225.5	0.24	2 1/2	1944.06	0.01	144.50	110.38	34.12
58'	57' - 58'	114	113.5	0.12	2 1/2	1944.06	0.00	144.50	110.50	34.00
8								143.89	110.77	33.12
59'	8 - 59'	112	225.5	0.24	2 1/2	1944.06	0.01	143.88	110.70	33.18
25								144.40	106.03	38.37

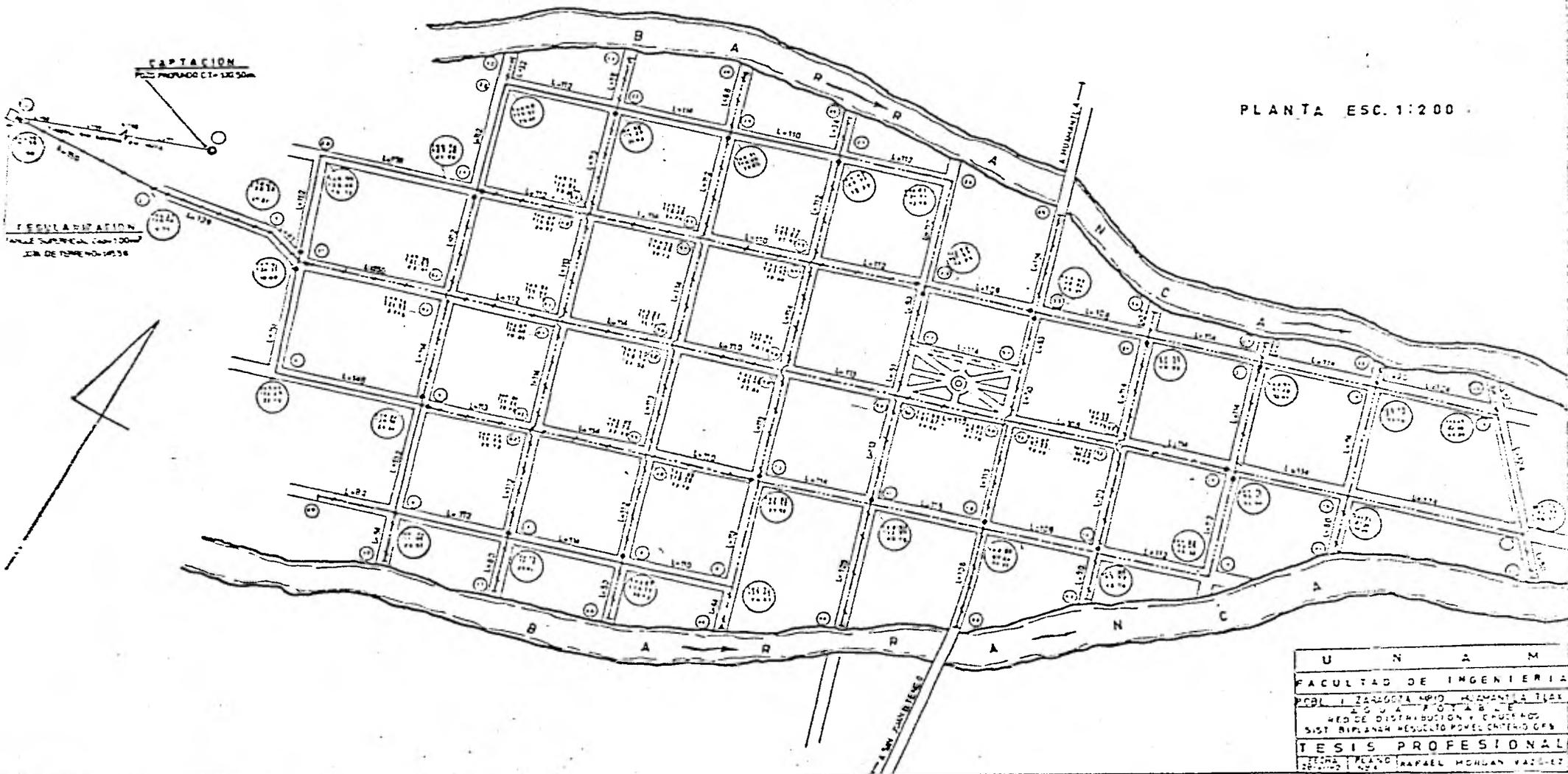
TABLA No. 7

SISTEMA BIPLANAR  
CALCULO HIDRAULICO CRITERIO G.P.B.

CRUCERO	TRAMO	LONG. TRAMO (M)	LONG. ACUM. (M)	GASTO - ACUM. (LPS)	Ø (PULG)	K	hf (M)	CARGA PIE- ZOMETRICA (M)	NIVEL TERRENO (M)	CARGA DISPONIBLE (M)
55'	25 - 55'	112	169.5	0.18	2 1/2	1944.06	0.00	144.40	105.80	38.60
10								143.02	105.50	37.52
56'	10 - 56'	113	169.5	0.18	2 1/2	1944.06	0.00	143.02	105.65	37.37
23								143.78	101.69	42.09
50	23 - 50	63	113.5	0.12	2 1/2	1944.06	0.00	143.78	101.79	41.99
54'	50 - 54'	51	50.5	0.05	2 1/2	1944.06	0.00	143.78	101.87	41.91
22								143.63	98.06	45.47
51	22 - 51	63	113	0.12	2 1/2	1944.06	0.00	143.63	97.98	45.65
53'	51 - 53'	50	50	0.05	2 1/2	1944.06	0.00	143.63	97.93	45.70
21								143.55	94.47	49.08
52'	21 - 52'	114	113.5	0.12	2 1/2	1944.06	0.00	143.55	94.20	49.35
15								141.75	90.31	51.44
52	15 - 52	114	468	0.49	2 1/2	1944.06	0.05	141.70	94.20	47.50
53	52 - 53	108	354	0.37	2 1/2	1944.06	0.03	141.67	97.93	43.74
54	53 - 54	115	246	0.26	2 1/2	1944.06	0.01	141.66	101.87	39.79
2								146.58	145.58	1.00
2'	2 - 2'	150	8925.0	9.36	6	23.79	0.31	146.27	136.56	9.71
3	2' - 3	129	8775.0	9.20	6	23.79	0.26	146.01	128.80	17.21
31	3 - 31	41	8646.0	9.06	6	23.79	0.08	145.93	126.33	19.60
4	31 - 4	114	4415.0	4.63	4	199.61	0.49	145.44	122.29	23.15
5	4 - 5	148	4301.0	4.51	4	199.61	0.60	144.84	120.50	24.34
6	5 - 6	112	3871.5	4.06	4	199.61	0.37	144.47	117.65	26.82
7	6 - 7	112	3623.5	3.80	4	199.61	0.32	144.15	114.24	29.91
8	7 - 8	114	3225.5	3.38	4	199.61	0.26	143.89	110.77	33.12
9	8 - 9	110	2824.0	2.96	4	199.61	0.19	143.70	107.43	36.27
10	9 - 10	112	2670.0	2.80	3	779.44	0.68	143.02	105.50	37.52
11	10 - 11	114	2220.0	2.33	3	779.44	0.48	142.54	102.06	40.48
12	11 - 12	116	1839.0	1.93	3	779.44	0.34	142.20	97.83	44.37

TABLA No. 7 SISTEMA BIPLANAR  
CALCULO HIDRAULICO CRITERIO G.P.B.

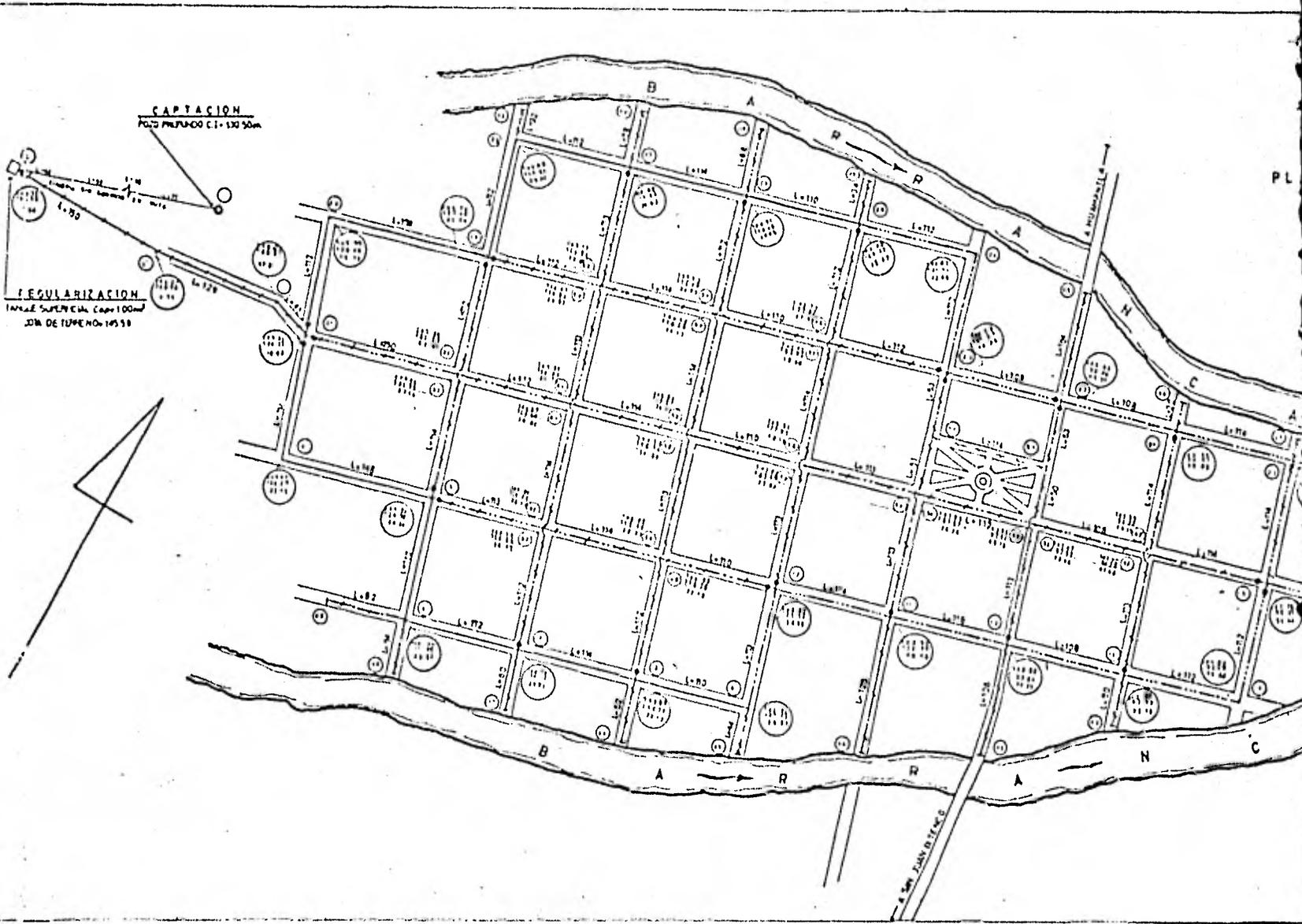
CRUCERO	TRAMO	LONG. TRAMO (M)	LONG. ACUM. (M)	GASTO - ACUM. (LPS)	$\phi$ (PULG)	K	hf (M)	CARGA PIE- ZOMETRICA (M)	NIVEL TERRENO (M)	CARGA DISPONIBLE (M)
13	12 - 13	108	1475.5	1.55	3	779.44	0.20	142.00	93.90	48.10
14	13 - 14	112	1204.0	1.26	3	779.44	0.14	141.86	92.00	49.86
15	14 - 15	112	1092.0	1.14	3	779.44	0.11	141.75	90.31	51.44
16	15 - 16	114	455.0	0.48	3	779.44	0.02	141.73	87.24	54.49
17	16 - 17	174	224.0	0.23	3	779.44	0.01	141.72	82.55	59.17
31								145.93	126.33	19.60
30	31 - 30	112	3722.0	3.90	4	199.61	0.34	145.59	126.46	19.13
29	30 - 29	158	3610.0	3.79	4	199.61	0.45	145.14	123.40	21.74
28	29 - 28	112	3115.0	3.27	4	199.61	0.24	144.90	119.57	25.33
27	28 - 27	112	2971.0	3.11	4	199.61	0.22	144.68	115.06	29.62
26	27 - 26	114	2575.0	2.70	4	199.61	0.17	144.51	110.46	34.05
25	26 - 25	110	2167.5	2.27	4	199.61	0.11	144.40	106.03	38.37
24	25 - 24	112	1854.0	1.94	3	779.44	0.33	144.07	101.51	42.56
23	24 - 23	110	1742.0	1.83	3	779.44	0.29	143.78	101.69	42.09
22	23 - 22	109	1266.0	1.33	3	779.44	0.15	143.63	98.06	45.57
21	22 - 21	108	911.5	0.96	3	779.44	0.08	143.55	94.47	49.08
20	21 - 20	114	660.0	0.69	3	779.44	0.04	143.51	91.10	52.41
19	20 - 19	114	469.0	0.49	3	779.44	0.02	143.49	87.74	55.75
18	19 - 18	124	278.0	0.29	3	779.44	0.00	143.49	82.60	60.89
17	18 - 17	124	124.0	0.13	3	779.44	0.00	143.49	82.55	60.94



PLANTA ESC. 1:200

U N A M

FACULTAD DE INGENIERIA  
 PCBL I ZOOLOGIA Y MEDICINA VETERINARIA  
 DEPARTAMENTO DE INGENIERIA EN SISTEMAS DE DISTRIBUCION Y CALIDAD DEL AGUA  
 SIST. PLANEAR RESULCADO POR EL CRITERIO DEL  
**TESIS PROFESIONAL**  
 TEMA PLANO 1000 RAFAEL MORALES VAZQUEZ

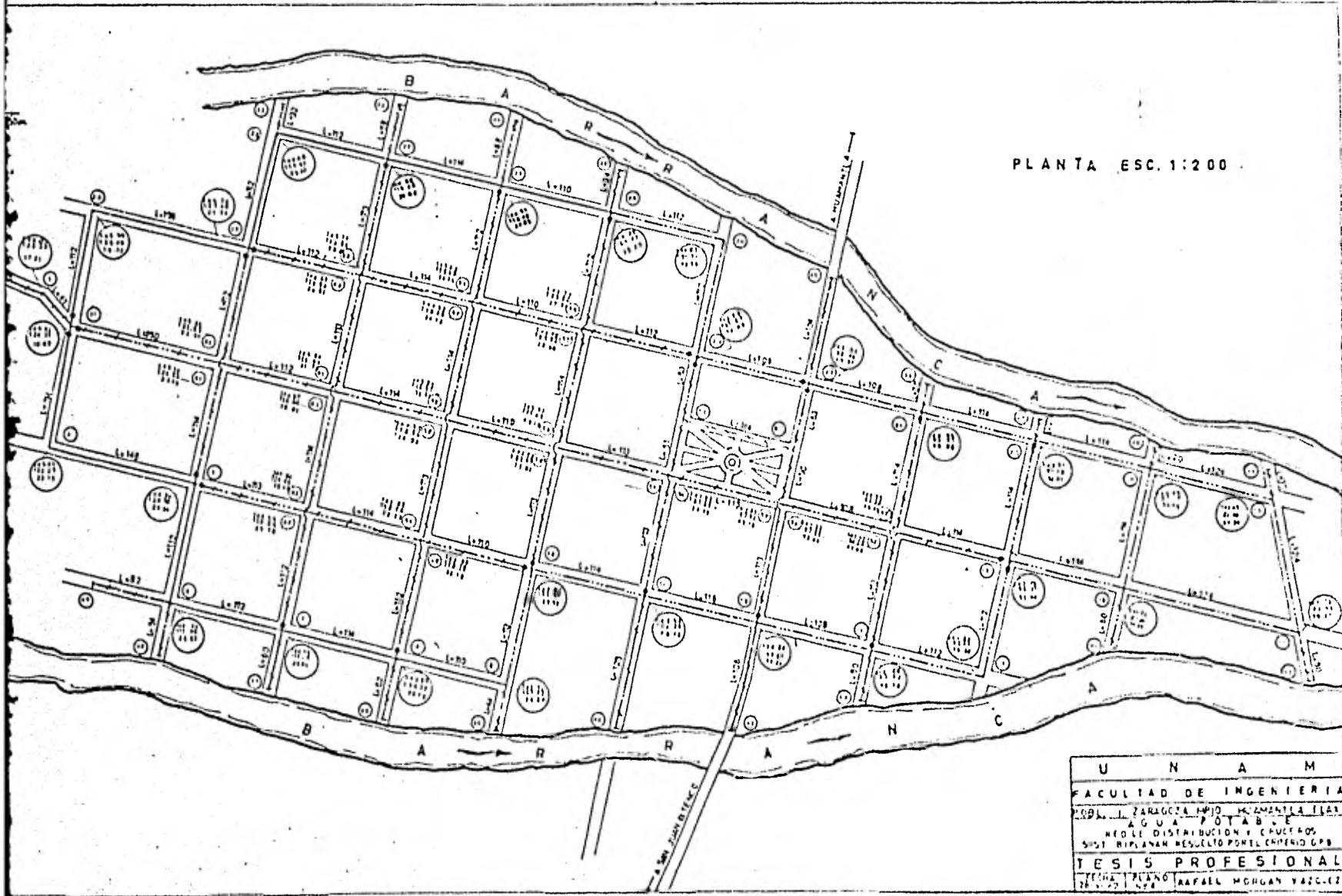


**CAPTACION**  
 POZO PROFUNDO CI-132 50m

**REGULARIZACION**  
 TAREA SUPERFICIAL Capa 100cm  
 JOM DE TUPENAO 145 58



PL



PLANTA ESC. 1:200

U	N	A	M
FACULTAD DE INGENIERIA			
UNIVERSIDAD NACIONAL DE LA PLATA			
CARRERA DE INGENIERIA EN OBRAS DE SANITARIO			
SIST. DE DISTRIBUCION Y CAUCEOS			
SIST. DE PLANIFICACION DEL SERVICIO DE AGUA POTABLE			
TESIS PROFESIONAL			
TITULO: PLANIFICACION DEL SERVICIO DE AGUA POTABLE			
AUTOR: RAFAEL MORGAN YASCIOZ			

#### IV.3.- ANALISIS COMPARATIVO DEL SISTEMA MONOPLANAR Y BIPLANAR.

A continuación se analizarán los resultados obtenidos de los cálculos hidráulicos de los Incisos IV-1 y IV-2, para los Sistemas Monoplanar y Biplanar, respectivamente.

De la misma manera se calculan los presupuestos para cada uno de los dos sistemas y se comparan.

#### IV.4.- FUNCIONAMIENTO HIDRAULICO

a) Sistema Monoplanar.- A través del método de H. Cross se resolvieron todos los circuitos de la red (26) por medio de un programa de computadora, obteniéndose resultados prácticamente exactos. Ver plano No. 1.

b) Sistema Biplanar.- Se emplearon tres criterios:

- 1) Método de las Secciones
- 2) Criterio H. Cross ( 11 circuitos )
- 3) Criterio G.P.B.

1).- Método de las Secciones.- Los resultados obtenidos por este método sirve para tener una información preliminar del funcionamiento hidráulico de la red, los cuales arrojaron resultados satisfactorios, sin embargo, del análisis del corte perpendicular al sentido del escurrimiento de la red, se encontró que en la sección 1-1 funciona con una pérdida de carga de 3.3% con velocidades recomendables de 0.6 a 1.21 <sup>m</sup>/s, esta sección corta los cruceros 30, 31 y 4, no obstante del análisis de H. Cross (11 circuitos) y del criterio de G.P.B., dichos cruceros funcionan hidráulicamente bien. Ver plano No. 2.

2).- Criterio de H. Cross ( 11 circuitos ).- Es común en la práctica calcular por este método únicamente el ó los circuitos principales y a partir de estos datos se pueden obtener las cargas disponibles en cualquier punto de las tuberías de riego.

En este ejemplo el circuito principal está formado por los siguientes tramos: 31-4 , 4-5 , 5-6 , 6-7 , 7-8 , 8-9 , 9-10 , 10-11 , 11-12 , 12-13 , 13-14 , 14-15 , 15-16 , 16-17 , 17-18 , 18-19 , 19-20 , 20-21 , 21-22 , 22-23 , 23-24 , 24-25 , 25-26 ,

26-27 , 27-28 , 28-29 , 29-30 , y 30-31 ; con tuberías de 3" y 4" respectivamente. Sin embargo, se analizaron 11 circuitos - por programa de computación electrónica para obtener mayor -- aproximación en las cargas disponibles y a partir de estos resultados se obtuvieron las cargas disponibles en las tuberías de relleno. Plano No. 3.

3).- Criterio G.P.B.- Se calculó por este criterio para tener otra base de comparación. Los resultados obtenidos son prácticamente igual al del Método de H. Cross por 11 circuitos como se puede observar en la tabla No. 9 que la diferencia -- máxima en cargas disponibles entre los dos métodos es de 3.57 m. en el crucero 53 , habiendo por lo general más pérdidas de cargas por este método que la de H. Cross. Ver plano No. 4.

Se elabora una tabla para la comparación de las cargas disponibles en los cruceros de la red (ver tabla No. 10) para los sistemas Monoplanar y Biplanar calculados en los Incisos IV-1 y -- IV-2 .

De esta tabla se pueden hacer las siguientes observaciones:

1.- Existen mayores pérdidas de cargas en el sistema biplanar, principalmente en el circuito principal. Sin embargo, en algunos cruceros de los circuitos de relleno sucede lo contrario.

2.- En los cálculos del sistema monoplanar por el método de H. Cross (26 circuitos), se obtiene la carga disponible máxima de 61.80 mts., en el crucero 17 y la carga disponible mínima de 19.16 mts.

3.- En los cálculos del sistema biplanar por el método de H. Cross ( 11 circuitos ), se obtiene la carga disponible máxima de 61.00 mts., en el crucero 17 y la carga disponible mínima de 19.11 en el crucero 30.

4.- De los resultados obtenidos del criterio G.P.B., se observa que la carga máxima es de 60.89 mts., en el crucero 18 y la mínima de 19.13 mts., en el 30.

5.- Las diferencias máximas de cargas disponibles para los sistemas analizados se muestran en la tabla No. 8 .

T A B L A No. 8

DIFERENCIAS MAXIMAS DE CARGAS DISPONIBLES (M) PARA LOS SISTEMAS ANALIZADOS.

CRUCE-RO.	SISTEMA MONOPLANAR	SISTEMA BIPLANAR	DIFERENCIAS
16	Método Cross (26 - circuitos) 57.12 -	Método Cross (11 - circuitos). 56.35	= 0.77
54	Método Cross (26 - circuitos). 42.69 -	Método G.P.B. 39.79	= 2.90
56	Método Cross (26 - circuitos). 39.06 -	Método G.P.B. 40.18	= -1.12
60	Método Cross (26 - circuitos). 30.13 -	Método Cross (11 - circuitos). 31.01	= -0.88

En general conforme a este análisis, el funcionamiento hidráulico del Sistema Biplanar de esta red es correcto.

TABLA No. 9

## SISTEMA BIPLANAR

TABLA COMPARATIVA DE CARGAS DISPONIBLES

CIRCUITO	CRUCERO	CARGA DISPONIBLE		DIFEREN- CIA
		MEP. H. CROSS	CRITERIO GPB	
CIRCUITO PRINCIPAL	4	23.27	23.15	0.12
	5	24.62	24.34	0.28
	6	27.27	26.82	0.45
	7	30.46	29.91	0.55
	8	33.83	33.12	0.71
	9	37.07	36.27	0.80
	10	38.70	37.52	1.18
	11	41.82	40.48	1.34
	12	45.93	44.37	1.56
	13	49.77	48.10	1.67
	14	51.63	49.86	1.77
	15	53.30	51.44	1.86
	16	56.35	54.49	1.86
	17	61.03	59.17	1.86
	18	61.04	60.89	0.15
	19	55.91	55.75	0.16
	20	52.57	52.41	0.16

TABLA No. 9

## SISTEMA BIPLANAR

## TABLA COMPARATIVA DE CARGAS DISPONIBLES

CIRCUITO	CRUCERO	CARGA DISPONIBLE		DIFEREN- CIA
		MET. H. CROSS	CRITERIO GPB	
CIRCUITO PRINCIPAL	21	49.26	49.08	0.18
	22	45.76	45.57	0.19
	23	42.23	42.09	0.14
	24	42.61	42.56	0.05
	25	38.33	38.37	- 0.04
	26	34.02	34.05	- 0.03
	27	29.61	29.62	- 0.01
	28	25.30	25.33	- 0.03
	29	21.70	21.74	- 0.04
	30	19.11	19.13	- 0.02
CIRCUITOS DE RELLENO	31	19.60	19.60	0.00
	50	42.06	41.99	0.07
	51	45.84	45.65	0.19
	52	51.03	47.50	3.53
	52'	49.53	49.35	0.18
	53	47.31	43.74	3.57
	53'	45.89	45.70	0.19
	54	43.40	39.79	3.61

TABLA No. 9

## SISTEMA BIPLANAR

TABLA COMPARATIVA DE CARGAS DISPONIBLES

CIRCUITO	CRUCERO	CARGA DISPONIBLE		DIFEREN- CIA
		MET. H. CROSS	CRITERIO GPB	
C I R C U I T O S D E R E L L E N O	54'	41.99	41.91	0.08
	55	39.21	37.97	1.24
	55'	38.53	38.60	- 0.07
	56	39.67	40.18	- 0.51
	56'	38.66	37.37	1.29
	57	34.64	34.75	- 0.11
	57'	34.08	34.12	- 0.04
	58	34.89	35.33	- 0.44
	58'	33.95	34.00	- 0.05
	59	34.38	32.32	2.06
	59'	33.75	33.18	0.57
	60	31.01	30.29	0.72
	60'	30.61	29.83	0.78
	61	30.86	31.20	- 0.34
	61'	30.00	30.03	- 0.03
	62	30.65	30.40	0.25
	62'	30.20	29.70	0.50
	63	23.70	23.91	- 0.21
63'	23.16	23.19	- 0.03	

TABLA No. 10

TABLA COMPARATIVA DE CARGAS DISPONIBLES (M) PARA EL SISTEMA MONOPLANAR Y BIPLANAR No. 2.

CIRCUITO	CRUCE RO	S I S T E M A			D I F E R E N C I A S	
		MONOPLANAR	B I P L A N A R		METODO H. CROSS (26 CIRCUITOS) - METODO H. CROSS (11 CIRCUITOS)	METODO H. CROSS (26 CIRCUITOS) - METODO G. P. B.
		METODO H. CROSS (26 CIRCUITOS)	METODO H. CROSS (11 - CIRCUITOS)	METODO G. P. B.		
P R I N C I P A L	4	23.31	23.27	23.15	0.04	0.16
	5	24.70	24.62	24.34	0.08	0.36
	6	27.43	27.27	26.82	0.16	0.61
	7	30.73	30.46	29.91	0.27	0.82
	8	34.11	33.83	33.12	0.28	0.99
	9	37.42	37.07	36.27	0.35	1.15
	10	39.24	38.70	37.52	0.54	1.72
	11	42.51	41.82	40.48	0.69	2.03
	12	46.62	45.93	44.37	0.69	2.25
	13	50.50	49.77	48.10	0.73	2.40
	14	52.38	51.63	49.86	0.75	2.52
	15	54.07	53.30	51.44	0.57	2.63

TABLA No. 10

TABLA COMPARATIVA DE CARGAS DISPONIBLES (M) PARA EL SISTEMA MONOPLANAR Y BIPLANAR No. 2.

CIRCUITO	CRUCE RO	S I S T E M A			D I F E R E N C I A S	
		MONOPLANAR	B I P L A N A R		METODO H. CROSS (26 CIRCUITOS) - METODO H. CROSS (11 CIRCUITOS)	METODO H. CROSS (26 CIRCUITOS) - METODO G. P. B.
		METODO H. CROSS (26 CIRCUITOS)	METODO H. CROSS (11 - CIRCUITOS)	METODO G. P. B.		
P R I N C I P A L	16	57.12	56.35	54.49	<u>0.77</u>	2.63
	17	<u>61.80</u>	<u>61.03</u>	59.17	0.77	2.63
	18	61.75	61.04	<u>60.89</u>	0.71	0.86
	19	56.62	55.91	55.75	0.71	0.87
	20	53.28	52.57	52.41	0.71	0.87
	21	49.95	49.26	49.08	0.69	0.87
	22	46.22	45.76	45.57	0.46	0.65
	23	42.88	42.23	42.09	0.65	0.79
	24	43.14	42.61	42.56	0.53	0.58
	25	38.72	38.33	38.37	0.39	0.35
	26	34.36	34.02	34.05	0.34	0.31
27	29.88	29.61	29.62	0.27	0.26	

TABLA No. 10

TABLA COMPARATIVA DE CARGAS DISPONIBLES (M) PARA EL SISTEMA MONOPLANAR Y BIPLANAR No. 2.

CIRCUITO	CRUCE RO	S I S T E M A			D I F E R E N C I A S	
		MONOPLANAR	B I P L A N A R		METODO H. CROSS (26 CIRCUITOS) - METODO H. CROSS (11 CIRCUITOS)	METODO H. CROSS (26 CIRCUITOS) - METODO G. P. B.
		METODO H. CROSS (26 CIRCUITOS)	METODO H. CROSS (11 - CIRCUITOS)	METODO G. P. B.		
P R I N C I P A L +	28	25.49	25.30	25.33	0.19	0.16
	29	21.80	21.70	21.74	0.10	0.06
	30	<u>19.16</u>	<u>19.11</u>	<u>19.13</u>	0.05	0.03
	31	19.60	19.60	19.60	0.00	0.00
	50	42.76	42.06	41.99	0.70	0.77
	51	46.50	45.84	45.65	0.66	0.85
	52	50.20	51.03	47.50	- 0.83	2.7
	52'		49.53	49.35	0.67	0.8
	53	46.56	47.31	43.74	- 0.75	2.82
	53'		45.89	45.70	0.67	0.86
D E R E L L E N O	54	42.69	43.40	39.79	- 0.71	<u>2.90</u>
	54'		41.99	41.91	0.70	0.78

TABLA No. 10

TABLA COMPARATIVA DE CARGAS DISPONIBLES (M) PARA EL SISTEMA MONOPLANAR Y BIPLANAR No. 2.

CIRCUITO	CRUCE RO	S I S T E M A			D I F E R E N C I A S	
		MONOPLANAR	B I P L A N A R		METODO H. CROSS (26 CIRCUITOS) - METODO H. CROSS (11 CIRCUITOS)	METODO H. CROSS (26 CIRCUITOS) - METODO G. P. B.
		METODO H. CROSS (26 CIRCUITOS)	METODO H. CROSS (11 - CIRCUITOS)	METODO G. P. B.		
D E R E L L E N O	55	38.91	39.21	37.97	- 0.30	0.94
	55'		38.53	38.60	0.38	0.31
	56	39.06	39.67	40.18	- 0.61	- <u>1.12</u>
	56'		38.66	37.37	0.40	1.69
	57	34.44	34.64	34.75	- 0.20	- 0.31
	57'		34.08	34.12	0.36	0.32
	58	34.32	34.89	35.33	- 0.57	- 1.01
	58'		33.95	34.00	0.37	0.32
	59	34.15	34.38	32.32	- 0.23	1.83
	59'		33.75	33.18	0.40	0.97
	60	30.13	31.01	30.29	- <u>0.88</u>	- 0.16
	60'		30.61	29.83	- 0.48	0.30

TABLA No. 10

TABLA COMPARATIVA DE CARGAS DISPONIBLES (M) PARA EL SISTEMA MONOPLANAR Y BIPLANAR No. 2.

CIRCUITO	CRUCE RO	S I S T E M A			D I F E R E N C I A S	
		MONOPLANAR	B I P L A N A R		METODO H. CROSS (26 CIRCUITOS) - METODO H. CROSS (11 CIRCUITOS)	METODO H. CROSS (26 CIRCUITOS) - METODO G. P. B.
		METODO H. CROSS (26 CIRCUITOS)	METODO H. CROSS (11 - CIRCUITOS)	METODO G. P. B.		
D E R E L L E N O	61	30.33	30.86	31.20	-0.53	- 0.87
	61'		30.00	30.03	0.33	0.30
	62	30.73	30.65	30.40	0.08	0.33
	62'		30.20	29.70	0.53	1.03
	63	23.25	23.70	23.91	-0.45	- 0.66
	63'		23.16	23.19	0.09	0.06

#### IV.5.- FACTOR ECONOMICO.

Uno de los aspectos importantes que se revisa en cualquier proyecto es el económico, por tanto se analizan los presupuestos para cada una de las alternativas Monoplanar y Biplanar.

El presupuesto del Sistema Monoplanar se calculó tomando en -- consideración lo siguiente:

Se proyectan válvulas de compuertas, extremidades y juntas --- Gibault, de fierro fundidos, siendo las demás piezas especiales de fierro fundido y P.V.C. . Asimismo, se presupuestan cajas -- para válvulas recomendadas y especificadas por la D.G. de Siste mas de Agua Potable y Alcantarillado en Centros Urbanos de la -- Sría. de Asentamientos Humanos y Obras Públicas.

El presupuesto del Sistema Biplanar se calculó tomando en cuen ta lo siguiente:

Se proyectan válvulas Valflex, junta Universal G.P.B., piezas - especiales de fierro fundido y P.V.C. (Ver Fig. 10). Se presu puestan cajas de banqueta en lugar de cajas de válvulas. La -- recomendación de usar válvulas Valflex para los diámetros del - sistema analizado fue tomado de la tabla de estudios económicos anteriormente citados en (III.5.)

Para los dos proyectos, Monoplanar y Biplanar se consideran dos materiales diferentes de tuberías, Asbesto Cemento y P.V.C., -- tomando en cuenta que según estudios económicos realizados se - ha encontrado que es recomendable usar tubería P.V.C., para - - diámetros de 2", 2 1/2" y 3" en sistemas de distribución y para tuberías de 4", 6", 8" y 12" , tuberías de Asbesto Cemento. Sin embargo, estas recomendaciones no influyen en la comparación de los presupuestos ya que en los dos casos se adoptó el mismo criterio.

Los precios unitarios empleados son los recomendados por la - - D.G. de Sistemas de Agua Potable y Alcantarillado en Centros -- Urbanos de la S.A.H.O.P., utilizando la tarifa "U", para el -- Estado de Tlaxcala.

Es importante mencionar que los precios unitarios de instalación

y prueba de tuberías de Asbesto Cemento ó P.V.C., se consideraron igual para los dos sistemas, no obstante que la instalación de tuberías en el Sistema Biplanar es más económica, por haber menos cruces de tuberías y por tanto menos cortes y maniobras para la instalación.

Según los resultados obtenidos, conforme a los criterios antes mencionados, se concluye que el costo del Sistema Monoplanar es de catorce por ciento más alto que del Sistema Biplanar.

# CRUCEROS DEL SISTEMA BIPLANAR

<p>(2) (3)</p>	<p>(4) (30)</p>	<p>(5) (29)</p>	<p>(6)</p>	<p>(7) (8) (26) (27)</p>	<p>(14) (24)</p>
<p>(7) (8) (26) (27)</p>	<p>(9)</p>	<p>(10) (23)</p>	<p>(15)</p>	<p>(16) (19)</p>	<p>(17) (18)</p>
<p>(20)</p>	<p>(25)</p>	<p>(28)</p>	<p>(31)</p>	<p>(32) (33) (34) (35) (36) (37) (38) (39) (40) (41) (42) (43) (44) (45) (46) (47) (48) (49)</p>	<p>(22)</p>

# LISTA DE PIEZAS ESPECIALES

(RED DE DISTRIBUCION)  
SISTEMA BIPLANAR

—— Fo, Fo. ——

—∞	Valvula Valflex de:		
	100mm. (4") Ø	.....	2
	75mm. (3") Ø	.....	3
	60mm. (2 1/2") Ø	.....	10
—∞	Valvula Valflex con red de:		
	150 x 60 mm. (6" x 2 1/2") Ø	.....	1
	100 x 60 mm. (4" x 2 1/2") Ø	.....	4
	75 x 60 mm. (3" x 2 1/2") Ø	.....	5
	Cruz de:		
	150 x 100 mm (6" x 4") Ø	.....	1
	100 x 100 mm. (4" x 4") Ø	.....	3
	100 x 60 mm. (4" x 2 1/2") Ø	.....	4
	Te de:		
	100 x 100 mm (4" x 4") Ø	.....	2
	60 x 60 mm (2 1/2" x 2 1/2") Ø	.....	1
	Codo de:		
	90° x 100 mm. (4") Ø	.....	2
	22° 30' x 150 mm. (6") Ø	.....	3
	Reducción de:		
	100 x 75 mm. (4" x 3") Ø	.....	1
	100 x 60 mm. (4" x 2 1/2") Ø	.....	4
—0	Junta universal de:		
	150 mm. (6") Ø	.....	5
	100 mm. (4") Ø	.....	22
	75 mm. (3") Ø	.....	1
	60 mm. (2 1/2") Ø	.....	9

## Tornillos con cabeza y tuerca hexagonal de:

19.1 x 82.6 mm. (3/4" x 3 1/4")	8
15.9 x 76.2 mm. (5/8" x 3")	32
15.9 x 63.5 mm. (5/8" x 2 1/2")	4

## Empaques de plomo de:

150mm. (6") Ø	1
100mm. (4") Ø	4
60mm. (2 1/2") Ø	1

Cajas tipo banqueta ..... 17

## —— PVC ——

⊥	Cruz de:		
		75 x 75 mm. (3" x 3") Ø	3
		75 x 60 mm. (3" x 2 1/2") Ø	7
┌	Te de:		
		75 x 75 mm. (3" x 3") Ø	2
└	Codo de:		
		90° x 75 mm. (3") Ø	2
		22° 30' x 75 mm. (3") Ø	4
⊥	Extremidad campana de:		
		75 mm. (3") Ø	6
		60 mm. (2 1/2") Ø	5
⊥	Extremidad espiga de:		
		75 mm. (3") Ø	1
∇	Reducción campana de:		
		75 x 60 mm. (3" x 2 1/2") Ø	3
⊥	Tapon campana de:		
		60 mm. (2 1/2") Ø	19

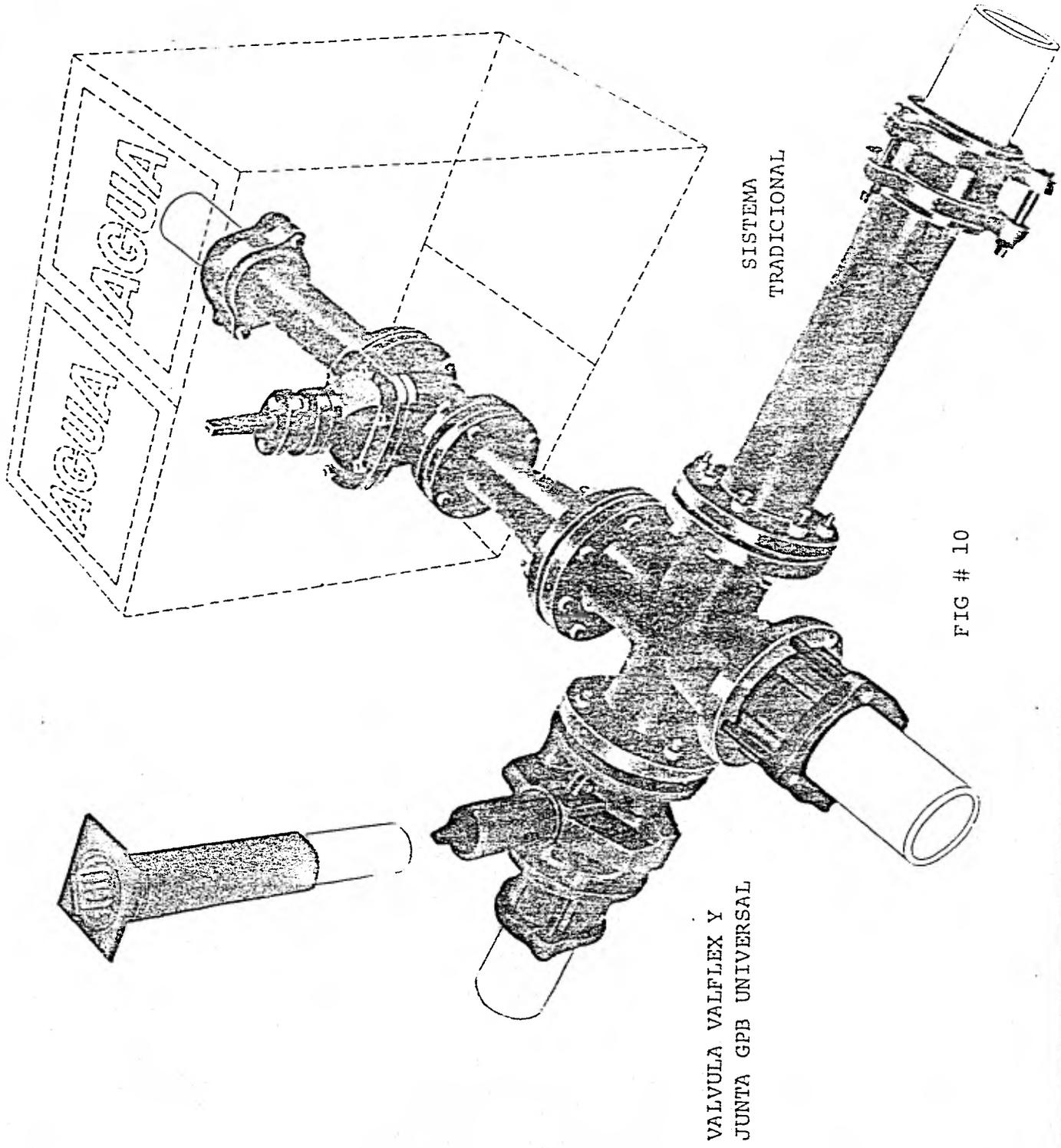


FIG # 10

VALVULA VALFLEX Y  
JUNTA GPB UNIVERSAL

SISTEMA  
TRADICIONAL

R E D D E D I S T R I B U C I O N  
R E S U M E N D E L P R E S U P U E S T O  
S I S T E M A B I P L A N A R

107

MATERIALES Y MANO DE OBRA: ESTADO DE TLAXCALA TARIFA "U"

PARTIDA	CONCEPTO	CANTIDAD	UNIDAD	PRECIO UNITARIO	IMPORTE
	Excavación a mano para zanjas en material I en seco - hasta 2.00 M., de profundidad.	536	M <sup>3</sup>	\$ 176.70	\$ 94,711.20
	Excavación a mano para zanjas en material II en seco - hasta 2.00 M., de profundidad.	3752	M <sup>3</sup>	235.35	883,033.20
	Excavación con uso de explosivos para zanjas en material III, en seco y extracción de rezaga a mano hasta 2.00 M., de profundidad.	1072	M <sup>3</sup>	798.70	856,206.40
	Plantilla apisonada con pisón de mano con materiales I y/o II.	534	M <sup>3</sup>	282.70	150,961.80
	Relleno de zanjas con material I y/o II apisonado y compactado con agua en capas de 20 cms. de espesor	4785	M <sup>3</sup>	187.20	895,752.00
	Instalación junteo y prueba de tuberías de Asbesto. Cemento de:				
	150 mm. (6") Ø Clase A-5	320	M.	81.24	25,996.80
	100 mm. (4") Ø Clase A-5	1428	M.	73.10	104,386.80

RED DE DISTRIBUCION  
RESUMEN DEL PRESUPUESTO  
SISTEMA BIPLANAR

108

MATERIALES Y MANO DE OBRA: ESTADO DE TLAXCALA TARIFA "U"

PARTIDA	CONCEPTO	CANTIDAD	UNIDAD	PRECIO UNITARIO	IMPORTE
	Instalación junteo y prueba de tuberías de P.V.C., de:				
	75 mm. (3") Ø RD-32.5	1851	M.	50.05	92,642.55
	60 mm. (2 1/2") Ø RD-32.5	5245	M.	46.07	241,637.15
	Instalación de piezas especiales de Fo.Fo.	1459	Kg.	12.15	17,726.85
	Instalación de válvulas de Seccionamiento de :				
	100 mm. (4") Ø	7	Pza.	413.60	2,895.20
	75 mm. (3") Ø	8	Pza.	267.65	2,141.20
	60 mm. (2 1/2") Ø	10	Pza.	194.65	1,946.50
	Caja de banqueta para válvulas "Valflex" con muros de tabique junteado con mortero Cem-Arena 1:5 de 0.14 m. de espesor con dimensiones de la caja 0.60 x 0.60 x 1.00 mt.	17	Pza.	879.25	14,947.25
	Atraques de concreto simple de $fc' = 90 \text{ Kg/cm}^2$ , según plano tipo V.C. 1327.	0.9	M <sup>3</sup>	3,290.30	2,961.30
	<u>MATERIALES</u>				
	Suministro de tuberías de Asbesto-Cemento Clase A-5 L.A.B. destino de:				

RED DE DISTRIBUCION  
RESUMEN DEL PRESUPUESTO  
SISTEMA BIPLANAR

109

MATERIALES Y MANO DE OBRA: ESTADO DE TLAXCALA TARIFA "U"

PARTIDA	CONCEPTO	CANTIDAD	UNIDAD	PRECIO UNITARIO	IMPORTE
	150 mm. (6") Ø	320	M.	460.50	147,360.00
	100 mm. (4") Ø	1428	M.	253.65	362,212.20
	Suministro de tuberías de - P.V.C., (rígido) con cople- integral Anger. L.A.B., lu- gar de compra de:				
	75 mm. (3") Ø RD-32.5	1851	M.	232.50	430,357.50
	60 mm. (2 1/2") Ø RD-32.5	5245	M.	156.40	820,318.00
	Suministro de válvula de - Seccionamiento, tipo "Val- flex" completa. L.A.B., lu- gar de compra de:				
	150 x 60 mm. (6" x 2 1/2") Ø	1	Pza.	5,680.00	5,680.00
	100 x 100 mm. (4" x 4") Ø	2	Pza.	7,065.00	14,130.00
	100 x 60 mm. (4" x 2 1/2") Ø	4	Pza.	5,220.00	20,880.00
	75 x 75 mm. (3" x 3") Ø	3	Pza.	5,125.00	15,375.00
	75 x 60 mm. (3" x 2 1/2") Ø	5	Pza.	4,980.00	24,900.00
	60 x 60 mm. (2 1/2" x 2 1/2") Ø	10	Pza.	4,455.00	44,550.00
	Suministro de piezas espe- ciales de Fo.Fo. (excluyen- do extremidades) L.A.B., lu- gar de compra de: 60 mm. a 100 mm. ( 2 1/2" a 4")	435	'Kg.	84.15	36,605.25
	Suministro de juntas univer- sales completas L.A.B. Fá- brica (G.P.B.) :				

RED DE DISTRIBUCION  
RESUMEN DEL PRESUPUESTO  
SISTEMA BIPLANAR

MATERIALES Y MANO DE OBRA: ESTADO DE TLAXCALA TARIFA "U"

PARTIDA	CONCEPTO	CANTIDAD	UNIDAD	PRECIO	IMPORTE
	150 mm. (6") Ø	5	Pza.	1,135.00	5,675.00
	100 mm. (4") Ø	22	Pza.	690.00	15,180.00
	75 mm. (3") Ø	1	Pza.	505.00	505.00
	60 mm. (2 1/2") Ø	9	Pza.	365.00	3,285.00
	Suministro de empaques de plomo de:				
	150 mm. (6") Ø	1	Pza.	112.00	112.00
	100 mm. (4") Ø	4	Pza.	85.00	340.00
	60 mm. (2 1/2") Ø	1	Pza.	42.00	42.00
	Suministro de tornillos con cabeza y tuerca hexagonal-L.A.B., lugar de compra de:				
	19.1 x 82.6 mm. (3/4" x 3 1/4")	8	Pza.	46.00	368.00
	15.9 x 76.2 mm. (5/8" x 3")	32	Pza.	27.00	864.00
	15.9 x 63.5 mm. (5/8" x 2 1/2")	4	Pza.	25.00	100.00
	Suministro de piezas especiales de P.V.C., Cruz de:				
	75 x 75 mm. (3" x 3") Ø	3	Pza.	2,143.00	6,429.00
	75 x 60 mm. (3" x 2 1/2") Ø	7	Pza.	228.95	1,602.65
	Tee de:				
	75 x 75 mm. (3" x 3") Ø	2	Pza.	1,540.25	3,080.50
	Codo de:				
	90° x 75 mm. (3") Ø	2	Pza.	1,140.45	2,280.90
	22° x 75 mm. (3") Ø	4	Pza.	722.15	2,888.60

RED DE DISTRIBUCION  
RESUMEN DEL PRESUPUESTO  
SISTEMA BIPLANAR

MATERIALES Y MANO DE OBRA: ESTADO DE TLAXCALA TARIFA "U"

PARTIDA	CONCEPTO	CANTIDAD	UNIDAD	PRECIO UNITARIO	IMPORTE
	Extremidad campana de: 75 mm. (3") $\emptyset$	6	Pza.	1,032.15	6,192.90
	60 mm. (2 1/2") $\emptyset$	5	Pza.	722.85	3,614.25
	Extremidad espiga de : 75 mm. (3") $\emptyset$	1	Pza.	825.50	825.50
	Reducción campana de: 75 x 60 mm. (3" x 2 1/2") $\emptyset$	3	Pza.	726.20	2,178.60
	Tapón campana de: 60 mm. (2 1/2") $\emptyset$	19	Pza.	355.50	6,754.50
				Total....	\$5'372,632.55
					=====

RED DE DISTRIBUCION  
RESUMEN DEL PRESUPUESTO  
SISTEMA MONOPLANAR

MATERIALES Y MANO DE OBRA: ESTADO DE TLAXCALA TARIFA "U"

PARTIDA	CONCEPTO	CANTIDAD	UNIDAD	PRECIO UNITARIO	IMPORTE
	Excavación a mano para zanjas en material I, en seco hasta 2.00 M., de profundidad.	536	M <sup>3</sup>	\$ 176.70	\$ 94,711.20
	Excavación a mano para zanjas en material II en seco hasta 2.00 M. de profundidad.	3752	M <sup>3</sup>	235.35	883,033.20
	Excavación con uso de explosivos para zanjas en material III, en seco y extracción de rezaga a mano hasta 2.00 M.; de profundidad.	1072	M <sup>3</sup>	798.70	856,206.40
	Plantilla apisonada con pisón de mano con materiales I y/o II.	534	M <sup>3</sup>	282.70	150,961.80
	Relleno de zanjas con material I y/o II, apisonado y compactado con agua en capas de 20 cms. de espesor.	4785	M <sup>3</sup>	187.20	895,752.00
	Instalación junteo y prueba de tuberías de Asbesto-Cemento de: 150 mm. (6") Ø Clase A-5	320	M.	81.24	25,996.80

RED DE DISTRIBUCION  
RESUMEN DEL PRESUPUESTO  
SISTEMA MONOPLANAR

MATERIALES Y MANO DE OBRA: ESTADO DE TLAXCALA TARIFA "U"

PARTIDA	CONCEPTO	CANTIDAD	UNIDAD	PRECIO UNITARIO	IMPORTE
	100 mm. (4") $\emptyset$ Clase A-5	1428	M.	73.10	104,386.80
	Instalación junteo y prueba de tuberías de P.V.C., de:				
	75 mm. (3") $\emptyset$ RD-32.5	1851	M.	50.05	92,642.55
	60 mm. (2 1/2") $\emptyset$ RD-32.5	5245	M.	46.07	241,637.15
	Instalación de piezas especiales de Fo.Fo.	2712	Kg.	12.15	32,950.80
	Instalación de Válvulas de Seccionamiento de 720 F para 8.8 Kg/cm <sup>2</sup> (presión).				
	150 mm. (6") $\emptyset$				
	100 mm. (4") $\emptyset$	4	Pza.	413.60	1,654.40
	75 mm. (3") $\emptyset$	5	Pza.	267.65	1,338.25
	60 mm. (2 1/2") $\emptyset$	19	Pza.	194.65	3,698.35
	Cajas tipo para operación de válvulas con tapa de concreto según plano V.C.-1939.				
	Tipo 1	5	Pza.	3,677.95	18,389.75
	Tipo 2	6	Pza.	6,329.35	37,976.10
	Tipo 5	3	Pza.	9,224.30	27,672.90
	Tipo 9.	4	Pza.	9,676.95	38,707.80
	Tipo 12	1	Pza.	13,520.20	13,520.20
	Atraques de concreto simples de Fc' = 90 Kg/cm <sup>2</sup> según plano tipo V.C. 1327.	0.9	M <sup>3</sup>	3,290.00	2,961.00

RED DE DISTRIBUCIÓN  
RESUMEN DEL PRESUPUESTO  
SISTEMA MONOPLANAR

MATERIALES Y MANO DE OBRA: ESTADO DE TLAXCALA TARIFA "U"

PARTIDA	CONCEPTO	CANTIDAD	UNIDAD	PRECIO	IMPORTE
	Suministro e instalación de marcos con tapa de concreto	28	Pza.	6,493.00	181,804.00
	Suministro e instalación de contra marcos según plano - tipo V.C. 1469.				
	Sencillos de 0.9 con canal de 100 mm. (4")	5	Pza.	2,182.60	10,913.00
	Sencillos de 1.10 M. con canal de 100 mm. (4")	12	Pza.	2,420.30	29,043.60
	Sencillos de 1.40 M. con canal de 150 mm. (6")	8	Pza.	4,115.70	32,925.60
	Sencillo de 1.80 M. con canal de 100 mm. (4")	1	Pza.	3,781.95	3,781.95
	Doble de 1.80 M. con canal de 150 mm. (6")	1	Pza.	5,429.65	5,429.65
	<u>MATERIALES</u>				
	Suministro de tuberías de Asbesto Cemento Clase A-5, L.A.B. destino de:				
	150 mm. (6") Ø	320	M.	460.50	147,360.00
	100 mm. (4") Ø	1428	M.	253.65	362,212.20

RED DE DISTRIBUCION  
RESUMEN DEL PRESUPUESTO  
SISTEMA MONOPLANAR

MATERIALES Y MANO DE OBRA: ESTADO DE TLAXCALA TARIFA "U"

PARTIDA	CONCEPTO	CANTIDAD	UNIDAD	PRECIO	IMPORTE
	Suministro de tuberías de P.V.C., (rígido) con cople integral Anger. L.A.B. lugar de compra de:				
	75 mm. (3") Ø RD-32.5	1851	M.	232.50	430,357.50
	60 mm. (2 1/2") Ø RD-32.5	5245	M.	156.40	820,318.00
	Suministro de válvulas tipo compuerta L.A.B., lugar de compra de:				
	100 mm. (4") Ø	4	Pza.	14,271.00	57,084.00
	75 mm. (3") Ø	5	Pza.	10,381.00	51,905.00
	60 mm. (2 1/2") Ø	19	Pza.	9,430.00	179,170.00
	Suministro de Piezas especiales de Fo.Fo., (excluyendo extremidades) L.A.B., lugar de compra de 100 a 300 mm. (4" a 12")	984	Kg.	84.15	82,803.60
	Suministro de empaques de plomo de:				
	150 mm. (6") Ø	7	Pza.	112.00	784.00
	100 mm. (4") Ø	36	Pza.	85.00	3,060.00
	75 mm. (3") Ø	2	Pza.	55.00	110.00
	60 mm. (2 1/2") Ø	22	Pza.	42.00	924.00
	Suministro de tornillos con cabeza y tuerca hexagonal. L.A.B., lugar de - -				

RED DE DISTRIBUCION  
RESUMEN DEL PRESUPUESTO  
SISTEMA MONOPLANAR

MATERIALES Y MANO DE OBRA: ESTADO DE TLAXCALA TARIFA "U"

PARTIDA	CONCEPTO	CANTIDAD	UNIDAD	PRECIO	IMPORTE
	compra de:				
	19.1 x 82.6 mm. (3/4"x - 3 1/4")	56	Pza.	46.00	2,576.00
	15.9 x 76.2 mm. (5/8" x 3")	288	Pza.	27.60	7,948.80
	15.9 x 63.5 mm. (5/8" x - 2 1/2")	96	Pza.	25.00	2,400.00
	Suministro de extremidades de Fo.Fo. de:				
	6" a 4" Ø	516	Kg.	90.00	46,440.00
	3" a 2 1/2" Ø	212	Kg.	75.00	15,900.00
	Suministro de juntas - - Gibault completas puestas Almacén Obra, de:				
	60 mm. (2 1/2") de Ø	20	Pza.	362.60	7,252.00
	75 mm. (3") de Ø	1	Pza.	400.50	400.50
	100 mm. (4") de Ø	24	Pza.	497.70	11,944.80
	152 mm. (6") de Ø	5	Pza.	786.80	3,934.00
	Suministro de piezas espe- ciales de P.V.C. cruz de:				
	75 x 75 mm. (3" x 3") Ø	3	Pza.	2,143.20	6,429.60
	75 x 60 mm. (3" x 2 1/2") Ø	8	Pza.	2,229.00	17,832.00
	60 x 60 mm. (2 1/2" x - - 2 1/2") Ø	12	Pza.	1,576.80	18,921.60
	Extremidad campana de:				
	75 mm. (3") Ø	7	Pza.	1,032.15	7,225.05
	60 mm. (2 1/2") Ø	31	Pza.	722.85	22,408.35

RED DE DISTRIBUCION  
RESUMEN DEL PRESUPUESTO  
SISTEMA MONOPLANAR

MATERIALES Y MANO DE OBRA: ESTADO DE TLAXCALA TARIFA "U"

PARTIDA	CONCEPTO	CANTIDAD	UNIDAD	PRECIO	IMPORTE
	Extremidad espiga de:				
	75 mm. (3") $\emptyset$	1	Pza.	825.50	825.50
	60 mm. (2 1/2") $\emptyset$	5	Pza.	733.50	3,667.50
	Reducción campana de:				
	75 mm. x 60 mm. (3" x - 2 1/2") $\emptyset$	8	Pza.	726.20	5,809.60
	Tee de:				
	75 mm. x 75 mm. (3" x 3") $\emptyset$	2	Pza.	1,540.25	3,080.50
	60 mm. x 60 mm. (2 1/2" x - 2 1/2") $\emptyset$	2	Pza.	840.20	1,680.40
	Codo de:				
	75 mm. x 90°	2	Pza.	1,140.40	2,280.80
	75 mm. x 22° x 30'	4	Pza.	1,218.80	4,875.20
	Tapón campana de:				
	60 mm. (2 1/2") $\emptyset$	19	Pza.	355.50	6,754.50
				Total...\$	6'124,770.25

PRESUPUESTO DE LA RED DE DISTRIBUCIONSISTEMA MONOPLANAR

\$ 6'124,770.25

SISTEMA BIPLANAR

\$ 5'372,632.55

DIFERENCIA: \$ 752,137.70 A FAVOR DEL SISTEMA BIPLANAR.

#### IV.6.- OPERACION

La operación de las redes de distribución consiste esencialmente en que a través de las válvulas se aíslan tramos de tuberías para ejecutar reparaciones o ampliar la red. Además, mediante una operación adecuada se tenga la oportunidad de derivar mayores -- caudales a sectores que por diversas razones requieran de más -- agua en determinados momentos, ya que de todos es sabido que a pesar de tomar en consideración durante la elaboración del proyecto un buen número de factores que ayuden a determinar los diversos consumos (probables) que se vayan a presentar en la localidad en sus diferentes sectores que la integran, atendiendo a su área, densidad de población carácter, etc. , el comportamiento real del sistema puede diferir un poco en relación a lo planteado en el proyecto.

Para ejecutar estas operaciones es necesario personal calificado, a fin de interpretar planos del proyecto.

La distribución de las válvulas en el sistema monoplanar es más complicado que en el sistema biplanar, en el primer sistema hay que cerrar un número mayor de válvulas e irregularmente dispuestas que en el biplanar; ya que en este último es suficiente con cerrar dos válvulas por cada calle.

Haciendo por tanto más fácil la operación, sin necesidad de personal calificado para dicho trabajo.

Debido a la combinación del sistema biplanar con la válvula -- "Valflex", ésta se encuentra diseñada para trabajar parcialmente abierta, lo que resulta inevitable en un alto porcentaje de las válvulas de menor diámetro, en una red en servicio, pues -- debido a la topografía de las poblaciones es indispensable controlar en esta forma los escurrimientos.

Las válvulas de compuerta no deben trabajar parcialmente cerradas, pues la erosión desgasta el tejuelo o los anillos de bronce , a tal grado que en unos meses desaparece la parte de tejuelo que debía impedir el flujo.

Además, el tener las válvulas de compuerta parcialmente cerradas ocasiona la formación de cámaras de vacíos con los conocidos fenómenos, llamados de cavitación que consiste en acarreo químico electrolíticos que causan la ruina de las válvulas.

Para el análisis de la distribución de las válvulas y su eficiencia, en cuanto a longitudes de red controladas, se elaboraron -- las tablas Nos. 11 y 12, así como la gráfica de la Fig. No. 11, de las cuales se deduce lo siguiente:

Se observa que hay mayor frecuencia de válvulas que controlan - intervalos de clase de: 100- 200 Mts. y 200-300 Mts., en el sistema biplanar; sin embargo, para intervalos de 0-100 Mts., hay - ligeramente mayor frecuencia en el monoplanar.

Conforme se observa en la Fig. No. 11, la eficiencia en cuanto - a longitudes controladas por válvula para los dos sistemas, es - prácticamente igual.

TABLA No. 11

## ANALISIS DE LA EFICIENCIA DE LAS VALVULAS

## A) SISTEMA MONOPLANAR

ORDEN	NUMERO DE VALVULAS	LONGITUD CONTROLADA	LONGITUD CONTROLADA	INTERVALO DE CLASE	FRECUENCIA
			NO. DE VALVULAS		
1	10	599	60	0-100	2
2	4	272	68		
3	7	1116	159	100-200	5
4	6	1002	167		
5	5	891	178		
6	4	687	172		
7	5	945	189		
8	5	1034	207	200-300	2
9	5	1135	227		
10	2	924	462	400-500	1
					<u>10</u>

TABLA No. 12

## ANALISIS DE LA EFICIENCIA DE LAS VALVULAS

## B) SISTEMA BIPLANAR

ORDEN	NUMERO DE VALVULAS	LONGITUD CONTROLADA	LONGITUD CONTROLADA	INTERVALO DE CLASE	FRECUENCIA
			NO. DE VALVULAS		
1	4	356	89	0-100	1
2	2	226	113	100-200	8
3	2	226	113		
4	2	227	114		
5	2	227	114		
6	9	1207	134		
7	2	337	169		
8	2	339	170		
9	11	1967	178		
10	2	448	224	200-300	3
11	2	452	226		
12	2	451	226		
13	3	1058	353	300-400	1
14	2	936	468	400-500	1
					<u>14</u>

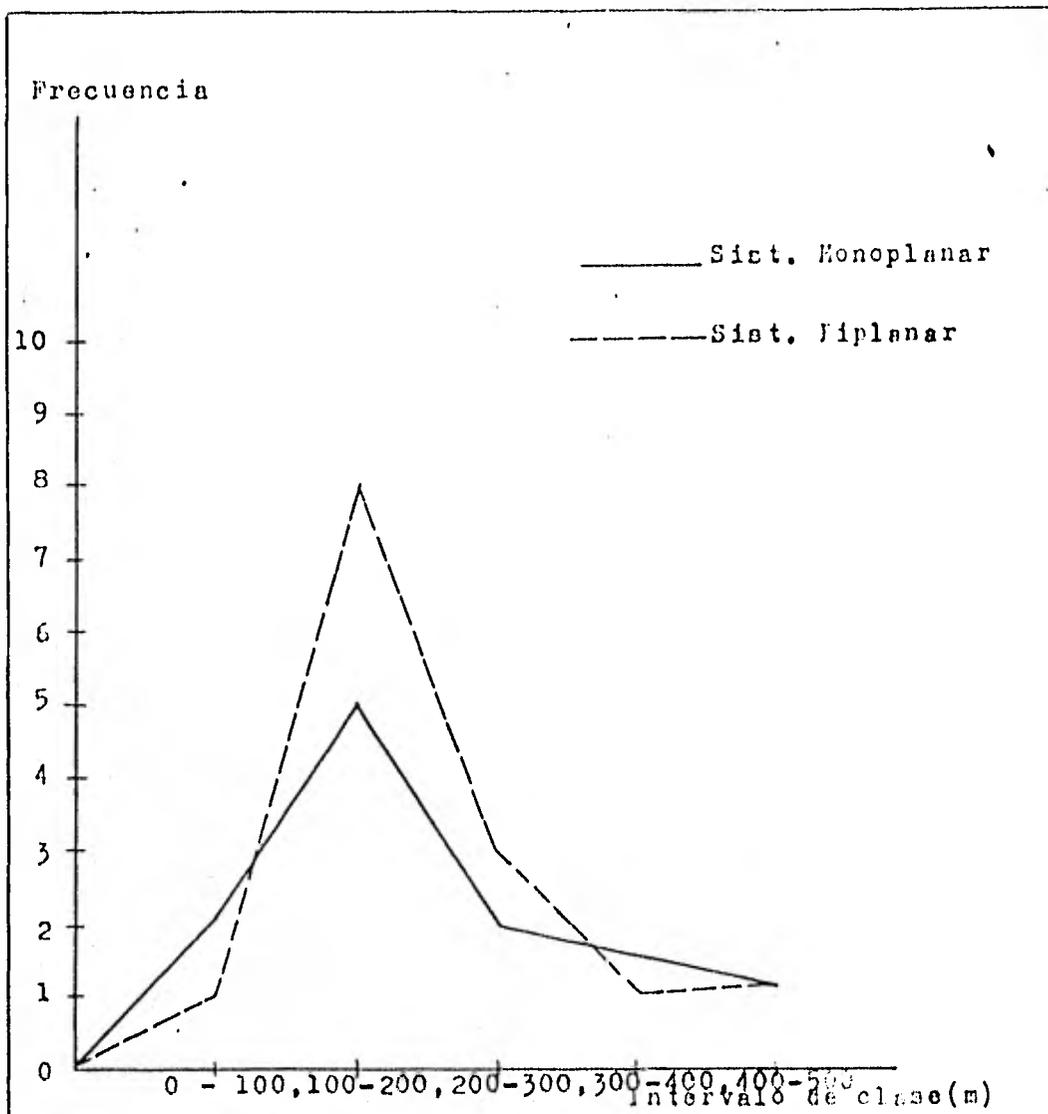


Fig.# 11

Gráfica de eficiencia de válvulas con relación a longitudes controladas.

#### V.- COMENTARIOS, CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.

Existen muchos métodos para el cálculo hidráulico del sistema monoplanar, como se ha indicado anteriormente, el método de Hardy Cross es el más usual en la actualidad. No obstante en el análisis teórico de este método no se contemplan las pérdidas de cargas, por el efecto del choque de los flujos del agua en los cruceros; sin embargo, el funcionamiento hidráulico en los sistemas en operación calculados con este criterio es aceptable.

Cálculo hidráulico del sistema biplanar. Hoy en día la investigación hidráulica al respecto es mínima. Por la disposición a desnivel de las tuberías de relleno, no se presenta el fenómeno de choque en los cruceros; por tal razón se ha empleado el método de Hardy Cross para su solución, dando resultados apropiados en los sistemas de operación.

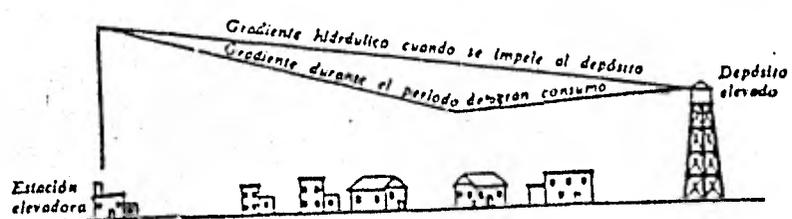
Para elegir el tipo de red adecuado hay que tomar en cuenta varios factores: Socioeconómico, disposición geométrica de las calles, tipo de población y tránsito de vehículos.

El sistema biplanar es aconsejable para poblaciones con las siguientes características:

- 1° Gasto pequeño por habitante por día.
- 2° Calles formando cuadrículas.
- 3° Crecimiento poblacional lento.
- 4° Población rural económicamente pobre.

Además si se quiere instalar cajas de banquetas en lugar de cajas de válvulas en tuberías a desnivel, es importante considerar la posibilidad de tender las tuberías en las banquetas o en su defecto instalarlas en el arroyo de las calles siempre y cuando éstas sean de un flujo de tránsito mínimo de vehículos.

La disposición del tanque de almacenamiento puede reducir las pérdidas por fricción en las tuberías de relleno a desnivel; la mejor disposición y la más económica es la que se indica en la Fig. 12, situándose preferentemente el depósito al lado contrario de la estación elevadora con respecto al distrito de mayor consumo conocido como red con tanque de equilibrio. Durante los períodos de utilización del agua elevada, el distri-



Gradiente hidráulico con empleo de un depósito elevado.

Fig. # 12

to estará alimentado por los dos lados, una condición que disminuirá la pérdida de carga en las tuberías de agua aproximadamente a la cuarta parte de la que tendrían sin el almacenaje elevado. Si el tanque elevado se coloca en la estación elevadora, lo que no es poco corriente, resulta un gradiente hidráulico pobre con las consiguientes bajas presiones en distritos distantes o tuberías de rellenos distantes a desnivel.

Para el sistema monoplanar las características deseables son:

- 1° En poblaciones urbanas y sub-urbanas.
- 2° Calles con cualquier configuración geométrica.
- 3° Población rural con crecimiento económico progresivo.

Es importante mantener un punto de vista equilibrado en cuanto a la elección de uno de estos sistemas, considerando los temas aquí planteados. En ocasiones es aconsejable un sistema mixto, es decir combinar el sistema biplanar y monoplanar por zona de una población.

Por lo tanto, la información aquí considerada puede servir como ayuda para la toma de decisiones apropiadas al elegir un sistema de redes de agua potable en un proyecto determinado.

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

- 1.- ABASTECIMIENTO DE AGUA Y REMOSION DE AGUAS RESIDUALES. VOL. I POR GORDON MASKEW FAIR, JOHN CHARLES GEYER Y DANIEL ALEXANDER OKUN.- EDITORIAL LIMUSA.-1a. EDICION EN ESPAÑOL-1968.
- 2.- ABASTECIMIENTO DE AGUA Y ALCANTARILLADO POR ERNEST W. STEEL.- EDITORIAL GUSTAVO GILL, S.A.. 4a. EDICION EN ESPAÑOL.
- 3.- APUNTES DE DISEÑO Y CONSTRUCCION DE SISTEMAS DE ABASTECIMIENTO DE AGUA.  
TEMA IV REDES DE DISTRIBUCION, C.I.C., F.I., U.N.A.M., PORING. GUILLERMO CORTES HERNANDEZ. PROFESOR DE INGENIERIA SANITARIA, ESCUELA SUPERIOR DE INGENIERIA Y ARQUITECTURA, I.P.N.
- 4.- NORMAS DE PROYECTO PARA OBRAS DE APROVISIONAMIENTO DE AGUA-POTABLE EN LOCALIDADES URBANAS DE LA REPUBLICA MEXICANA -- S.R.H., 1976.
- 5.- PRECIOS UNITARIOS. DIRECCION GENERAL DE SISTEMAS DE AGUA -- POTABLE Y ALCANTARILLADO EN CENTROS URBANOS, DE LA - - - - S.A.H.O.P., 1982.
- 6.- MANUAL DE TUBERIAS Y PIEZAS ESPECIALES, 1982.  
CONEXIONES Y TUBERIAS, S.A.
- 7.- CATALOGOS DE PIEZAS ESPECIALES, 1982.  
CONEXIONES Y TUBERIAS, S.A.
- 8.- ASBESTOS DE MEXICO, S.A.  
LISTA DE PRECIOS 1982 Y CATALOGO.
- 9.- CATALOGO DE VALVULAS DE SECCIONAMIENTO Y PIEZAS G.P.B., - VALFLEX, 1982.
- 10.- CATALOGO DE PIEZAS ESPECIALES DE FIERRO FUNDIDO  
FUNDICIONES RUIZ, S.A., 1982.  
MYMACO, S.A.