

4790

---

**FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.**

---



---

**ABASTECIMIENTO DE AGUA PARA LA  
POBLACION DE ACAPONETA, NAY.**

**T E S I S**

**QUE PARA OBTENER EL TITULO DE  
INGENIERO CIVIL**

**PRESENTA**

**OSCAR ANTONIO HERNANDEZ LIMAS**



Universidad Nacional  
Autónoma de México

Dirección General de Bibliotecas de la UNAM

**Biblioteca Central**



**UNAM – Dirección General de Bibliotecas**  
**Tesis Digitales**  
**Restricciones de uso**

**DERECHOS RESERVADOS ©**  
**PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL**

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

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

A MIS PADRES

JESUS JOSE HERNANDEZ N.

PAULA LIMAS DE HERNANDEZ

HERMANOS, ESPOSA E HIJA

CON TODO MI CARIÑO

A MIS MAESTROS

CON GRATITUD

AL ING. FRANCISCO MONTEJANO U.

CON AGRADECIMIENTO



Universidad Nacional  
Autónoma de  
México

Al Pasante señor Oscar Antonio HERNANDEZ LIMAS,  
P r e s e n t e .

FACULTAD DE INGENIERIA  
Exámenes Profesionales  
Núm. 40-408  
Exp. Núm. 40/214.2/

En atención a su solicitud relativa, me es grato transcribir a usted a continuación el tema que aprobado por esta Dirección propuso el Profesor Ing. Francisco Montejano Uranga, para que lo desarrolle como tesis en su Examen Profesional de Ingeniero CIVIL.

"ABASTECIMIENTO DE AGUA PARA LA POBLACION DE ACAPONETA, NAY".

- I. Generalidades.
- II. Estudios.
- III. Proyecto de las diversas partes del sistema.
- IV. Cantidades de obra.

Ruego a usted tomar debida nota de que en cumplimiento de 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 Dirección General de Servicios Escolares, en el sentido de que se imprima en lugar visible de los ejemplares de la tesis, el título del trabajo realizado.

A t e n t a m e n t e  
"POR MI RAZA HABLARA EL ESPIRITU"  
México, D.F. 6 de Julio de 1971.  
EL DIRECTOR

Dr. Juan Casillas G. de L.

1975  
JCGL'GPL'mrg.

# ABASTECIMIENTO DE AGUA PARA LA

## POBLACION DE ACAPONETA, NAY.

### INTRODUCCION

#### I.- GENERALIDADES

- 1.1 Localización geográfica y política
- 1.2 Diferentes aspectos de la población
- 1.3 Datos estadísticos de la población

#### II.- ESTUDIOS

- 2.1 Topográficos
- 2.2 Población
- 2.3 Clima
- 2.4 Dotación
- 2.5 Variación
- 2.6 Gastos

#### III.- PROYECTO

- 3.1 Datos de proyecto
- 3.2 Captación
- 3.3 Conducción
- 3.4 Regularización
- 3.5 Red de distribución

#### IV.- CANTIDADES DE OBRA

## I N T R O D U C C I O N

El presente trabajo titulado "Abastecimiento de agua para la población de Acaponeta, Nay.", se elaboró sin tomar en cuenta el estado real del sistema de abastecimiento, con el que actualmente es dotada dicha población; con la ventaja para el proyecto de poder desarrollarse de una manera más completa.

El sistema proyectado consiste en el bombeo del agua durante 16 horas diarias de la fuente de abastecimiento ( dos pozos poco profundos ), al tanque de Regularización del cual se distribuye por gravedad a los distintos puntos de la población.

## CAPITULO I

### GENERALIDADES

#### 1.1 LOCALIZACION GEOGRAFICA Y POLITICA

La población de Acaponeta, cuyas coordenadas geográficas son:  $22^{\circ} 30'$  de latitud Norte,  $105^{\circ} 22'$  de Longitud Oeste del meridiano de Greenwich, está situada en la parte Nor-Oeste del estado de Nayarit, en la margen derecha del río Acaponeta a una altura sobre el nivel del mar que oscila entre 120 y 152 metros.

Acaponeta, Nay., es la cabecera del municipio del mismo nombre en el estado. Dicho municipio, está limitado al norte por el municipio de Huajicori, Nay.; al Nor-Este por el estado de Durango; al Este por el municipio de Nayar, Nay.; al Sur por el municipio de Rosa Morada, Nay.; al Oeste por el municipio de Tecuala, Nay.; y al Nor-Oeste por el estado de Sinaloa.

#### 1.2 DIFERENTES ASPECTOS DE LA POBLACION

Hidrología.- El río Acaponeta que se mencionó anteriormente pasa por el extremo Este de la población, corriendo de Norte a Sur y es uno de los ríos considerados importantes en el estado.

El clima según la clasificación de Koeppen es tropical lluvioso, tipo sabana y según la de Thornthwaite

sub-humedo tropical y de lluvia deficiente en invierno. La precipitación es alta en esta región 1,196 mm. anuales, respecto a su flora, podemos decir que abundan los pastizales y las leguminosas.

Las actividades económicas más importantes son: la agricultura y la ganadería y en menor escala la silvicultura, comercio y servicios, la minería ha perdido importancia en los últimos años.

~~Los principales productos agrícolas son:~~ el maíz, tabaco, frijol, caña de azúcar, cacahuate, arroz y algodón.

Existen también industrias artesanas, tabarbería y alfarería y fábricas de aguardiente y tequila en pequeña escala.

Esta población, está totalmente electrificada por la Comisión Federal de Electricidad.

Las vías de comunicación, son: el F.F.C.C. que va de Tepic a Mazatlán y además la rama occidental de la carretera Panamericana México-Nogales.

### 1.3 DATOS ESTADISTICOS DE LA POBLACION

Datos obtenidos por el Departamento de Estadística de la Secretaría de Industria y Comercio.

#### a) Censos de Población.

El mayor número posible de ellos que serán de gran utilidad para calcular la población de proyecto, la cual, será necesaria para calcular la Dotación y los gastos.



CENSOS DE POBLACION

	1921	1930	1940	1950	1960	1970
Hombres	3356	3317	3272	3499	4055	5500
Mujeres	3840	4132	3839	4089	4407	5970
TOTAL	7196	7449	7111	7588	8462	11470

CUADRO No. 1

Nota.- La población de 1970 es dato preliminar.

b) Alfabetismo de la Población.

c) Características de Alimentación y Calzado de la Población.

d) Tenencia de viviendas urbanas y su distribución por número de cuartos y ocupantes.

Los datos censales de los incisos b, c y d, nos serán de utilidad para clasificar la población con respecto a su nivel o estandar de vida.

ALFABETISMO DE LA POBLACION 1960

PRIMERA PARTE

	Sumas	Edad en años				Grupo de edades	
		6	7	8	9	10 a 14	15 a 19
ALFABETOS	5483	49	142	167	161	995	867
Hombres	2578	17	69	86	79	465	394
Mujeres	2905	32	73	81	82	490	473
ANALFABETOS	1544	212	84	59	35	139	132
Hombres	722	103	42	40	16	77	71
Mujeres	822	109	42	19	19	62	61
TOTAL	7027	261	226	226	196	1094	999

SEGUNDA PARTE

	Grupo en edades						no ind.
	20-24	25-29	30-39	40-49	50-59	60-más	
ALFABETOS	584	450	800	559	336	409	4
Hombres	252	199	371	265	174	183	4
Mujeres	332	251	429	274	162	226	0
ANALFABETOS	96	89	184	157	141	210	6
Hombres	40	45	84	63	52	210	6
Mujeres	56	44	100	94	89	86	3
TOTAL	680	539	984	716	477	124	3

CUADRO No. 2

CARACTERISTICAS DE ALIMENTACION Y CALZADO DE LA POBLACION  
1960

	Po - bla - ción	Menos de 1 año	Personas que por costumbre						
			Comen pan de Trigo		Toman 1 o más de estos a - limentos C, P, I y H		Usan Zapa - tos	Usan Hua - ra - che ó san - da - lias	Andan des - cal - zos
			SI	NO	SI	NO			
Hombres	4055	89	3658	108	3825	131	2783	1103	80
Mujeres	4407	101	4108	118	4143	163	3455	738	113
TOTAL	8462	190	7766	226	7978	294	6238	1841	193

CUADRO No. 3

C = Carne ; P = Pescado  
I = Isoche ; H = Huevo

ATENENCIA DE VIVIENDAS URBANAS Y SU DISTRIBUCION  
POR NUMEROS DE CUARTOS Y OCUPANTES

PRIMERA PARTE

Suma de Vivien- das	Vivien- das ocu- padas por		Viviendas con		
	INO.	PRCP.	1 Cuarto	2 Cuartos	3 Cuartos
			No. OCUP.	NO. OCUP.	No. OCUP.
1624	725	899	1003 4921	398 2178	127 701

SEGUNDA PARTE

Viviendas con								Suma de ocu- pantes
4 Cuartos		5 Cuartos		6 Cuartos		7 Cuartos		
No.	OCUP.	No.	OCUP.	No.	OCUP.	No.	OCUP.	
43	266	17	110	9	64	27	222	8462

CUADRO No. 4

## CAPITULO II

### ESTUDIOS

#### 2.1 TOPOGRAFICOS

Disponemos de un plano del levantamiento topográfico ( plano No. 1 ) de la localidad, siendo éste su<sup>u</sup>ficiente, puesto que, todas las partes de la obra se encuen<sup>u</sup>tran ubicadas dentro de él, tales como:

- a) Zonas de Ampliación Futura.
- b) Sitio Probable de la Construcción del Tanque Regula<sup>u</sup>cor.
- c) Localización de las Fuentes de Abastecimiento.

En dicho plano se incluyen los datos más importantes como son:

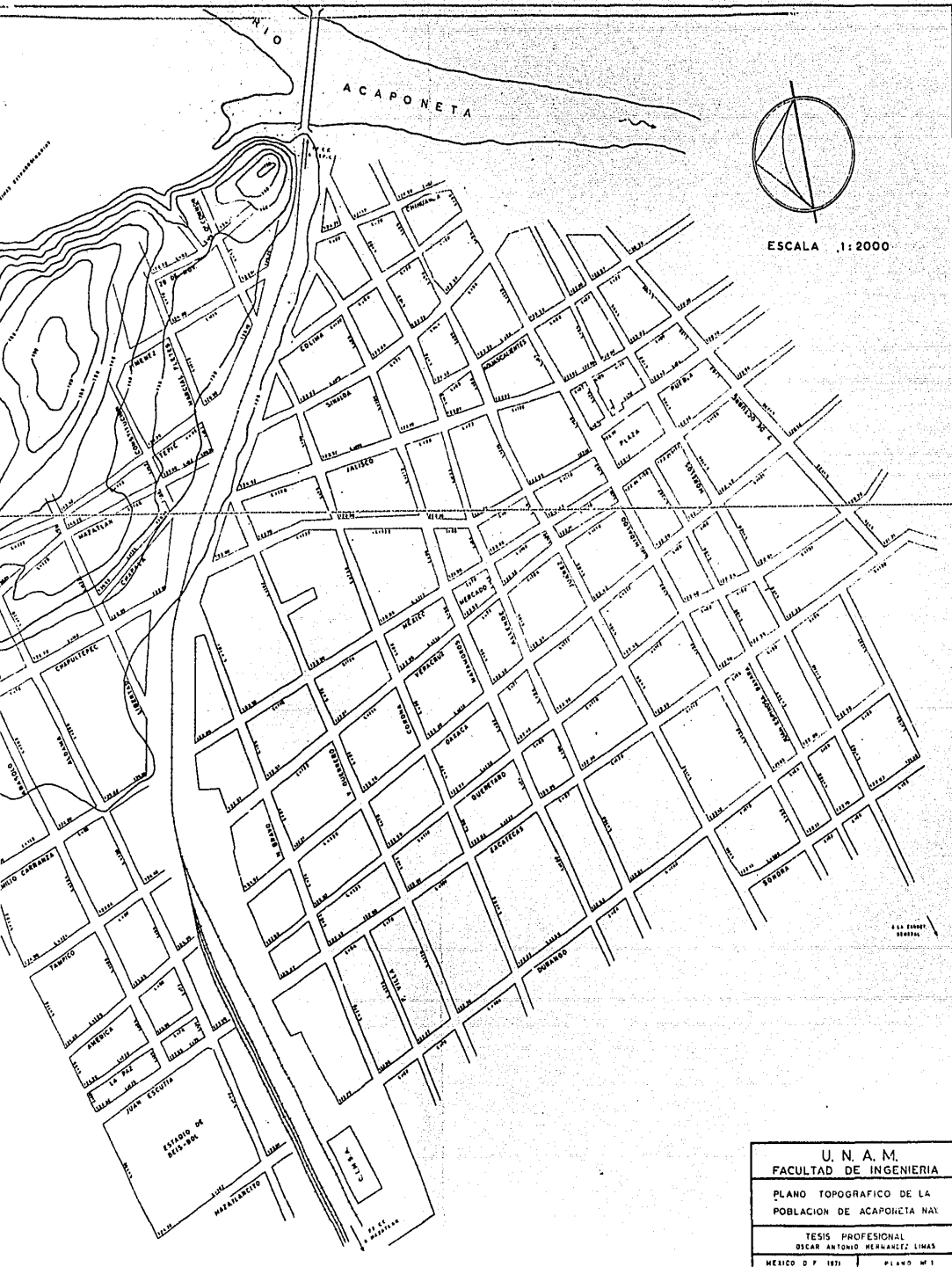
- 1.- Cotas de Terreno en el Centro de Cruce de las Ca<sup>u</sup>lles.
- 2.- Curvas de Nivel a cada 5 metros.
- 3.- Longitud entre cada Crucero de las Calles.
- 4.- Orientación.

Analizando el plano topográfico, observamos que la pobla<sup>u</sup>ción está sobre un plano sensiblemente horizontal, excep<sup>u</sup>tuando los alrededores a una colina, que se encuentra en el extremo Este de dicha población.

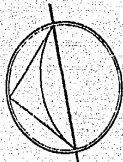
#### 2.2 POBLACION

La población se conoce por medio de los datos estadísticos que la Secretaría de Industria y Comer<sup>u</sup>cio recopila cada 10 años.





ACAPONETA



ESCALA 1:2000

U. N. A. M.	
FACULTAD DE INGENIERIA	
PLANO TOPOGRAFICO DE LA POBLACION DE ACAPONETA NAY.	
TESIS PROFESIONAL OSCAR ANTONIO HERNANDEZ LIMAS	
MEXICO D F 1971	PLANO N° 1

LOS CENSOS DE POBLACION DE ACAPONETA  
SON LOS SIGUIENTES:

AÑO	NO. DE HABITANTES
1921	7196
1930	7449
1940	7111
1950	7588
1960	8462
1970	11470

Los cuales nos sirven como base para calcular el Período Económico y la Población de Proyecto, entendiéndose por ellos lo siguiente:

Período Económico.- Se le llama Período Económico del proyecto, al número de años, durante los cuales darán un servicio eficiente las obras, en el cual, el capital invertido en ellos y los intereses de la Inversión Inicial, así como los gastos de mantenimiento y operación, se consideran cubiertos por el servicio que prestan.

Población de Proyecto.- Se le da el nombre de población de proyecto a el número de Usuarios que se estima, tendrá un sistema al finalizar el período económico considerado.

A continuación se observa la Gráfica de Tiempo-No. de Habitantes.

Determinación del Período Económico de Proyecto

De la gráfica se observa que es conveniente tomar los dos últimos períodos de censos, para calcular la rapidez de crecimiento medio en por ciento por año,-

# GRAFICA DE CENSOS DE POBLACION

— 12 000

— 11 000

— 10 000

— 5 000

— 8 000

+ 7 000

HABITANTES



TIEMPO

1920

1930

1940

1950

1960

1970



tomando P 1950 y P1970.

$P_{1970} = P_{1950} (1 + r)^{20}$  donde r = al incremento anual-  
de población expresa  
en por ciento.

$$\frac{P_{1970}}{P_{1950}} = (1 + r)^{20}$$

$$\frac{11470}{7588} = (1 + r)^{20}$$

$$1.518 = (1 + r)^{20}$$

Efectuando Operaciones

$$1.021 = (1 + r)$$

$$r = 1.021 - 1 = 2.1 \%$$

$$r = 2.1 \%$$

Interes Anual del capital = 9 %

A continuación extraemos de la tabla 5-1 del libro Abastecimiento de Agua y Remoción de Aguas Residuales, ( Fair, Geyer y Okun - traducción en español ) lo referente al problema.

PERIODOS DE DISEÑO PARA ESTRUCTURAS HIDRAULICAS  
Y DE AGUAS RESIDUALES

TIPO DE ESTRUCTURA CARACTERISTICAS ESPECIALES PERIODO DE  
DISEÑO-AÑOS

Abastecimiento de  
Aguas

Presas y ductos grandes. Difíciles y costosos de  
agrandar. 25 - 50

Pozos, sistemas de distribución y plantas de filtración. Fáciles de ampliar.  
Cuando el crecimiento y las tasas de interés son bajas.\* 20 - 25

Cuando el crecimiento y las tasas de interés son altas.\* 10 - 15

\* La línea de división está alrededor de 3% anual.

Comparando nuestros % de crecimiento de población e interés del capital, con los de la tabla anterior, tenemos:

$$r = 2.1 \% < 3\%$$
$$\text{interés} = 9 \% > 3\%$$

observamos que debemos tomar un período de diseño entre 15- y 20 años; tomaremos 17 años.

Agregaremos 1 año de estudios y proyectos y un año de construcción.

$$1971 + 17 + 1 + 1 = 1990$$

La población de Proyecto será la de 1990.

Población de Proyecto  
Método Geométrico

$$\frac{P_{1970}}{P_{1950}} = (1 + r)^2$$

$$\frac{11470}{7588} = (1 + r)^2$$

$$(1.518)^{1/2} = 1 + r$$

$$1.232 = 1 + r$$

$$1 + r = 1.232$$

$$P_{1980} = P_{1970} (1.232)^1$$

$$P_{1980} = 11470 \times 1.232$$

$$P_{1980} = 14150 \text{ Hab.}$$

$$P_{1990} = P_{1980} \times (1.232)^1$$

$$P_{1990} = 17,470 \text{ Hab.}$$

Población para 1990 = 17,470 hab.

Población de Proyecto  
Método de Incrementos Diferenciales

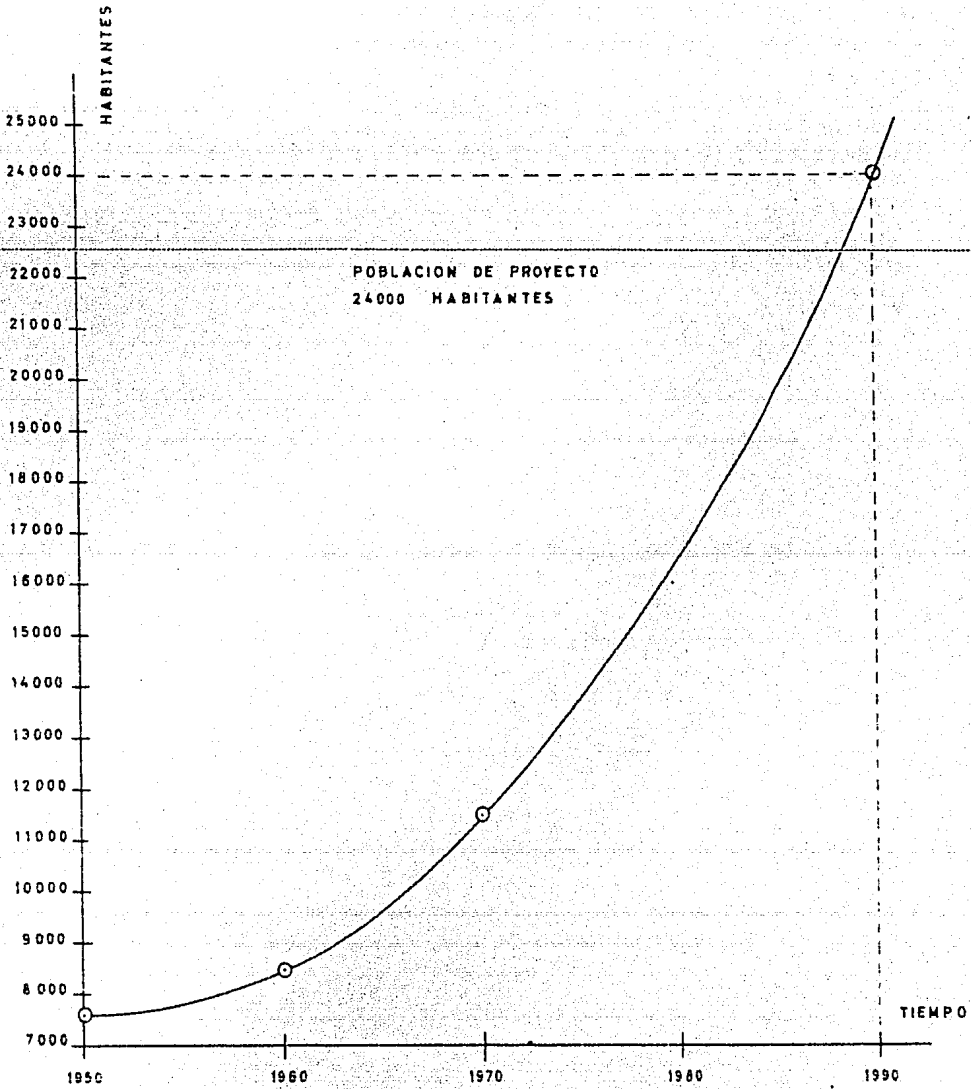
Años	No. Habitantes	Incremento	Incremento de Incremento
1950	7588	874	
1960	8462	3008	2134
1970	11470		
	Suma	<u>3882</u>	; <u>2134</u>
	Promedio	1941	; 2134

1970 = 11470 Hab.	Incremento	1941
+ <u>4075</u>	Incremento de Inc.	<u>2134</u>
1980 = 15545		4075
+ <u>6209</u>	Incremento de Inc.	<u>2134</u>
1990 = 21754 Hab.		6209

Población para 1990 = 21,754 Hab.

# POBLACION DE PROYECTO

## METODO GRAFICO



Población de Proyecto

Método de Adaptación a una curva del Tipo

$$Y = a + bx^c$$

$$PX = a + bx^c$$

Donde:

P = población.

x = Período de 10 años a partir de población "a".

a = Población de 1950.

b = coeficiente por determinar.

c = exponente por determinar.

$$\text{Si } x = 0 ; P_0 = a ; a = P \text{ 1950} = 7588$$

$$P \text{ 1950} \quad a = 7588$$

$$\text{Si } x = 1 ; P_1 = 7588 + b = 8462 - 7588 = 874$$

$$P \text{ 1960} \quad b = 874$$

$$\text{Si } x = 2 ; P_2 = 7588 + 874 \times 2^c$$

$$P \text{ 1970}$$

$$\frac{11470 - 7588}{874} = 2^c$$

874

$$\frac{3882}{874} = 2^c$$

$$4.44 = 2^c$$

$$\log 4.44 = c \log 2 ; c = \frac{\log 4.44}{\log 2.00} = \frac{0.6474}{0.301} = 2.15$$

$$c = 2.15$$

$$P_x = 7588 + 874 \times 2^{2.15}$$

$$\text{Si } x = 3 ; P \text{ 1980} = 7588 + 874 \times 3^{2.15}$$

$$P \text{ 1980} = 7588 + 874 \times 10.6$$

$$P 1980 = 7588 + 9275$$

$$P 1980 = 16863 \text{ Hab.}$$

$$SI ; x = 4 ; P 1990$$

$$P 1990 = 7588 + 874 \times 4^{2.15}$$

$$P 1990 = 7588 + 874 \times 19.7$$

$$P 1990 = 7588 + 17210$$

$$P 1990 = 24,798 \text{ Hab.}$$

Población para 1990 = 24,798 Hab.

Resumen De Poblaciones de proyecto según:

Método Geométrico ----- = 17,470 Hab.

Método de Incrementos Diferenciales ----- = 21,754 Hab.

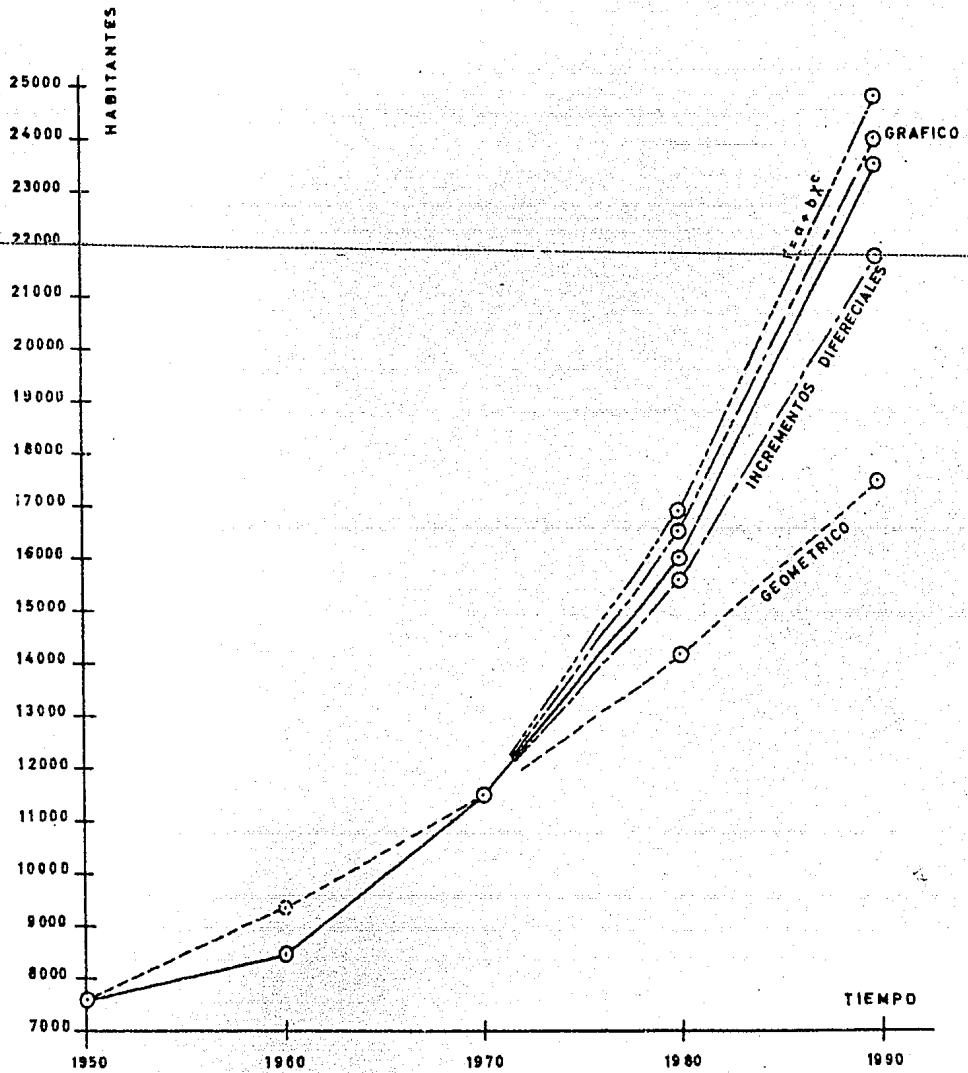
Método Gráfico ----- = 24,000 Hab.

Método, Adaptación a una curva  $Y = a + bx^c$  = 24,798 Hab.

Analizando los Valores anteriores tomaremos como definitivo:

Población de Proyecto = 23,500 Habitantes.

# GRAFICA COMPARATIVA DE LOS METODOS DE POBLACION DE PROYECTO





## 2.3 CLIMA

La cantidad base de agua, que se toma para el abastecimiento de una población, es función directa del clima. Existen Métodos basados en la Humedad y Temperatura expresadas en valores numéricos, para calcular el tipo de clima de cada población. Uno de ellos es el Sistema - Thornthwaite, cuya modificación por Contreras-Arias fué indispensable para adaptarlo a la REPUBLICA MEXICANA.

### Breve Descripción del Método THORNTHWAITE

El Dr. Thornthwaite empezó analizando la humedad, para ello dió una relación Precipitación-Evaporación que la llamó "i" ( rango de humedad mensual )

$$\frac{P}{E} = 1.64 \left( \frac{p}{t + 12.2} \right)^{10/9} = i$$

Donde:

P = precipitación pluvial.

E = evaporación.

p = precipitación mensual en mm.

t = temperatura media mensual en °C.

i = rango de humedad mensual.

I =  $\left\{ \begin{array}{l} \Sigma \text{ de los 12 valores de } i \\ \text{rango de humedad anual.} \end{array} \right.$

Encontrando el valor de I se clasifica por Humedad según la siguiente tabla.

Valor de I	Carácter	Símbolo	Vegetación
$> 128$	Lluvioso	A	Bosque Húmedo
127 a 64	Húmedo	B	Bosque
63 a 32	Sub-Húmedo	C	Pastizal
31 a 16	Semi-Húmedo	D	Estepa
16 $>$	Arido	E	Desierto

El rango de humedad anual ( I ), se complementa con el valor de la humedad a lo largo del año, que para el caso de la República Mexicana ( Sistema Thorthwaite modificado ), es:

- r = sin estación Seca bien definida.
- i = con Invierno Seco.
- p = con Primavera Seca.
- v = con Verano Seco.
- o = con Otoño Seco.
- d = deficiencia de lluvias en todo el año.

Luego se analiza por Temperatura según la fórmula:  $i' = \frac{9t}{20}$

donde:

- $i'$  = rango de Temperatura mensual.
- t = temperatura media mensual en  $^{\circ}\text{C}$ .
- $I'$   $\left\{ \begin{array}{l} \approx \text{de los 12 valores de } i' \\ \text{rango de Temperatura anual.} \end{array} \right.$

Calculando el valor de  $I'$ , se clasifica por Temperatura - según la siguiente tabla.

Valores de $I'$	Carácter	Símbolo
$> 128$	Tropical	$A'$
127 a 64	Mesotermal	$B'$
63 a 32	Microtermal	$C'$
31 a 16	De Tanga	$D'$
15 a 1	De Tundra	$E'$
0	Perpetuamente-Helado	$F'$

El rango de temperatura anual ( $I'$ ), se complementa con el valor de la temperatura de acuerdo como se distribuye a lo largo del año.

Símbolo	% El Trimestre más Caliente
$a'$	25 a 34
$b'$	35 a 49
$c'$	50 a 69
$d'$	70 a 99
$e'$	100

En términos generales, toda América está dentro del rango de  $B'$  ( Mesotermal ) en el análisis mundial del Dr. Thorthwaite , motivo por lo que fué necesaria su adaptación a nuestro país, tomando en cuenta la gran gama abarcada por el  $B'$  ( Mesotermal ), se hizo necesario dividirlo en 3 rangos.

Símbolo	Valores de I'	Carácter
E <sub>1</sub>	127 a 101	Semi-Cálido
E <sub>2</sub>	100 a 80	Templado
E <sub>3</sub>	79 a 64	Semi-Frío

También se modifica la manera como se reparte la Temperatura a lo largo del año.

Símbolo	%	Trimestre más Caliente del Año
a'	25 a 29	Sin Cambio Térmico Invernal
b'	30 a 34	Con Invierno Fenigno
c'	35 a 49	Con Invierno Extremoso
d'	50 a 69	Con Invierno muy Extremoso
e'	70 a 100	Con Invierno Extremosísimo

Según datos del Boletín que edita la "Dirección de Geografía, Meteorología e Hidrología" de la Secretaría de Agricultura y Ganadería, que lleva el nombre de "Mapa de las Provincias Climatológicas de la República Mexicana", tenemos que la clasificación del Clima para Acajoneta es:

Cip A' a'

cuyo significado, según el sistema Thorthwaite es:

Sub-Húmedo, con Invierno Seco, con Primavera Seca.

Tropical, sin cambio Térmico Invernal.

## 2.4 DOTACION

Se le designa con el nombre de Dotación, a la cantidad de agua que se le asigna a cada habitante en litros por día medio anual, para satisfacer todas sus necesidades y las de la población.

Para calcular la Dotación de agua, existen sistemas experimentales, nacidos de la práctica directa de los problemas de nuestro país. Estos sistemas dependen de diversos factores, tales como: clima, cantidad de habitantes, clase de población, características de población, estandar de vida, presión disponible, etc.

Según el sistema que empleamos para calcular la Dotación Base, ésta, está dada de acuerdo con las 16 combinaciones de climas existentes en la República Mexicana.

Para utilizar el cuadro No. 5 interesan únicamente las letras mayúsculas de la clasificación del clima, dando como resultado una cierta combinación que nos sirve para emplearla en el cuadro No. 6 que nos da la Dotación Base.

COMBINACIONES DE CLIMAS

Clima	Combinación
A' A y A' E	1-2
A' C y A' D	3-4
AE	5
B' A y B' E	6-7
B' C y B' D	8-9
B' E	10
B <sub>2</sub> ' B	11
B <sub>2</sub> ' C y B <sub>2</sub> ' D	12-13
B <sub>2</sub> ' E	14
B <sub>3</sub> ' B	15
B <sub>3</sub> ' D	16

CUADRO NO. 5

DOTACION BASE EN FUNCION DEL CLIMA

Combinación	Dotación Base
1-2	200 lts/hab/día
3-4	250 lts/hab/día
5	300 lts/hab/día
6-7	200 lts/hab/día
8-9	225 lts/hab/día
10	250 lts/hab/día
11	175 lts/hab/día
12-13	200 lts/hab/día
14	225 lts/hab/día
15	150 lts/hab/día
16	175 lts/hab/día

CUADRO No. 6

De acuerdo con lo anterior, la población de Acaponeta, cuyo clima es "Cip A' a" ( interesan sólo C A' ) corresponde a la combinación 3-4 y ésta, a una Dotación Base de 250 lts/hab/día.

Dotación Base = 250 lts/hab/día.

La Dotación Base se modifica de acuerdo con los factores de cada población.

I.- Modificación por Número de Habitantes.

1	a	5,000	Habitantes	80 %	de Dotación Base.		
5,000	a	20,000	"	90 %	"	"	"
20,000	a	50,000	"	100%	"	"	"
50,000	a	100,000	"	110%	"	"	"
100,000	en adelante		"	125%	"	"	"

La población que nos ocupa, está entre 20 y 50 mil habitantes por tanto:

$$250 \times 1.00 = 250 \text{ lts/hab/día.}$$

II.- Modificación por Características de la Población.

Agrícola	100%	de Dotación Anterior.
Comercial	105%	" " "
Semi-Industrial	115%	" " "
Industrial	155%	" " "
Altamente Industrial	debe determinarse en cada caso.	

Se selecciona la Agrícola

$$250 \times 1.00 = 250 \text{ lts/hab/día.}$$

...- Modificación por Estandar de Vida.

Estandar bajo	80 % de la Dotación Anterior.
" medio	100% " " " "
" alto	110% " " " "

Consideramos la población de Estandar bajo

$$250 \times 0.80 = 200 \text{ lts/hab/día.}$$

IV.- Modificación por Variación de Temperatura Anual.

Si la temperatura es uniforme en todo el año, 100% de Dotación Anterior.

" " " algo variable	" " " 105%	" "
" " " extremosa	" " " 110%	" "

Escogemos que la Temperatura es uniforme todo el año

$$200 \times 1.00 = 200 \text{ lts/hab/día.}$$

$$\text{Dotación} = 200 \text{ lts/hab/día.}$$

## 2.5 VARIACIONES

El consumo de agua en una población cambia con las estaciones del año, días de la semana y horas del día, de tal manera que se tiene un día en el año, en -



que la demanda es máxima y una hora de ese día, en que el consumo es mayor, de aquí nacen los conceptos de variación diaria y variación horaria.

#### Variación Diaria ó Coeficiente de Variación Diaria.

Es la relación del volumen consumido en el día de máximo consumo, entre el volumen consumido en el día de consumo medio.

Literalmente:

a = consumo total anual.

b = consumo medio diario =  $\frac{a}{365 \text{ días}}$

c = consumo del día de máximo consumo.

$$\text{Variación diaria} = \frac{c}{b}$$

Es obvio que para conocer estos consumos, la población debe tener abastecimiento de agua, si no lo tiene, es común basarse en poblaciones semejantes en características, tales como: número de habitantes, clima, estándar de vida, actividades de sus habitantes, etc.; pero si ningunas de estas dos alternativas es posible, entonces se recomienda que para la República Mexicana se tomen en cuenta los siguientes valores:

1.2 ( Para lugares de clima uniforme )

1.3 ( Para lugares de clima variable y actividad más o me -

nos uniforme de sus habitantes )

1.5 ( Para lugares de clima extremoso y seco con variaciones en las costumbres de sus habitantes )

De acuerdo con lo anterior para la Población en estudio elegimos el primer caso:

Coefficiente de Variación Diaria = 1.2

Variación Horaria ó Coeficiente de Variación Horaria

Es la relación del volumen consumido en la hora de mayor consumo en el día de máximo consumo, entre el volumen consumido en la hora de consumo medio del día de máximo consumo.

Literalmente:

c = consumo del día de máximo consumo.

d = consumo medio en el día de máximo

$$\text{consumo} = \frac{c}{24 \text{ horas}}$$

e = consumo de la hora de máximo consumo, en el día de máximo consumo.

$$\text{Variación Horaria} = \frac{e}{d}$$

En la República Mexicana para poblaciones menores de 100,000 habitantes esta variación es la que se toma en cuenta, en un proyecto para calcular la red de distribución y para poblaciones mayores de 100,000 habitantes el cálculo de la red se hace con el gasto coincidente al incendio.

Como carecemos de los valores de los censos para calcular la variación horaria, nos basaremos en el cuadro No. 8 de la página No. 26, donde nuestra población es del tipo 3; vemos que la máxima variación horaria es:

$$\text{Coeficiente de Variación Horaria} = 1.75$$

En general los coeficientes de variación aumentan mientras más chica sea la Población, esto lo vemos reflejado en la fórmula de Harmon, que mide las variaciones de las aportaciones en el sistema de alcantarillado de aguas negras.

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

donde:

M = coeficiente de variación

p = población expresada en miles de habitantes.

Para la regularización, se considera un tipo de variación horaria durante las 24 horas del día, el cual, se selecciona de acuerdo con las características y clima de la población.

En el país se han encontrado 11 tipos de variaciones horarias, que figuran en los cuadros No. 7 y No. 8.

CARACTERISTICAS DE POBLACION Y TIPO DE VARIACION HORARIA

No. de Habitantes	Tipo de Población	Clima	Tipo de Variación Horaria
< 10,000	Agrícola	{ A' y B' }	1
	Comercial		
	Industrial	{ E' y B' }	2
10,000 a 25,000	Agrícola	{ A' y B' }	3
	Comercial		
	Industrial	{ E' y B' }	4
25,000 a 75,000	Agrícola	{ A' y B' }	5
	Comercial		{ E' y B' }
	Industrial	{ A' y B' }	7
		{ E' y B' }	8
75,000 <	Agrícola	{ A' y B' }	9
	Comercial		{ E' y B' }
	Industrial	{ A' y B' }	10
		{ E' y B' }	11

CUADRO No. 7

Observando en la tabla anterior concluimos que para nuestra población, el tipo de Variación Horaria es el "3".

TIPOS DE VARIACION HORARIA EXPRESADA EN % DEL CONSUMO MEDIO

Horas	TIPOS										
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
0-1	45	45	47	47	47	54	54	54	60	60	70
1-2	42	42	47	47	47	52	52	52	55	55	60
2-3	40	46	48	48	48	50	50	50	55	55	60
3-4	45	45	52	52	52	50	50	50	55	55	60
4-5	45	45	58	58	58	50	50	50	65	65	65
5-6	60	60	69	69	59	56	56	56	85	85	80
6-7	90	90	136	136	136	110	110	110	110	110	110
7-8	180	155	175	161	161	150	145	150	150	150	170
8-9	170	183	161	175	163	170	170	170	130	130	150
9-10	155	160	144	144	156	175	165	165	125	120	115
10-11	155	160	143	143	143	150	150	150	115	115	110
11-12	150	150	133	133	133	125	125	125	105	110	105
12-13	140	140	126	126	126	120	120	120	105	110	120
13-14	158	160	121	121	121	120	120	120	105	110	120
14-15	140	140	121	121	121	120	120	120	105	110	110
15-16	150	150	128	128	128	125	125	125	110	115	100
16-17	130	130	129	129	129	135	135	125	105	105	100
17-18	90	100	121	121	121	125	140	125	115	115	110
18-19	105	100	106	106	106	125	125	125	130	130	120
19-20	95	90	99	99	99	100	100	110	150	140	125
20-21	60	60	74	74	74	80	80	80	135	125	100
21-22	60	60	61	61	61	60	60	60	95	95	85
22-23	50	50	53	53	53	54	54	54	70	70	80
23-24	45	45	48	48	40	54	54	54	65	65	75

CUADRO No. 8

Para Acaponeta corresponden las Variaciones de la columna No. 3, que nos servirán para el cálculo de la capacidad del tanque de almacenamiento y regularización.

## 2.6 GASTOS

Gasto Medio Diario.- Recibe este nombre, el volumen de agua por unidad de tiempo que resulta de multiplicar la Población de Proyecto, por la Dotación, dividido todo entre el número de Unidades de tiempo de un día, este valor será la base para el cálculo de los gastos de abastecimiento y de la red de distribución.

$$Q \text{ medio diario} = \frac{D \times P}{86,400}$$

Donde:

D = Dotación.

P = Número de Habitantes de la Población de Proyecto.

86,400 = Número de Segundos que tiene un día.

Aplicando esta fórmula a los datos de nuestra población:

$$Q \text{ medio diario} = \frac{200 \times 23,500}{86,400}$$

Q medio diario = 54.3 lts/seg.

Gasto Máximo Diario.- Este es el que resulta de multiplicar el Q medio diario por el coeficiente de variación diaria y será el gasto que nos deberá proporcionar la fuente de abastecimiento y al mismo tiempo será ~~la base para determinar la capacidad del tanque de regularización.~~

Para la población de Acaponeta será:

Q medio diario =  $54.3 \times 1.2 = 65.2$  lts/seg.

Gasto Máximo Horario.- Es el que resulta de multiplicar el Q máximo diario por el coeficiente de variación horaria, en nuestro caso su valor nos servirá para efectuar el cálculo de la red de distribución.

Para la población que nos ocupa es:

Q máximo horario =  $65.2 \times 1.75 = 114.1$  lts/seg.

Q máximo horario = 114.1 lts/seg.

## CAPITULO III

### PROYECTO

#### 3.1 DATOS DE PROYECTO

Los datos de Proyecto los hemos obtenido--- como resultado del desarrollo y estudio de los capitulos I y II y son los siguientes:

Población de 1970 -----	11,470 Hab.
Población de Proyecto -----	23,500 Hab.
Coefficiente de Variación Diaria -----	1.2
Coefficiente de Variación Horaria -----	1.75
Gasto Medio Diario -----	54.3 lts/seg.
Gasto Máximo Diario -----	65.2 lts/seg.
Gasto Máximo Horario -----	114.1 lts/seg.



### 3.2 CAPTACION

La fuente de abastecimiento consistirá en 2 pozos poco profundos existentes, situados en la parte Este de la población, sobre la margen derecha del río Acaponeta y cuyas características son las siguientes:

#### Pozo No. 1

Diámetro -----	3.50 mts.
Profundidad -----	11.50 mts.
Ademe -----	concreto.
Espesor de la Pared -----	0.30 mts.
Nivel Estático -----	5.00 mts.
Nivel Dinámico -----	10.50 mts.
Aforo -----	21.07 lts/seg.

#### Pozo No. 2

Diámetro -----	3.50 mts.
Profundidad -----	11.00 mts.
Ademe -----	concreto.
Espesor de la Pared -----	0.30 mts.
Nivel Estático -----	3.10 mts.
Nivel Dinámico -----	5.50 mts.
Aforo -----	74.60 lts/seg.

El gasto total que nos dan los 2 pozos es de  $Q = 95.67$  lts/seg., pero como veremos en el inciso 3.4 -

referente a Regularización los pozos trabajarán solamente 16 horas diarias, por lo que se necesita un gasto  $Q = 98$  lts/seg. la pequeña diferencia que nos falta la puede aportar fácilmente el pozo No. 2 abatiendo un poco más su nivel dinámico, supongamos 0.50 mts. para quedar del lado de la seguridad, entonces el nivel dinámico del pozo No. 2 será de 6.00 mts.

Equipos de Bombeo.

Pozo No. 1

Elevación Cárcamo ----- = 127.04 mts.  
Profundidad del nivel dinámico ----- = -10.50 mts.  
Elevación del nivel dinámico ----- = 116.54 mts.

Pozo No. 2

Elevación Cárcamo ----- = 126.37 mts.  
Profundidad del nivel dinámico ----- = -6.00 mts.  
Elevación del nivel dinámico ----- = 120.73 mts.

Tanque

Elevación de plantilla ----- = 151.23 mts.  
Tirante de agua ----- = +3.00 mts.  
Elevación del tanque lleno ----- = 154.23 mts.

Para el pozo No. 1

Elevación del tanque lleno ----- = 154.23 mts.  
Elevación del nivel dinámico en pozo No. 1 - = 116.54 mts.  
Desnivel neto, del tanque al pozo No. 1 ---- = 37.69 mts.  
Pérdida de carga por fricción en la tubería  
de conducción, ( inciso 3.3 ) ----- = + 0.74 mts.  
38.43 mts.

Pérdidas de carga ( piezas especiales,  
cambio de dirección, etc.  $0.10 \times 38.43$  ) --- = + 3.84 mts.  
Hm = Altura manométrica ----- = 42.27 mts.

Para el pozo No. 1 se necesita una bomba de pozo profundo -  
de 6 pulgadas de diámetro, con capacidad mínima de 21 lts/-  
seg. y un motor eléctrico de:

$$P. = \frac{W \cdot Q \cdot H_m}{E_f \cdot x \cdot 75} = \frac{1 \times 21 \times 42.27}{0.6 \times 75} = 20.0 \text{ C. V.}$$

Para el pozo No. 2

Elevación del tanque lleno ----- = 154.23 mts.  
Elevación del nivel dinámico en pozo No. 2 - = 120.37 mts.  
Desnivel neto, del tanque al pozo No. 2 ---- = 33.86 mts.  
Pérdida de carga por fricción en la tubería  
de conducción en los 2 tramos, ( inciso 3.3 ) = + 0.93 mts.  
34.79 mts.

Pérdida de carga ( piezas especiales,  
cambio de dirección, etc.  $0.10 \times 34.79$  ) --- = + 3.48 mts.  
Hm = Altura manométrica ----- = 38.27 mts.

Para el pozo No. 2 se necesita una bomba de pozo profundo -  
de 10 pulgadas de diámetro y capacidad mínima de 77 lts/seg.

y un motor eléctrico de:

$$P = \frac{w Q t H m}{E f. \times 75} = \frac{1 \times 77 \times 38.27}{0.6 \times 75} = 66.0 \text{ C. V.}$$

Cloración.- El agua antes de ser entregada para su consumo y como seguridad de su potabilización, es clorada. En nuestro caso con un dispositivo que inyecta cloro en solución directamente en la tubería, llamado clorador, el cual se conecta en dichas tuberías en las proximidades de cada pozo, por especificación, el contenido de cloro en el agua debe ser de 2 p. p. m. ( partes por millón ).

$$2 \text{ p. p. m.} = 2 \text{ mg/lts.} = 0.002 \text{ gr/lts.}$$

Pozo No. 1

$$21 \text{ lts/seg.} \times 0.002 \text{ gr/lts.} = 0.042 \text{ gr/seg.}$$

$$0.042 \text{ gr/seg.} \times 60 \times 60 \times 16 \text{ seg.} = 2,420 \text{ gr.} = 2.42 \text{ kg.}$$

cantidad de cloro necesaria para cada 16 horas = 2.42 kg.

Por tanto para el pozo No. 1 necesitamos un clorador que tenga una capacidad mínima de distribución de 2.42 kg. de cloro en 16 horas.

Pozo No. 2

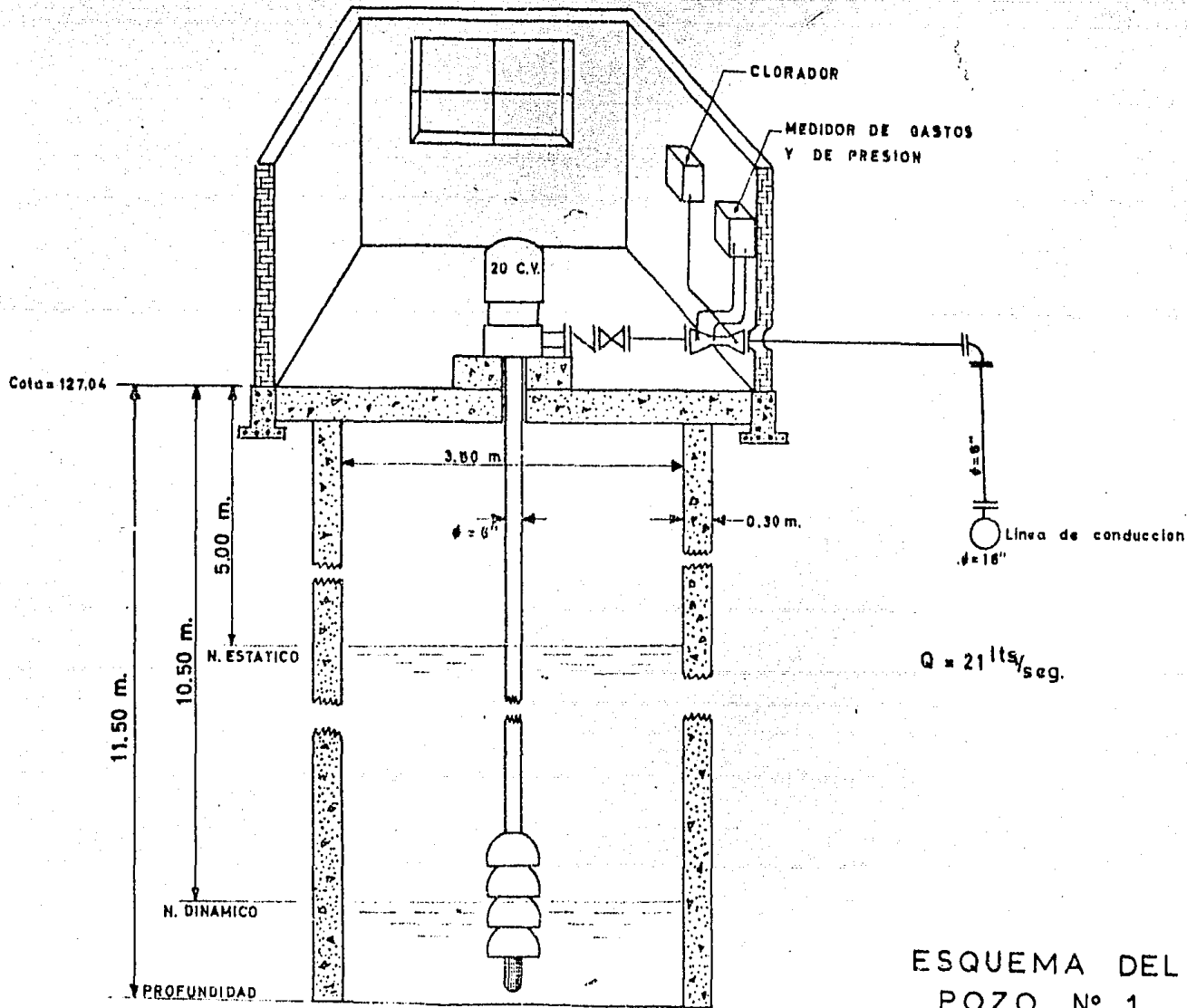
$$78 \text{ lts/seg.} \times 0.002 \text{ gr/lts.} = 0.156 \text{ gr/seg.}$$

$$0.156 \text{ gr/seg.} \times 60 \times 60 \times 16 \text{ seg.} = 8,986 \text{ gr.} = 9 \text{ kg.}$$

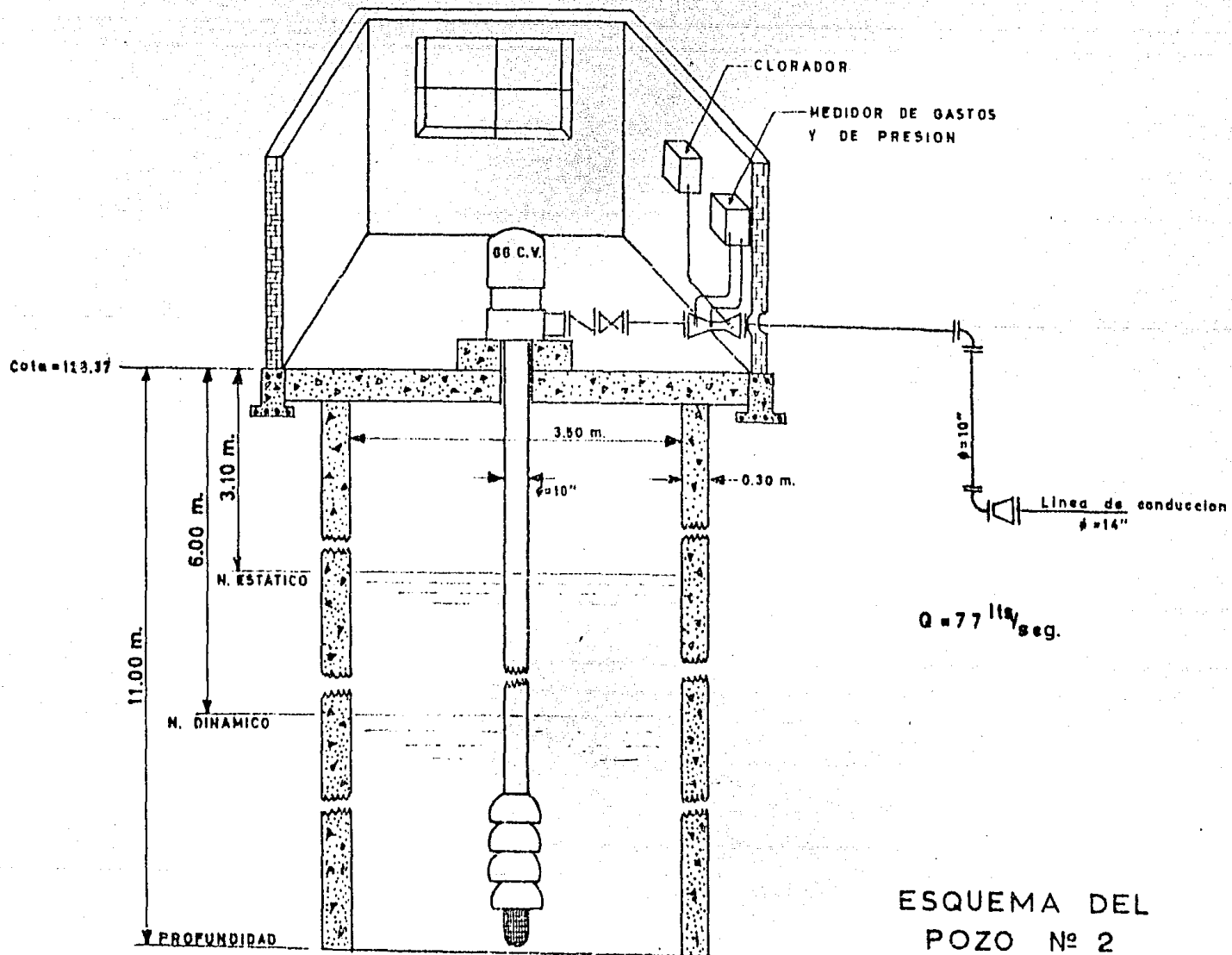
cantidad de cloro necesaria para cada 16 horas = 9 kg.

Por tanto para el pozo No. 2 necesitamos un clorador que tenga una capacidad mínima de distribución de 9 kg. de cloro en 16 horas.

A continuación presentamos un esquema de cada uno de los pozos en su caseta de bombeo.



ESQUEMA DEL  
 POZO No 1



ESQUEMA DEL  
 POZO Nº 2

### 3.3 CONDUCCION

Se le llama Conducción, a las instalaciones destinadas a llevar el agua desde la fuente de abastecimiento hasta el depósito de regularización.

El agua se conduce por medio de acueductos; Cuando se trata de agua potable pueden ser: tubos trabajando como canales o tubos trabajando a presión, pues éstos representan la forma más higiénica para su transporte evitando contaminaciones con el exterior.

El acueducto más apropiado se escoge de acuerdo con las características de cada caso.

Para resolver nuestro problema, debido a que el depósito de regularización está a un nivel mayor que la fuente de abastecimiento tenemos que elevar el agua, por tanto elegimos como acueducto una Tubería a Presión.

Nuestra línea de conducción estará formada por tuberías de Asbesto Cemento, clase A-5. Debido a que la fuente de abastecimiento son 2 pozos distantes 94 metros entre sí, llevará 2 diámetros diferentes. Un tramo del pozo No. 2 al pozo No. 1, que conducirá solamente el gasto del pozo No. 2, a través de la longitud antes mencionada ( 94 metros ) y otro tramo del pozo No. 1 al tanque de regularización, que conducirá el gasto total a través de una longitud de 470 metros.

Para calcular los diámetros de la tubería ( línea de conducción ) conociendo los gastos por conducir en cada tramo. Se aplicará la fórmula que nos da el diámetro económico:

$$D = 1.2 \sqrt{Q \text{ llenado.}}$$

Donde Q llenado = Q máx. diario x 1.5  
debido a que las bombas de los pozos sólo trabajarán 16 horas  
diarias.

Para el tramo del tanque de regularización al pozo No. 1 ----  
Q llenado = 65.2 x 1.5 = 98 lts/seg.

$$D = 1.2 \sqrt{0.098} = 0.376 \text{ m.} = 14.8" = 16".$$

Diámetro = 16".

16" = diámetro comercial más próximo Superior a 14.8".

Tramo Tanque al pozo No. 1

Longitud ; L = 470 mts.

Gasto ; Q = 98 lts/seg.

Diámetro ;  $\phi$  = 16 pulgadas.

Pérdida por fricción ; h = 0.74 mts. ( c = 120 )

Para el Tramo del pozo No. 1 al pozo No. 2

Gasto del pozo No. 2 ; Q = 77 lts/seg.

$$D = 1.2 \sqrt{0.077} = 13.1" = 14".$$

Diámetro = 14".

Tramo Pozo No. 1 al Pozo No. 2

Longitud ; L = 94 mts.

Gasto ; Q = 77 lts/seg.

Diámetro ;  $\phi$  = 14 pulgadas.

Pérdida por fricción ; h = 0.19 mts. ( c = 120 )

Como la configuración del terreno por donde pasará la línea -  
de conducción es una pendiente ascendente uniforme, no es ne-  
cesario colocar válvulas de expulsión de aire.



### 3.4 REGULARIZACION

Es el almacenamiento de agua con el objeto de compensar la variación de la demanda en las diferentes horas del día.

La topografía de la población de Acaponeta no presenta grandes desniveles, por lo que se propone una sola zona de presiones en las tuberías.

El tanque necesario para la regularización, será superficial y estará situado sobre la colina existente en la parte oriente de la población, sitio que nos garantiza la presión necesaria para cada uno de los distintos puntos de la red de distribución; dicho tanque será construido de muros de mampostería con piso y techo de concreto armado, de acuerdo con las normas y especificaciones que dicta la S. R. H.

Para calcular la capacidad del tanque consideraremos un bombeo diario de 16 horas ( 2 turnos de 8 horas <sup>c/u</sup> ), pues se ha visto que esto es práctico y económico; nuestro gasto máximo horario es de 65.2 lts/seg. y la demanda es la dada en el cuadro No. 8 de la página 26 correspondiente al tipo de población No. 3. Presentamos a continuación el cuadro comparativo de los gastos de bombeo y consumo.

GASTOS DE BOMBEO Y CONSUMO

Horas	D. Bombeo en %	Demanda Horaria en %	Diferencia en %		Diferencias Acumuladas en (%)
			+	-	
1-1	0	47		47	- 47
1-2	0	47		47	- 94
2-1	0	48		48	- 142
2-2	0	52		52	- 194
3-1	0	58		58	- 252
3-2	0	69		69	- 321
4-1	150	106	14		- 307
4-2	150	175		25	- 332
5-1	150	161		11	- 343
5-2	150	142	6		- 337
6-1	150	147	7		- 330
6-2	150	133	17		- 313
7-1	150	126	24		- 289
7-2	150	131	23		- 266
8-1	150	121	29		- 237
8-2	150	127	22		- 215
9-1	150	129	21		- 194
9-2	150	121	29		- 165
10-1	150	106	24		- 141
10-2	150	69	51		- 60
11-1	150	74	76		+ 12
11-2	150	61	59		+ 71
12-1	0	53		53	+ 48
12-2	0	48		48	0
SUMAS	2,400	2,400	458	458	

CUADRO No. 9

El coeficiente para calcular la capacidad del tanque de regularización lo obtenemos de la tabla anterior, sumando algebraicamente los por cientos de las diferencias acumuladas, máximo positivo y máximo negativo.

% Acumulado máximo deficit	343 %
% Acumulado máximo almacenado	<u>101 %</u>
Suma	444 %

El volumen del tanque será:

$$V = Q \text{ máx. diario} \times 3,600 \times \text{Coeficiente.}$$

donde:

$$V = \text{Volumen del tanque.}$$

$$Q \text{ máx. diario} = 65.2 \text{ lts/seg.} = 0.0652 \text{ m}^3/\text{seg.}$$

$$3,600 = \text{segundos que tiene una hora.}$$

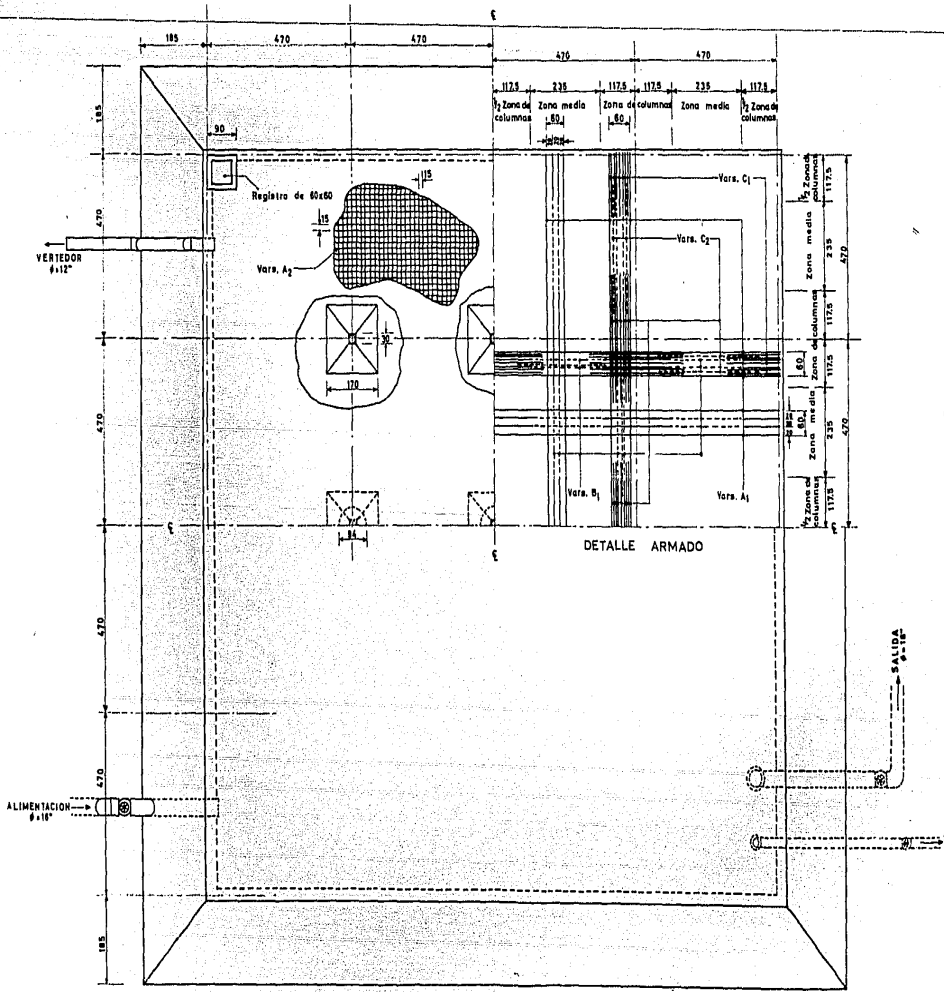
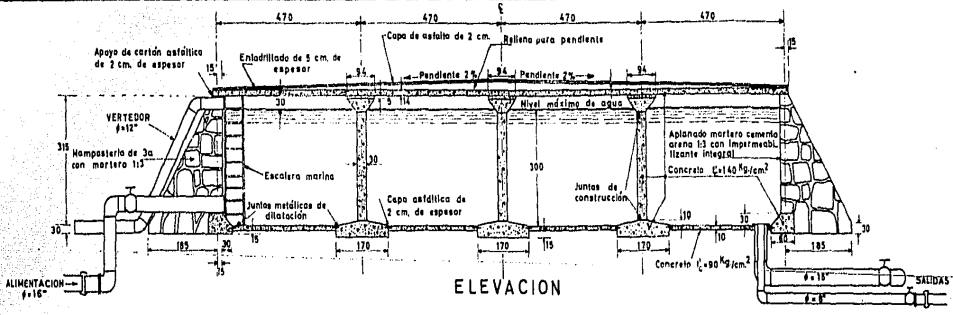
$$\text{Coeficiente} = 444 \%$$

Substituyendo Valores

$$V = 0.0652 \times 3,600 \times 4.44 = 1.042 \text{ m}^3 = 1,000 \text{ m}^3.$$

$$\text{Volumen del tanque} = 1,000 \text{ m}^3.$$

A continuación se muestra el plano de un tanque tipo de mampostería para la capacidad de  $1,000 \text{ m}^3$  - ( proyectado por la S. R. H. )

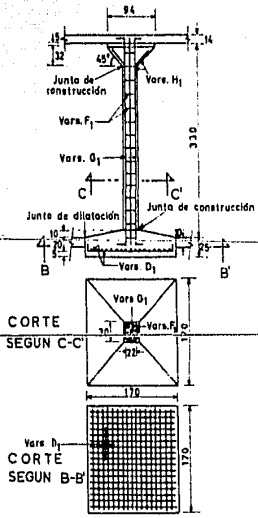
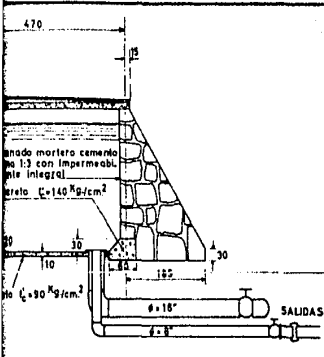


COR  
SEGU

Var  
COR  
SEGU

Concreto C=140

NOTA:  
Este armado es  
soldado de 15  
con límite elástico

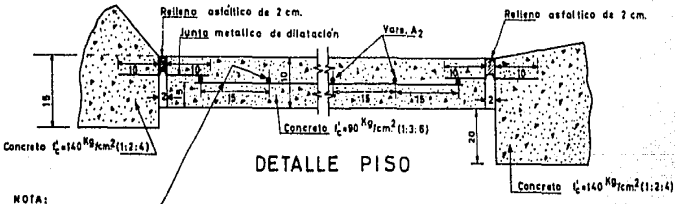
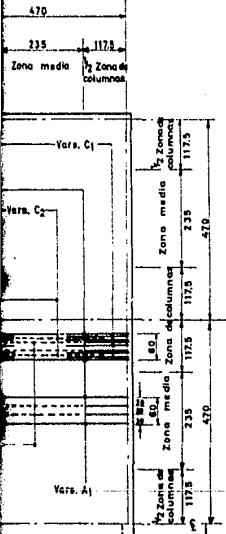


CORTE SEGUN C-C

CORTE SEGUN B-B

DETALLE COLUMNAS

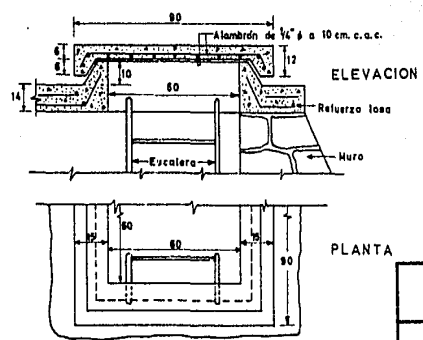
LISTA DE VARILLAS									
ORDEN	SECCION	DIAM.	LONGITUD	CANTIDAD	CROQUIS	ESPESOR	PESO		
<b>T E C H O</b>									
A1	128	0.953	1994	1920		60	1280		
C1	320	0.953	130	156			280		
C2	608	0.953	250	276			940		
B1	124	0.953		1946		20y40	1350		
<b>ACERO EN TECHO (Kg)</b>									
<b>P I S O</b>									
A2	240	0.83	1780	1740		15	1070		
<b>ACERO EN PISO (Kg)</b>									
<b>COLUMNAS Y ZAPATAS</b>									
D1	308	0.953	109	102		10	206		
F1	138	0.83		80		25	27		
G1	54	1.68		390			330		
H1	38	0.953		55			11		
<b>ACERO EN COLUMNAS Y ZAPATAS (Kg)</b>									
<b>TOTAL DE ACERO DE REFUERZO (Kg)</b>									
						3768			



DETALLE PISO

NOTA:  
Este armado puede ser substituido por malla soldada de 15x15 con alambre de 4.88 mm con limite elastico de 5000 kg/cm²

NOTA:  
Todas las dimensiones están en centímetros, excepto las indicadas en otra unidad.



DETALLE REGISTRO

U. N. A. M.	
FACULTAD DE INGENIERIA	
TANQUE TIPO DE REGULARIZACION DE 1000 M <sup>3</sup> DE CAPACIDAD	
TESIS PROFESIONAL OSCAR ANTONIO HERNANDEZ LIMAS	
MEXICO D.E. 1971	PLANO N.º 2

### 3.5 RED DE DISTRIBUCION

La red de distribución es un sistema de tuberías subterráneas, de distintos diámetros convenientemente entrelazados, con la finalidad de suministrar el agua en toda la población en cantidad y presión suficiente. En nuestro caso se escoge una Red Cerrada por ofrecernos más ventajas: de cálculo, sanitarias y mantenimiento y operación.

Se llama Red Cerrada por constituir, las tuberías principales o de mayor diámetro, uno o varios circuitos que circundan generalmente la zona más densamente poblada de la ciudad. De las tuberías primarias o de circuito se desprenden otras tuberías de menor diámetro, llamadas secundarias o de relleno, las cuales también forman circuitos cubriendo estas todas las calles restantes de la población.

Después de estudiar detenidamente el plano topográfico de la ciudad, se optó por hacer 2 redes, debido al obstáculo que representa la vía del F. F. C. C.. Una red al sur de dicha vía, que abarca el centro y mayor parte de la ciudad, compuesta de 2 circuitos y otra red, al norte de la mencionada vía, abarcando un extremo de la ciudad, compuesta por un solo circuito.

Para calcular los gastos tributarios en las tuberías de circuito tomaremos en cuenta diferentes densidades de población, supuestas a criterio de acuerdo con lo alejado del centro de la ciudad. Quedando dividida en 3 zonas de densidad que se afectará cada una de ellas por los

siguientes coeficientes supuestos:

1.5= Coeficiente para la zona de Densidad Mayor.

---

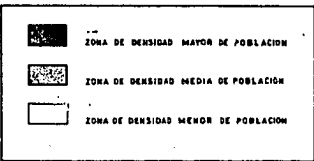
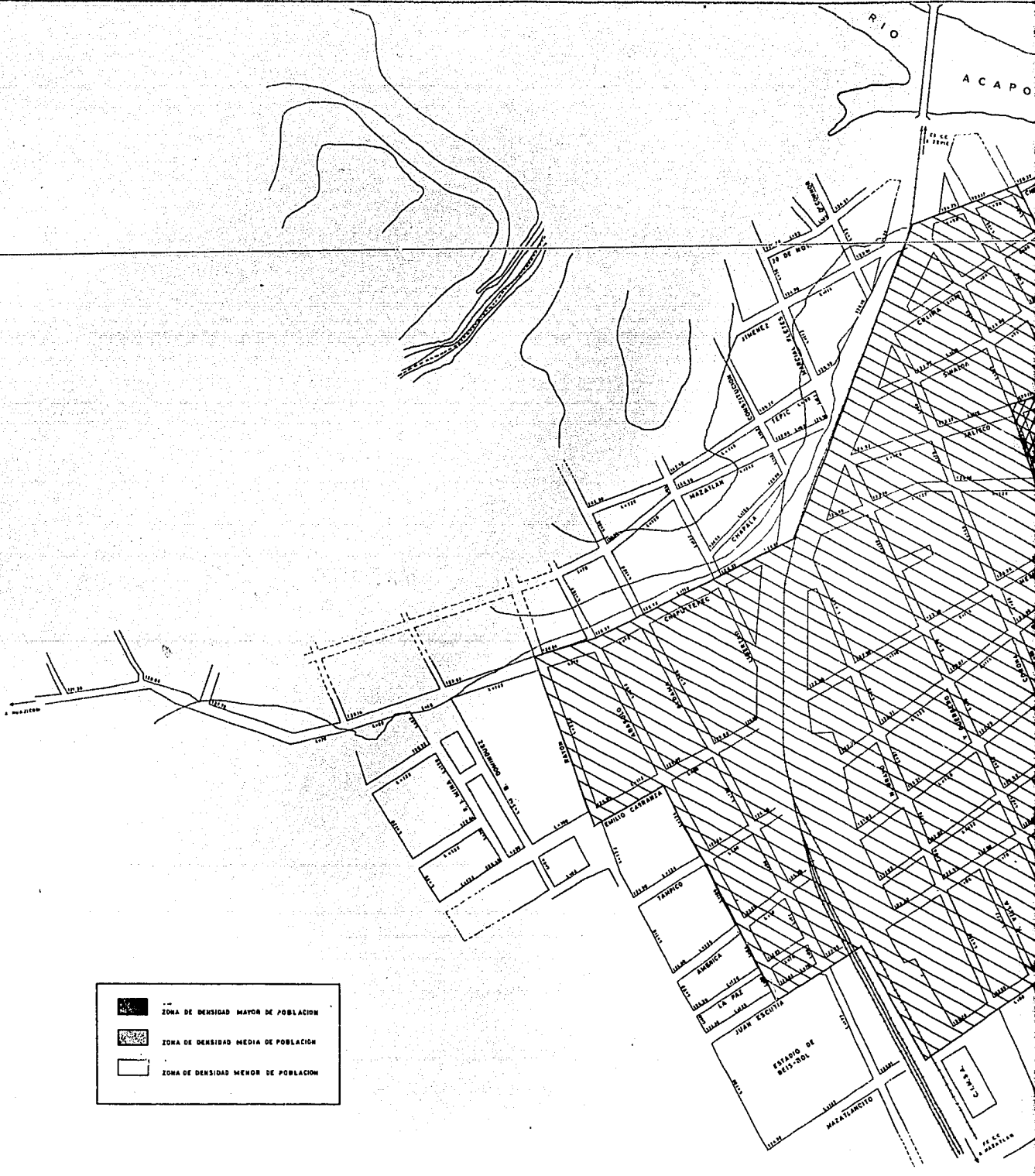
1.0= Coeficiente para la zona de Densidad Media.

0.5= Coeficiente para la zona de Densidad Menor.

A continuación se muestra un plano de la ciudad ( plano No. 3 ) donde se delimitan las diferentes zonas de densidad de población.

ACAPO

RIO







La longitud de la red de distribución tomando en cuenta circuitos y tubería de relleno, es de -

32,686 metros repartidos de la forma siguiente:

Zona de Densidad Mayor = 4,387 mts.

Zona de Densidad Media = 16,217 mts.

Zona de Densidad Menor = 12,082 mts.

Total = 32,686 mts.

Multiplicando cada una de las longitudes de las diferentes zonas por su coeficiente nos da una longitud que le llamaremos hipotética.

Zona de Densidad Mayor ;  $4,387 \times 1.5 = 6,580$  mts.

Zona de Densidad Media ;  $16,217 \times 1.0 = 16,217$  mts.

Zona de Densidad Menor ;  $12,082 \times 0.5 = \underline{6,041}$  mts.

Total de longitud hipotética = 28,838 mts.

Dividiendo el gasto máximo horario (  $Q$  máx. horario = 114.1 lts/seg. ) entre la longitud hipotética, nos da un gasto específico hipotético de:

$$\frac{114.1}{28,838} = 0.00396 \text{ lts/seg/m.}$$

Este gasto específico hipotético se multiplica por el coeficiente respectivo de cada zona y nos dá el gasto específico real para esa zona.

$Q_e$  Zona de Densidad Mayor =  $0.00396 \times 1.5 = 0.00594$  l/seg -  
/m.

$Q_e$  Zona de Densidad Media =  $0.00396 \times 1.0 = 0.00396$  l/seg -  
/m.

$Q_e$  Zona de Densidad Menor =  $0.00396 \times 0.5 = 0.00198$  l/seg -  
/m.

Como comprobación, multiplicaremos estos gastos específicos por sus longitudes reales correspondientes y sumando los resultados, nos da el gasto máximo horario.

$$0.00594 \times 4,387 = 26.1 \text{ l/seg.}$$

$$0.00396 \times 16,217 = 64.1 \text{ l/seg.}$$

$$0.00198 \times 12,082 = \underline{23.9} \text{ l/seg.}$$

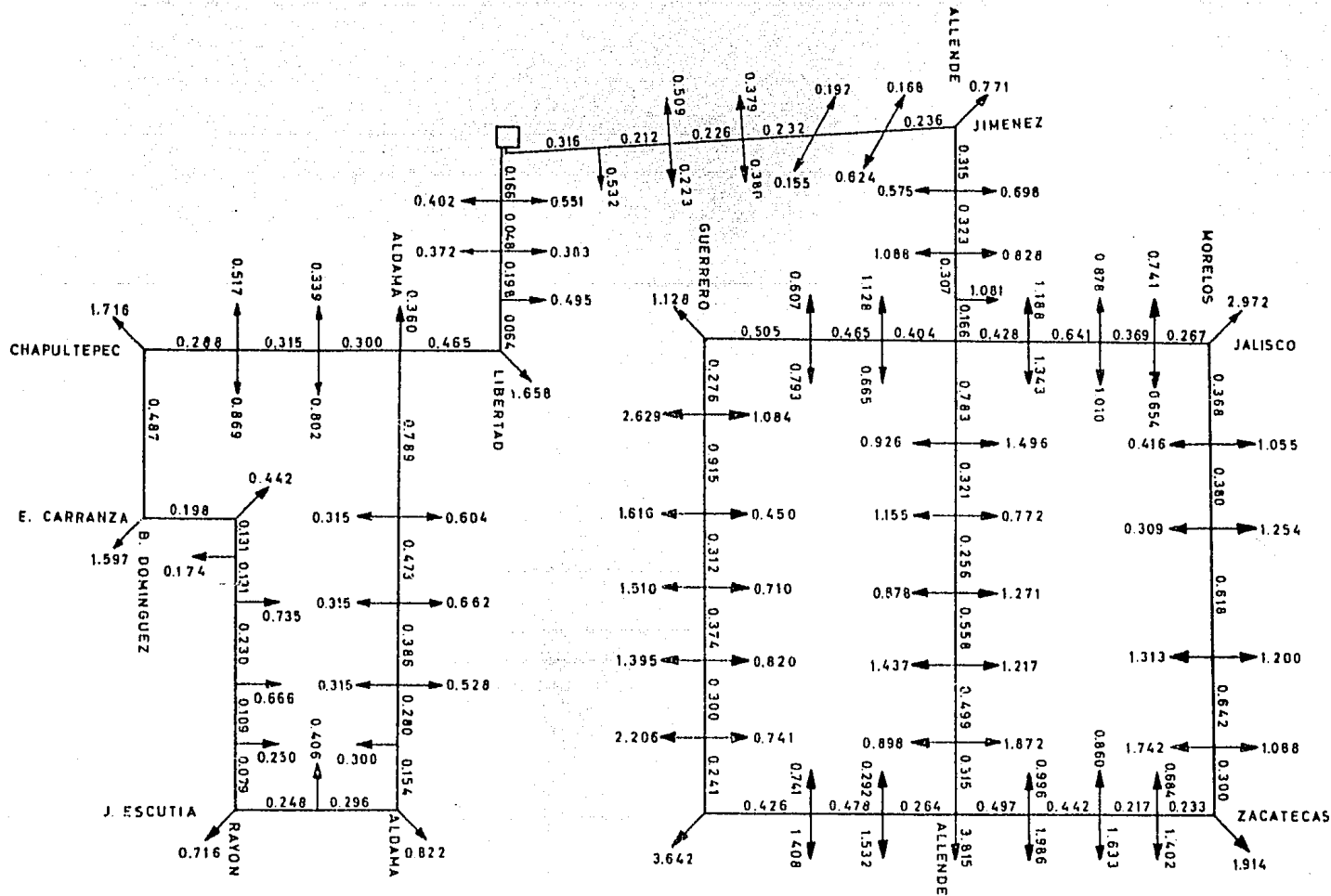
$$114.1 \text{ l/seg.} = Q \text{ máx. horario}$$

Encontrando los gastos específicos de cada zona, los multiplicaremos por su tramo de calle y nos resulta el gasto por tramo de calle en dicha zona.

Suponiendo un sentido de escurrimiento - partiendo de la alimentación, Tanque-Tuberías de circuito - tuberías de relleno y tomando en cuenta la pendiente del terreno. Sumando gastos de tramos contiguos de las tuberías de relleno en el sentido contrario al escurrimiento supuesto, hasta llegar al crucero más cercano del circuito, obtenemos los gastos tributarios en los cruceros de cada circuito, como se indica en el croquis No. 1.

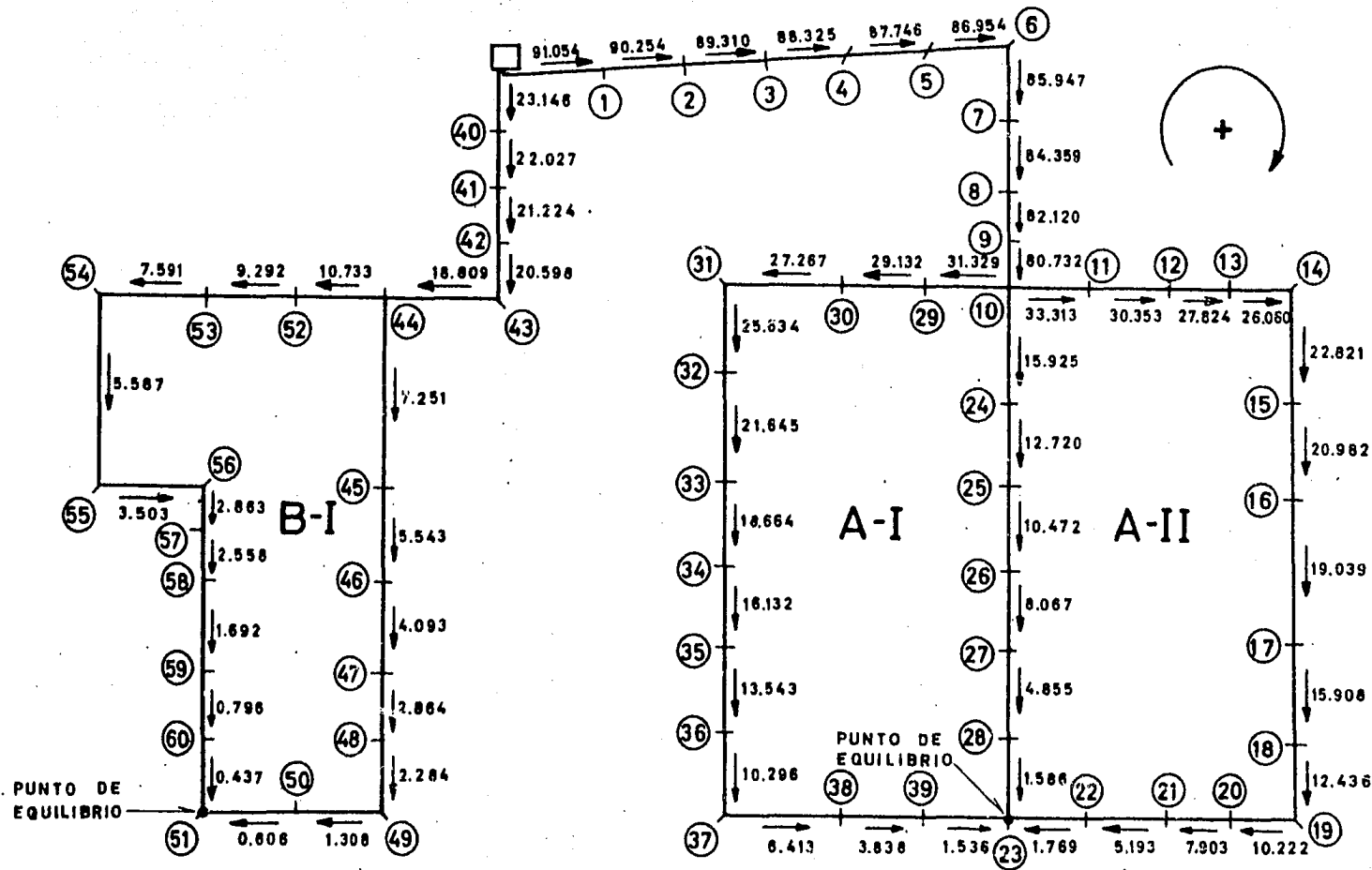
Luego localizamos un punto de equilibrio sobre cada circuito principal. Entendiéndose por punto de equilibrio, donde las pérdidas de carga por fricción son iguales recorriendo el circuito por una y otra rama, desde dicho punto hasta el punto común de alimentación.

A partir del punto de equilibrio, se van acumulando los gastos tributarios en cada tramo del circuito en sentido contrario al escurrimiento supuesto, encontrándose así, los gastos acumulados en cada tramo de tubería de circuito, representados en el croquis No. 2.



GASTOS TRIBUTARIOS

CROQUIS N° 1



GASTOS ACUMULADOS

Para el proyecto de la red los cálculos se harán basándonos en el Método de Cross, consistente en Balanceo de Cargas por Corrección de los Flujos Supuestos.

Obtención de la Fórmula de Corrección de Gastos.  
De la figura 5. 5. 1.

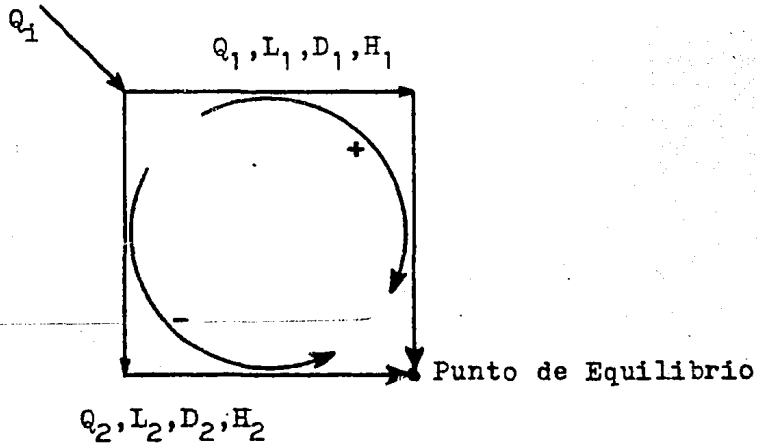


Fig. 5. 5. 1

Expresando la pérdida de carga ( H ) en la siguiente forma:

$$H = K Q^n$$

donde:

K = constante, dependiente de c, d, y l.

Q = flujo.

n = exponente constante que depende de la fórmula usada.

Asignando arbitrariamente signos positivos a los flujos conforme al sentido de las manecillas del reloj y a sus pérdidas de cargas asociadas y signos negativos a los flujos contra el sentido de las manecillas del reloj y a sus pérdidas de carga asociadas.

Influente  $Q_1$  conocido e igual a  $Q_1 + Q_2$ , es decir  $Q_1 = Q_1 + Q_2$  según la figura 5. 5. 1, estando el influente-repartido en dos ramales en forma tal, que la suma de las pérdidas de carga balanceada  $H_1$  ( conforme al reloj y  $-H_2$  ( contra el reloj es decir  $\sum H = H_1 - H_2 = 0$ . Si los flujos bifurcados supuestos  $Q_1$  y  $Q_2$  son erróneos en la misma cantidad pequeña  $q$ ,

$$\sum H = \sum K ( Q + q )^n = 0$$

Desarrollando este binomio y despreciando todos excepto sus dos primeros términos, ya que las mayores potencias de  $q$  son presumiblemente muy pequeñas.

$$\sum H = \sum K Q^n + \sum n K q Q^{n-1} = 0$$

donde:

$$q = - \frac{\sum K Q^n}{n \sum K Q^{n-1}} = - \frac{\sum H}{n \sum \left( \frac{H}{Q} \right)}$$

para Williams y Hazen,  $n = 1.85$ .

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

Esta corrección se aplica sucesivamente a los gastos de los circuitos, hasta cumplir con la condición de que  $H$  en un circuito sea tan cercano a cero como se necesite.

Las pérdidas de carga por fricción se calcularán según la fórmula de Williams y Hazen representada en el nomograma que se exhibe, tomando  $C = 120$ , pues todas las tuberías de la red serán de Asbesto-Cemento.

A continuación presentamos la tabla de cálculo con la aplicación de este método.

- 1<sup>a</sup> columna: Circuito de que se trata.
- 2<sup>a</sup> columna: Tramo de circuito.
- 3<sup>a</sup> columna: Longitud del tramo.
- 4<sup>a</sup> columna: Gasto acumulado en el tramo.
- 5<sup>a</sup> columna: Diámetros propuestos con un criterio tal que - la suma de las pérdidas de carga, nos de aproximadamente igual al desnivel del terreno, tratándose de lograr con ésto, que el gradiente - hidráulico sea paralelo a la pendiente del terreno, teniéndose así una carga lo más uniforme posible en la red.
- 6<sup>a</sup> columna: Pérdidas de carga por fricción calculadas con el nomograma de Williams y Hazen.
- 7<sup>a</sup> columna: Pérdida de carga entre el gasto acumulado.
- 8<sup>a</sup> columna: Corrección del gasto.
- 9<sup>a</sup> columna: Gasto acumulado corregido.
- 10<sup>a</sup> columna: Pérdida de carga por fricción calculada por nomograma Williams y Hazen, tomando el gasto corregido.

Columnas de la 11 a la 14: repetición de las columnas de la 7 a la 11 en su segunda corrección del gasto.

Columna A.- cota piezométrica, que se calcula partiendo de la cota piezométrica del crucero anterior y restando la pérdida de carga del tramo.

Columna B.- cota del terreno.

Columna C.- carga disponible en el crucero.

Los diámetros de las tuberías de los circuitos, serán los encontrados en las tablas de cálculo. Dematerial Asbesto-Cemento clase A-5 y todas las tuberías de-



relleno serán de 3 pulgadas de diámetro de material Asbes -  
to-Cemento, clase A-5.

---

Las válvulas se han colocado tratando de  
aislar tramos de tubería de 1,000 a 1,500 metros, tanto pa-  
ra poder hacer la prueba hidrostática de la red en su cons-  
trucción, como para aislar a un número menor de usuarios -  
cuando se presente la necesidad de alguna compostura en su  
mantenimiento y operación.

Presentamos en detalle:

La red de distribución en el plano -  
No. 4.

Los cruceros de la red en el plano -  
No. 5.

Circuito	Tramo	Longitud (M)	Q <sub>0</sub>	∅	H <sub>0</sub>	H <sub>0</sub> /Q <sub>0</sub>	q <sub>1</sub>	Q <sub>1</sub>
(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)	(8)	(9)
	10-29	68	-31.3	12"	-0.05	0.002	+2.58	-28.72
	29-30	118	-29.1	12"	-0.02	0.003	+2.58	-26.52
	30-31	128	-27.3	12"	-0.07	0.005	+2.58	-24.72
	31-32	70	-25.6	10"	-0.09	0.004	+2.58	-23.02
	32-33	180	-21.6	10"	-0.16	0.007	+2.58	-19.02
	33-34	79	-13.7	10"	-0.06	0.003	+2.58	-16.12
	34-35	95	-16.1	10"	-0.05	0.005	+2.58	-13.52
	35-36	76	-13.5	10"	-0.03	0.002	+2.58	-10.52
	36-37	61	-10.3	10"	-0.02	0.002	+2.58	- 7.72
	37-38	108	- 6.4	8"	-0.03	0.005	+2.58	- 3.82
	38-39	121	- 3.8	8"	-0.01	0.005	+2.58	- 1.22
	39-23	67	- 1.5	8"	<u>-0.00</u>	0.000	+2.58	+ 1.08
					-0.65			

A-I

C I R C U I T O

$$q = - \frac{-0.31}{1.85 \times 0.065} = + 2.58$$

II	10-24	132	+15.9	8"	+0.20	0.015	+2.58 +1.74	+20.22
II	24-25	54	+12.7	8"	+0.06	0.005	+2.58 +1.74	+17.02
II	25-26	43	+10.5	8"	+0.05	0.003	+2.58 +1.74	+14.02
II	26-27	94	+ 8.1	8"	+0.04	0.005	+2.58 +1.74	+12.42
II	27-28	84	+ 4.9	8"	+0.01	0.002	+2.58 +1.74	+ 9.22
II	28-23	80	+ 1.6	8"	<u>+0.00</u>	<u>0.000</u>	+2.58 +1.74	+ 5.92
					+0.34	0.065		

$H_0$	$H_0/c_0$	$q_1$	$Q_1$	$H_1$	$H_1/c_1$	$q_2$	$Q_2$	$H_2$	Cota Piezom.	Cota Terreno	Carga Disponible
(6)	(7)	(8)	(9)	(10)	(11)	(12)	(13)	(14)	A	B	C
									149.87		
0.05	0.002	+2.58	-28.72	-0.04	0.001	-1.27	-29.99	-0.05	149.82	123.17	26.65
0.03	0.003	+2.58	-26.52	-0.06	0.002	-1.27	-27.79	-0.07	149.75	123.32	26.43
0.07	0.003	+2.58	-24.72	-0.06	0.002	-1.27	-25.99	-0.07	149.68	124.52	25.16
0.09	0.004	+2.58	-23.02	-0.07	0.003	-1.27	-24.29	-0.08	149.60	125.70	25.90
0.15	0.007	+2.58	-19.02	-0.12	0.006	-1.27	-20.29	-0.14	149.46	125.50	26.16
0.06	0.003	+2.58	-16.12	-0.04	0.002	-1.27	-17.39	-0.05	149.41	123.07	26.34
0.05	0.003	+2.58	-13.52	-0.04	0.003	-1.27	-14.79	-0.04	149.37	122.75	26.62
0.03	0.002	+2.58	-10.92	-0.02	0.002	-1.27	-12.19	-0.03	149.34	122.58	26.76
0.02	0.002	+2.58	- 7.72	-0.01	0.001	-1.27	- 8.99	-0.01	149.33	122.87	26.46
0.03	0.003	+2.58	- 3.82	-0.01	0.003	-1.27	- 5.09	-0.02	149.31	123.02	26.29
0.01	0.003	+2.58	- 1.22	-0.00	0.000	-1.27	- 2.49	-0.01	149.30	123.85	25.45
<u>0.00</u>	<u>0.000</u>	+2.58	+ 1.08	<u>+0.00</u>	0.000	-1.27	- 0.19	<u>-0.00</u>	149.30	122.86	26.44
0.65				-0.47				-0.57			

$$q = - \frac{+0.15}{1.85 \times 0.064} = -1.27$$

0.20	0.013	+2.58	+1.74	+20.22	+0.31	0.015	-1.27	-1.35	+17.60	+0.24	149.87		
0.06	0.005	+2.58	+1.74	+17.02	+0.09	0.005	-1.27	-1.35	+14.40	+0.07	149.63	123.05	26.58
0.03	0.003	+2.58	+1.74	+14.82	+0.06	0.004	-1.27	-1.35	+12.20	+0.04	149.56	122.96	26.60
0.04	0.005	+2.58	+1.74	+12.42	+0.09	0.007	-1.27	-1.35	+ 9.80	+0.06	149.46	122.37	27.09
0.01	0.002	+2.58	+1.74	+ 9.22	+0.05	0.005	-1.27	-1.35	+ 6.60	+0.03	149.43	122.36	27.07
<u>0.00</u>	<u>0.000</u>	+2.58	+1.74	+ 5.92	<u>+0.02</u>	<u>0.003</u>	-1.27	-1.35	+ 3.30	<u>+0.00</u>	149.43	122.56	26.57
0.34	0.065				+0.62	0.064				+0.44			

Circuito	Tramo	Longitud (M)	$\xi_0$	$\phi$	$H_0$	$H_0/\xi_c$	$q_1$	$q_1$	$H_1$	$H$
(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)	(8)	(9)	(10)	(11)

C I R C U I T O A - I I

10-11	72	+33.3	12"	+0.06	0.002	-1.74	+31.56	+0.05	0
11-12	108	+50.4	12"	+0.07	0.002	-1.74	+28.66	+0.07	0
12-13	62	+27.8	12"	+0.04	0.001	-1.74	+26.06	+0.03	0
13-14	45	+25.1	12"	+0.02	0.001	-1.74	+24.36	+0.02	0
14-15	62	+22.8	10"	+0.06	0.003	-1.74	+21.06	+0.05	0
15-16	64	+21.0	10"	+0.05	0.002	-1.74	+19.26	+0.05	0
16-17	104	+19.0	10"	+0.07	0.004	-1.74	+17.26	+0.06	0
17-18	108	+15.9	10"	+0.05	0.003	-1.74	+14.16	+0.04	0
18-19	76	+12.4	10"	+0.03	0.002	-1.74	+10.66	+0.02	0
19-20	59	+10.2	8"	+0.02	0.003	-1.74	+ 8.46	+0.03	0
20-21	55	+ 7.9	8"	+0.02	0.003	-1.74	+ 6.24	+0.02	0
21-22	112	+ 5.2	8"	+0.02	0.004	-1.74	+ 3.46	+0.01	0
22-23	126	+ 1.8	8"	+0.00	0.000	-1.74	+ 0.06	+0.00	0
					+0.53			+0.43	

$$q = - \frac{+0.10}{1.05 \times 0.059} = -1.74$$

$$q = - \frac{0.10}{1.05 \times 0.059} = -1.74$$

10-24	132	-15.9	8"	-0.20	0.013	-1.74 -2.58	-20.22	-0.31	0
24-25	84	-12.7	8"	-0.06	0.005	-1.74 -2.58	-17.02	-0.09	0
25-26	43	-11.5	8"	-0.03	0.003	-1.74 -2.58	-14.82	-0.06	0
26-27	64	- 8.1	8"	-0.04	0.005	-1.74 -2.58	-12.42	-0.09	0
27-28	74	- 4.9	8"	-0.01	0.002	-1.74 -2.58	- 9.22	-0.05	0
28-29	80	- 1.6	8"	-0.10	0.000	-1.74 -2.58	- 5.92	-0.02	0
					-0.34	0.059		-0.62	0

/ε <sub>c</sub>	ε <sub>1</sub>	q <sub>1</sub>	F <sub>1</sub>	H <sub>1</sub> /Q <sub>1</sub>	q <sub>2</sub>	ε <sub>2</sub>	H <sub>2</sub>	Cota Piezom.	Cota Terreno	Carga Disponible
	(8)	(9)	(10)	(11)	(12)	(13)	(14)	A	B	C
								149.87		
002	-1.74	+31.56	+0.05	0.002	+1.35	+32.91	+0.06	149.81	123.03	26.78
002	-1.74	+28.66	+0.07	0.002	+1.35	+30.01	+0.07	149.74	123.02	26.72
001	-1.74	+26.06	+0.03	0.001	+1.35	+27.41	+0.04	149.70	122.96	26.74
001	-1.74	+24.36	+0.02	0.001	+1.35	+25.71	+0.02	149.66	122.93	26.35
003	-1.74	+21.06	+0.05	0.002	+1.35	+22.41	+0.06	149.62	123.43	26.19
002	-1.74	+19.26	+0.05	0.003	+1.35	+20.61	+0.05	149.57	123.08	26.49
004	-1.74	+17.26	+0.06	0.005	+1.35	+18.61	+0.07	149.50	122.48	27.02
003	-1.74	+14.16	+0.04	0.003	+1.35	+15.51	+0.05	149.45	122.01	27.44
002	-1.74	+10.66	+0.02	0.002	+1.35	+12.01	+0.02	149.43	122.35	27.38
003	-1.74	+ 8.46	+0.03	0.004	+1.35	+ 9.31	+0.04	149.39	122.55	26.94
003	-1.74	+ 6.24	+0.02	0.003	+1.35	+ 7.59	+0.03	149.36	122.70	26.66
004	-1.74	+ 3.46	+0.01	0.005	+1.35	+ 4.81	+0.02	149.34	122.95	26.39
000	-1.74	+ 0.06	+0.00	0.000	+1.35	+ 1.41	+0.00	149.34	122.86	26.48
			+0.45				+0.53			

$$q = - \frac{-0.17}{1.35 \times 0.066} = +1.35$$

								149.87				
013	-1.74	-2.58	-20.22	-0.31	0.015	+1.35	+1.27	-17.60	-0.24	149.63	123.05	26.58
013	-1.74	-2.58	-17.02	-0.09	0.005	+1.35	+1.27	-14.40	-0.07	149.56	122.96	26.60
003	-1.74	-2.58	-14.82	-0.06	0.004	+1.35	+1.27	-12.20	-0.04	149.52	122.98	26.94
005	-1.74	-2.58	-12.42	-0.09	0.007	+1.35	+1.27	- 9.30	-0.06	149.46	122.37	27.09
002	-1.74	-2.58	- 9.22	-0.05	0.005	+1.35	+1.27	- 6.60	-0.03	149.43	122.36	27.07
000	-1.74	-2.58	- 5.92	-0.02	0.003	+1.35	+1.27	- 3.30	-0.00	149.43	122.86	26.57
059			-0.62	0.068					-0.44			

Circuito	Tramo	Longitud	$Q_c$	$\phi$	$H_o$	Cota		
						Piezom. A	Terreno B	Disponible C
(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)			
B-I						150.37		
	44-45	200	+7.3	6"	+0.30	150.07	125.06	25.01
	45-46	120	+5.5	6"	+0.10	149.57	124.45	25.52
	46-47	98	+4.1	6"	+0.05	149.92	124.25	25.87
	47-48	71	+2.9	6"	+0.02	149.90	124.03	25.87
	48-49	39	+2.3	6"	+0.01	149.89	123.85	26.04
	49-50	75	+1.3	6"	+0.00	149.89	123.83	26.06
	50-51	125	+0.6	6"	<u>+0.00</u>	149.89	124.36	25.53
					+0.48			
	C-I						150.37	
44-52		76	-10.7	8"	-0.06	150.31	126.97	23.34
52-53		80	- 9.3	8"	-0.05	150.26	126.84	23.42
53-54		146	- 7.6	8"	-0.06	150.20	127.97	22.23
54-55		246	- 5.6	6"	-0.22	149.98	125.28	24.70
55-56		100	- 3.5	6"	-0.04	149.94	124.89	25.05
56-57		62	- 2.9	6"	-0.02	149.92	124.86	25.06
57-58		70	- 2.6	6"	-0.02	149.90	124.90	25.00
58-59		116	- 1.7	6"	-0.01	149.89	124.80	25.09
59-60		55	- 0.8	6"	-0.00	149.89	124.20	25.69
60-51	40	- 0.4	6"	<u>-0.00</u>	149.89	124.36	25.53	
				-0.48				

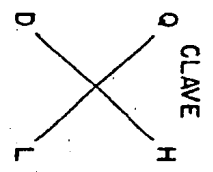
Circuito	Tramo	Longitud	Q <sub>0</sub>	φ	H <sub>0</sub>	Cota Piezom.	Cota Terreno	Carga Disponible
(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	A	B	C

						151.23		
	T-1	160	91.05	16"	0.22	151.01	142.10	8.91
	1-2	107	90.25	16"	0.14	150.87	134.00	16.87
	2-3	114	89.31	16"	0.15	150.72	123.91	26.81
	3-4	52	88.33	16"	0.07	150.65	129.20	21.45
	4-5	65	87.75	16"	0.08	150.57	124.25	26.32
	5-6	60	86.95	16"	0.07	150.50	123.17	27.33
	6-7	80	85.95	14"	0.19	150.31	123.45	26.86
	7-8	82	84.76	14"	0.18	150.13	123.73	26.40
	8-9	78	82.12	14"	0.17	149.96	124.43	25.53
	9-10	42	80.73	14"	<u>0.09</u>	149.87	123.07	26.80
					1.36			

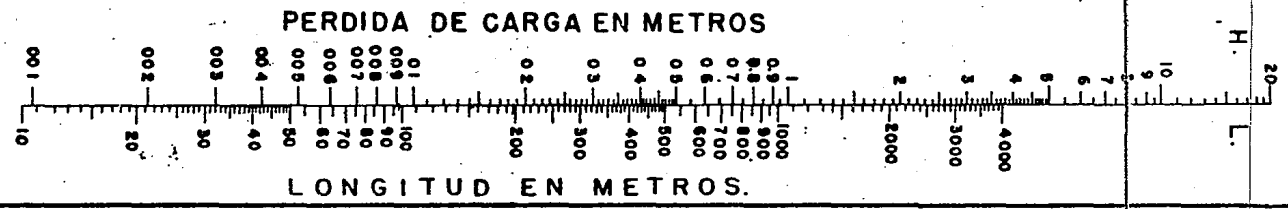
						151.23		
	T-40	83	23.15	8"	0.25	150.98	143.40	7.58
	40-41	24	22.03	8"	0.06	150.92	144.10	6.82
	41-42	95	21.22	8"	0.23	150.69	130.55	20.14
	42-43	37	20.60	8"	0.08	150.61	126.55	24.06
	43-44	118	18.81	8"	<u>0.24</u>	150.37	126.76	23.61
					0.86			



FORMULAS:  
 $Q = 0.2785 \cdot C \cdot h^{0.54} \cdot D^{2.83} / L^{0.54}$   
 $S = h/L$   
 CONDICION: C=120



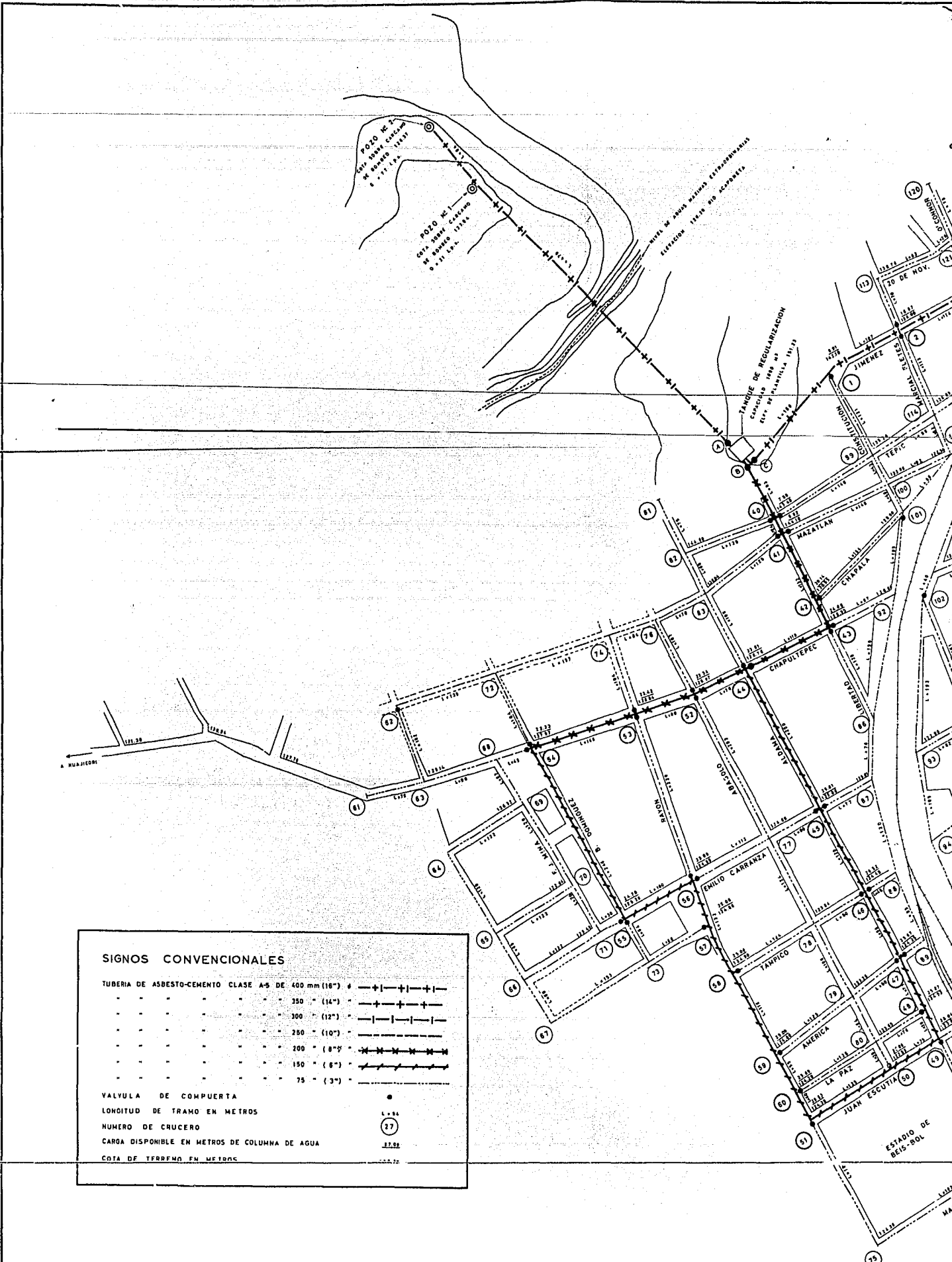
NOMOGRAMA  
 DE LA FORMULA DE  
 WILLIAMS Y HAZEN



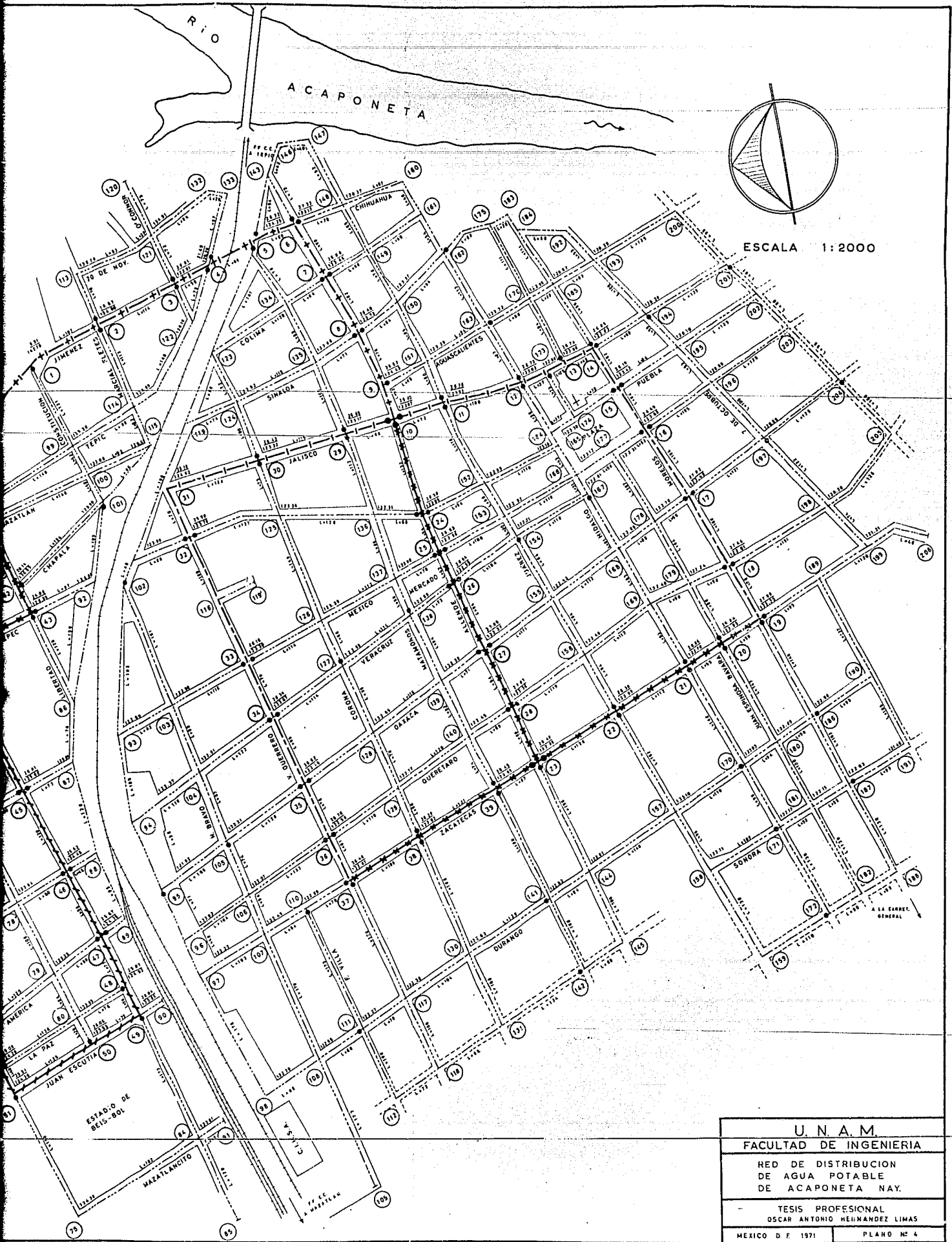
M. J. J. 30

V-C-130

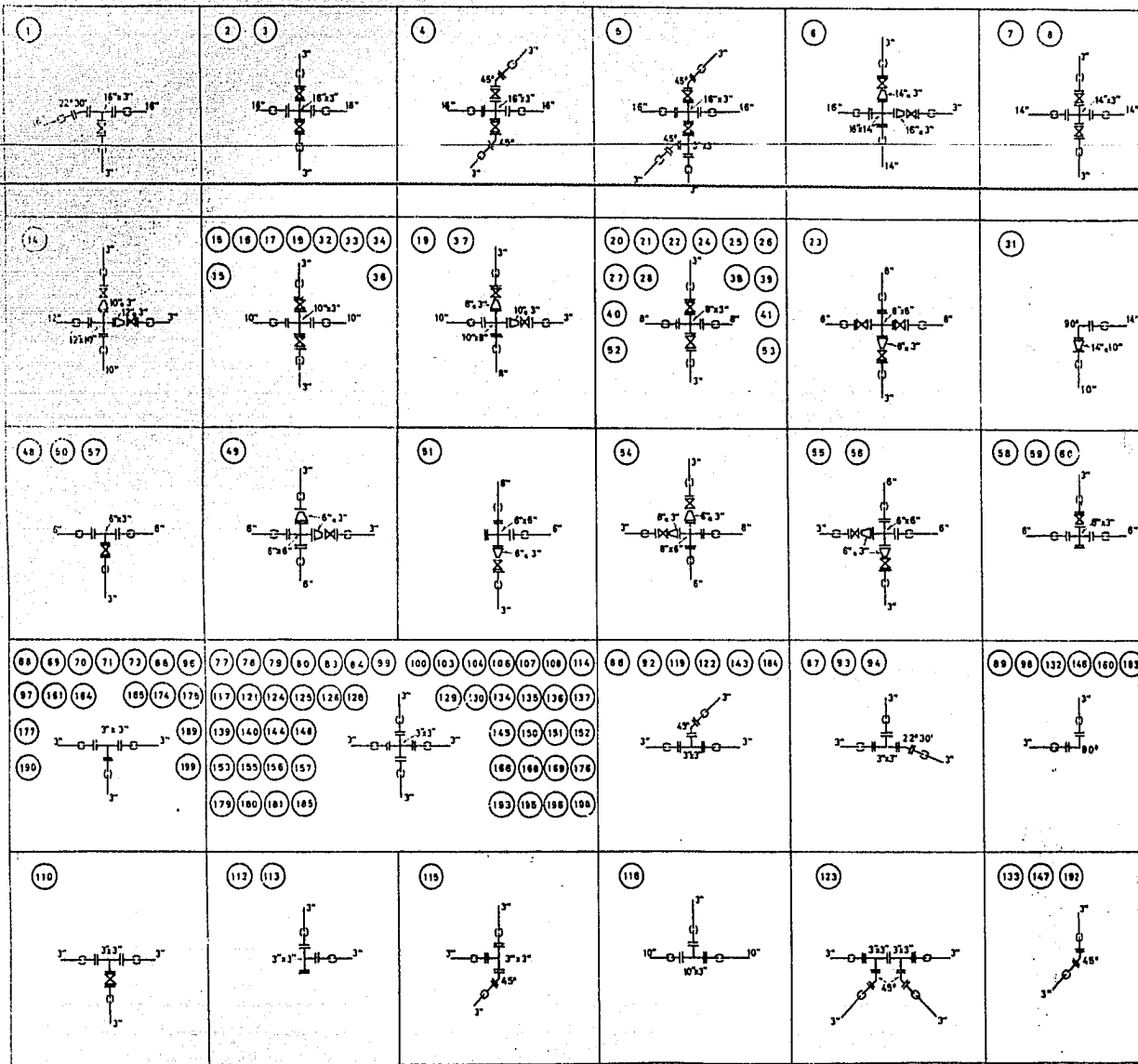




SIGNOS CONVENCIONALES			
TUBERIA DE ASBESTO-CEMENTO CLASE A-S DE 400 mm (16")	φ	—+—+—+—+	
" " " " " " " " " " " "	350 "	(14")	—+—+—+—+
" " " " " " " " " " " "	300 "	(12")	—+—+—+—+
" " " " " " " " " " " "	250 "	(10")	—+—+—+—+
" " " " " " " " " " " "	200 "	(8")	—+—+—+—+
" " " " " " " " " " " "	150 "	(6")	—+—+—+—+
" " " " " " " " " " " "	75 "	(3")	—+—+—+—+
VALVULA DE COMPUERTA			•
LONGITUD DE TRAMO EN METROS			L=86
NUMERO DE CRUCERO			27
CARGA DISPONIBLE EN METROS DE COLUMNA DE AGUA			37.02
COTA DE TERRENO EN METROS			122.75

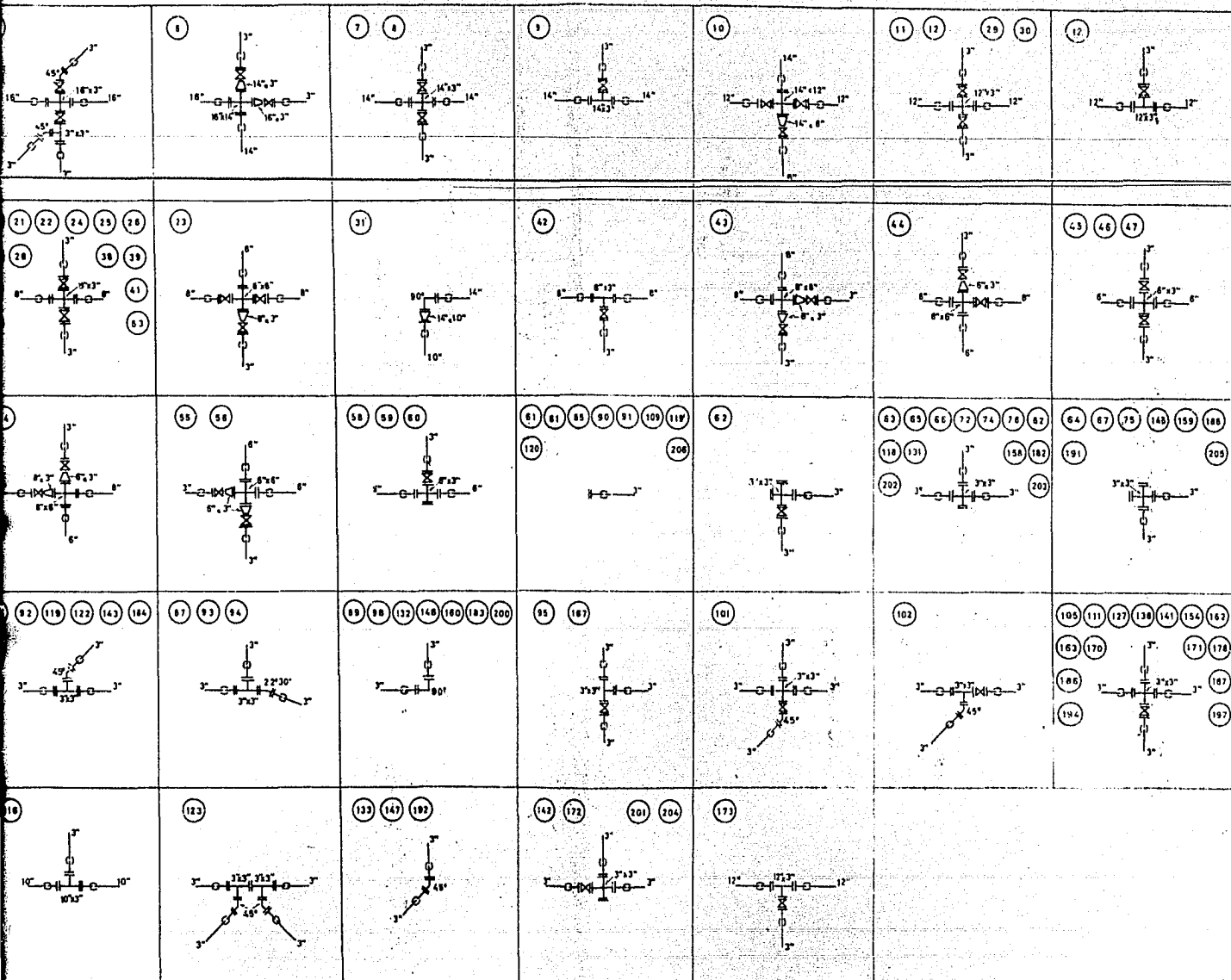


U. N. A. M.  
FACULTAD DE INGENIERIA  
RED DE DISTRIBUCION  
DE AGUA POTABLE  
DE ACAPONETA NAY.  
TESIS PROFESIONAL  
OSCAR ANTONIO MEJANDEZ LIMAS  
MEXICO D.F. 1971      PLANO N.º 4



SIMBOLOGIA :

	CRUZ		VALVULA DE CUPIERTA
	TEE		REDUCCION
	CORD 90°		EXTREMIDAD
	CORD 45°		JUNTA GIBAULT
	CORD 22°30'		



CRUZ

⊗ VALVULA DE CUERPUERTA

TEE

∇ REDUCCION

CODD 90°

└ EXTREMIDAD

CODD 45°

○ JUNTA GIBALTY

CODD 22°30'

U. N. A. M.  
FACULTAD DE INGENIERIA

CRUCEROS DE LA RED  
AGUA POTABLE DE ACAPONETA MAY.

TESIS PROFESIONAL  
OSCAR ANTONIO HERNANDEZ LIMAS

MEXICO D. F. 1971

PLANO N.º 5

## CAPITULO IV

### 4.1 CANTIDADES DE OBRA

Enunciaremos las partidas del Equipo y Material más importantes, necesarios para el funcionamiento del Sistema de Abastecimiento de Agua.

Partida	Concepto	Unidad	Cantidad
I.- EQUIPO			
1.-	Bomba tipo pozo profundo de 150 mm.(6") de $\phi$ , con capacidad para 21 lts/seg. cuerpo de 4 tazones impulsores, longitud de la columna 11 mts. y motor eléctrico de 20 C.V.	Lote	1
2.-	Bomba tipo pozo profundo de 250 mm.(10") de $\phi$ , con capacidad para 77 lts/seg. cuerpo de 4 tazones impulsores, longitud de la columna 10 mts. y motor eléctrico de 66 C.V.	Lote	1
3.-	Clorador con capacidad mínima de distribución de 2.42 kg. en 16 horas.	Pza.	1
4.-	Clorador con capacidad mínima de distribución de 9 kg. en 16 horas.	Pza.	1
5.-	Medidor de gastos y de presión.	Pzas.	2

Partida	Concepto	Unidad	Cantidad
---------	----------	--------	----------

II.- TUBERIAS

6.-	De fierro de 16"(400 mm.) de ø.	Mts.	10
7.-	" " " 12"(300 mm.) de ø.	Mts.	5
8.-	" " " 10"(250 mm.) de ø.	Mts.	5
9.-	" " " 8"(200 mm.) de ø.	Mts.	5
10.-	" " " 6"(150 mm.) de ø	Mts.	5
11.-	De Asbesto-Cemento, clase A-5 de 16"(400 mm.) de ø	Mts.	1030
12.-	De Asbesto-Cemento, clase A-5 de 14"(350 mm.) de ø	Mts.	379
13.-	De Asbesto-Cemento, clase A-5 de 12"(300 mm.) de ø	Mts.	600
14.-	De Asbesto-Cemento, clase A-5 de 10"(250 mm.) de ø	Mts.	969
15.-	De Asbesto-Cemento, clase A-5 de 8"(200 mm.) de ø	Mts.	1778
16.-	De Asbesto-Cemento, clase A-5 de 6"(150 mm.) de ø	Mts.	1412
17.-	De Asbesto-Cemento, clase A-5 de 3"( 75 mm.) de ø	Mts.	27082

III.- PIEZAS ESPECIALES Y

VALVULAS

a) En Pozos

18.-	Válvula de Check de 10"(250 mm.) de ø	Pza.	1
19.-	Válvula de Check de 6"(150 mm.) de ø	Pza.	1

Partida	Concepto	Unidad	Cantidad
20.-	Válvula de Compuerta de 10" (250 mm.) de $\phi$ .	Pza.	1
21.-	Válvula de Compuerta de 6" (150 mm.) de $\phi$ .	Pza.	1
22.-	Codo de fierro de 90° de 10" - (250 mm.) de $\phi$	Pzas.	2
23.-	Codo de fierro de 90° de 6" - (150 mm.) de $\phi$	Pza.	1
24.-	Reducción de 16" a 14" (400 a 350 mm.) de $\phi$	Pza.	1
25.-	Reducción de 14" a 10" (350 a 250 mm.) de $\phi$	Pza.	1
26.-	Tee de fo.fo. de 16" x 6" (400 x 150 mm.) de $\phi$	Pza.	1
27.-	Extremidad de fo.fo de 16" (400 mm.) de $\phi$	Pza.	1
28.-	Extremidad de fo.fo de 14" (350 mm.) de $\phi$	Pza.	1
29.-	Junta Gibault completa de 16" - (400 mm.) de $\phi$	Pza.	1
30.-	Junta Gibault completa de 14" - (350 mm.) de $\phi$	Pza.	1
	b) En Tanque		
31.-	Válvula de Compuerta de 16" (400 mm.) de $\phi$	Pzas.	2
32.-	Válvula de Compuerta de 8" (200 mm.) de $\phi$	Pza.	1
33.-	Codo de fierro de 90° de 16" - (400 mm.) de $\phi$	Pzas	4

Partida	Concepto	Unidad	Cantidad
34.-	Codo de fierro de 90° de 12" - (300 mm.) de ø	Pzas.	2
35.-	Codo de fierro de 90° de 8" - (200 mm.) de ø	Pza.	1
36.-	Extremidad de fo.fo. de 16" (400 mm.) de ø	Pzas.	2
37.-	Extremidad de fo.fo de 8" (200 mm.) de ø	Pza.	1
38.-	Junta Gibault completa de 16" - (400 mm.) de ø	Pzas.	2
39.-	Junta Gibault completa de 8" - (200 mm.) de ø	Pza.	1
c) En Red de Distribución			
40.-	Válvula de Compuerta de 12" (300 mm.) de ø	Pzas.	2
41.-	Válvula de Compuerta de 8" (200 mm.) de ø	Pzas.	4
42.-	Válvula de Compuerta de 3" ( 75 mm.) de ø	Pzas.	127
43.-	Cruz de fo.fo. de 16" x 14" (400- x 350 mm) de ø	Pza.	1
44.-	Cruz de fo.fo. de 16" x 3" (400- x 75 mm.) de ø	Pzas.	4
45.-	Cruz de fo.fo. de 14" x 12" (350- x 300 mm.) de ø	Pza.	1
46.-	Cruz de fo.fo. de 14" x 3" (350- x 75 mm.) de ø	Pzas.	2



Partida	Concepto	Unidad	Cantidad
47.-	Cruz de fo.fo. de 12" x 10" - (300 x 250 mm.) de ø	Pza.	1
48.-	Cruz de fo.fo. de 12" x 3" - (300 x 75 mm.) de ø	Pzas.	4
49.-	Cruz de fo.fo. de 10" x 8" - (250 x 200 mm.) de ø	Pzas.	2
50.-	Cruz de fo.fo. de 10" x 3" - (250 x 75 mm.) de ø	Pzas.	9
51.-	Cruz de fo.fo. de 8" x 8" - (200 x 200 mm.) de ø	Pzas.	2
52.-	Cruz de fo.fo. de 8" x 6" - (200 x 150 mm.) de ø	Pzas.	2
53.-	Cruz de fo.fo. de 8" x 3" - (200 x 75 mm.) de ø	Pzas.	14
54.-	Cruz de fo.fo. de 6" x 6" - (150 x 150 mm.) de ø	Pzas.	4
55.-	Cruz de fo.fo. de 6" x 3" - (150 x 75 mm.) de ø	Pzas.	6
56.-	Cruz de fo.fo. de 3" x 3" - ( 75 x 75 mm.) de ø	Pzas.	92
57.-	Tee de fo.fo. de 16" x 3" - (400 x 75 mm.) de ø	Pza.	1
58.-	Tee de fo.fo. de 14" x 3" - (350 x 75 mm.) de ø	Pza.	1
59.-	Tee de fo.fo. de 12" x 3" - (300 x 75 mm.) de ø	Pzas.	2
60.-	Tee de fo.fo. de 10" x 3" - (250 x 75 mm.) de ø	Pza.	1

Partida	Concepto	Unidad	Cantidad
61.-	Tee de fo.fo. de 8" x 3" - (200 x 75 mm.) de $\phi$	Pza.	1
62.-	Tee de fo.fo. de 6" x 3" - (150 x 75 mm.) de $\phi$	Pzas.	3
63.-	Tee de fo.fo. de 3" x 3" - (75 x 75 mm.) de $\phi$	Pzas.	36
64.-	Codo de fo.fo. de 22°30' de - 16"(400 mm.) de $\phi$	Pza.	1
65.-	Codo de fo.fo. de 90° de - 14"(350 mm.) de $\phi$	Pza.	1
66.-	Codo de fo.fo. de 90° de - 3"(75 mm.) de $\phi$	Pzas.	7
67.-	Codo de fo.fo. de 45° de - 3"(75 mm.) de $\phi$	Pzas.	18
68.-	Codo de fo.fo. de 22°30' de - 3"(75 mm.) de $\phi$	Pzas.	3
69.-	Reducción de 16" a 3"(400 a 75 mm.) de $\phi$	Pza.	1
70.-	Reducción de 14" a 10"(350 a - 250 mm.) de $\phi$	Pza.	1
71.-	Reducción de 14" a 8"(350 a - 200 mm.) de $\phi$	Pza.	1
72.-	Reducción de 14" a 3"(350 a 75 mm.) de $\phi$	Pza.	1
73.-	Reducción de 12" a 3"(300 a 75 mm.) de $\phi$	Pza.	1
74.-	Reducción de 10" a 3"(250 a 75 mm.) de $\phi$	Pzas.	3

Partida	Concepto	Unidad	Cantidad
75.-	Reducción de 8" a 3"(200 a 75 mm.) de ø	Pzas.	6
76.-	Reducción de 6" a 3"(150 a 75 mm.) de ø	Pzas.	9
77.-	Tapa Ciega completa de 6"(150 - mm.) de ø	Pzas.	4
78.-	Tapa Ciega completa de 3"(75 - mm.) de ø	Pzas.	44
79.-	Extremidad de fo.fo. de 16"(400 mm.) de ø	Pzas.	11
80.-	Extremidad de fo.fo. de 14"(350 mm.) de ø	Pzas.	9
81.-	Extremidad de fo.fo. de 12"(300 mm.) de ø	Pzas.	13
82.-	Extremidad de fo.fo. de 10"(250 mm.) de ø	Pzas.	24
83.-	Extremidad de fo.fo. de 8"(200 mm.) de ø	Pzas.	41
84.-	Extremidad de fo.fo. de 6"(150 mm.) de ø	Pzas.	28
85.-	Extremidad de fo.fo. de 3"( 75 mm.) de ø	Pzas.	571
86.-	Junta Gibault completa de -- 16"(400 mm.) de ø	Pzas.	11
87.-	Junta Gibault completa de. -- 14"(350 mm.) de ø	Pzas.	9
88.-	Junta Gibault completa de -- 12"(300 mm.) de ø	Pzas.	13

Partida	Concepto	Unidad	Cantidad
89.-	Junta Gibault completa de ----- 10"(250 mm.) de $\phi$	Pras.	24
90.-	Junta Gibault completa de ----- 8"(200 mm.) de $\phi$	Pzas.	41
91.-	Junta Gibault completa de ----- 6"(150 mm.) de $\phi$	Pzas.	28
92.-	Junta Gibault completa de ----- 3"( 75 mm.) de $\phi$	Pzas.	571
IV.- MATERIALES PARA EL TANQUE			
93.-	Concreto de f'c = 140 kg/cm <sup>2</sup> -- (1:2:4) en techo	m <sup>3</sup>	51
94.-	Concreto de f'c = 140 kg/cm <sup>2</sup> -- en Columnas y Zapatas	m <sup>3</sup>	11
95.-	Concreto de f'c = 140 kg/cm <sup>2</sup> -- (1:2:4) en base de muros	m <sup>3</sup>	20
96.-	Concreto de f'c = 90 kg/cm <sup>2</sup> --- (1:3:6) en piso tanque	m <sup>3</sup>	30
97.-	Acero corrugado de refuerzo de- 0.63(1/4") de $\phi$	Kg.	1097
98.-	Acero corrugado de refuerzo de- 0.953(3/8") de $\phi$	Kg.	4253
99.-	Acero corrugado de refuerzo de- 1.58(5/8") de $\phi$	Kg.	330
100.-	Mampostería de 3 <sup>a</sup> con Mortero - Cemento 1:3 en Muros	m <sup>3</sup>	322
101.-	Lámina de cobre del No.20 en - Junta de dilatación	Kg.	273

Partida	Concepto	Unidad	Cantidad
102.-	Excavación (0.30 m.)	m <sup>3</sup>	152
103.-	Cimbra de Madera	m <sup>2</sup>	381
104.-	Enladrillado	m <sup>2</sup>	365
105.-	Aplanado con Mortero de Cemento 1:3 con Impermeabilizante Inte- gral en cara interior de muros.	m <sup>2</sup>	222
106.-	Ventilas	Lote	1
107.-	Escalera	Pza.	1
	IV.- CASETAS DE BOMBEO		
108.-	Cuarto para Máquinas en Pozos	Cuarto	2

## BIBLIOGRAFIA

Apuntes de Ingeniería Sanitaria,  
Ing. Manuel Rodríguez García.

Abastecimiento de agua y remoción  
de aguas residuales, Fair , Geyer  
y Okun.