

87015

2ej

# UNIVERSIDAD AUTONOMA DE GUADALAJARA

INCORPORADA A LA UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO

FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL



TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN

ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE PARA LA POBLACION DE RUIZ, NAYARIT.

## TESIS PROFESIONAL

QUE PARA OBTENER EL TITULO DE

INGENIERO CIVIL

PRESENTA

ANTONIO ABUD FLORES

GUADALAJARA, JALISCO. 1990



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 está 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.

# INDICE

	Página
I.- Introducción .....	1
II.- Estudios Preliminares	
II.1.- Ubicación de la Población .....	4
II.2.- Estudio Socioeconómico .....	4
II.3.- Estudio Hidrológico .....	6
II.4.- Estudio Geológico .....	7
II.5.- Estudio Topográfico .....	9
II.6.- Estudio Climatológico .....	10
III.- Estudio de la Población	
III.1.- Previsión de la población .....	11
III.2.- Método Aritmético .....	12
III.3.- Método Geométrico .....	13
III.4.- Método de Incrementos .....	14
III.5.- Método de fórmulas de Interés Compuesto .....	15
III.6.- Método de Prolongación de la Curva de Crecimiento .....	16
III.7.- Población Futura .....	16
IV.- Consumo de Agua	
IV.1.- Dotación Específica .....	19
IV.2.- Gasto Medio .....	21
IV.3.- Gasto Máximo del Día de Máxima Demanda .....	22
V.- Fuentes de Abastecimiento	
V.1.- Aguas Superficiales: "Río San Pedro" .....	25
V.2.- Pozo Profundo .....	26
VI.- Regularización	

VI.1.-	Conducción del agua a la Estación Reguladora ..	33
VI.2.-	Capacidad del Tanque de Regularización .....	34
VI.3.-	Localización del Tanque de Regularización .....	35
VI.4.-	Diseño Estructural del tanque .....	36
VII.- Distribución		
VII.1.-	Red de Distribución .....	48
VII.2.-	Línea Económica de Bombeo .....	49
VII.3.-	Equipo de Bombeo .....	52
VIII.- Red de Distribución		
VIII.1.-	Método de Distribución .....	57
VIII.2.-	Circuito Principal .....	58
VIII.3.-	Cálculo Hidráulico de la Red Principal ,.....	60
VIII.4.-	Flano de la Red .....	76
VIII.5.-	Cantidades de Obra ,.....	77
Conclusiones .....		84
Bibliografía .....		85

## I.- INTRODUCCION.-

El agua constituye una necesidad fundamental para la vida del hombre, que siempre procuró fijar su residencia donde le era fácil obtenerla, especialmente la que circula libremente por la tierra. Así en todos los tiempos, las grandes ciudades han debido preocuparse de su suministro de agua. Incluso las ciudades antiguas de importancia, se dieron pronto cuenta de que el carácter local de sus suministros, pozos poco profundos, manantiales y arroyos, era inadecuado para llevar las modestas demandas sanitarias entonces, y se vieron obligados a construir acueductos que llevaran el agua de fuentes lejanas. Así pues, la captación y conducción de agua potable de los manantiales a los lugares de consumo, representa acaso el primer servicio público registrado entre los hombres.

La red de agua potable con la que cuenta la población de Ruiz, Nayarit en cierto punto ya es obsoleta, ya que el periodo de su vida útil ya terminó; ya que esta red tiene más de 40 años de haberse construido por lo tanto es necesario una nueva red para que cubra las crecientes demandas de agua potable que pide esta población, e aquí la importancia del reciente proyecto para cumplir con la demanda de esa sociedad.

Los términos ingeniería de la salud pública e ingeniería sanitaria se han empleado sinonimamente pero hay una creciente tendencia a diferenciarlos. En la historia de la ingeniería sanitaria hay constancia de construcciones antiguas de acueductos excavados en la roca, conductos con bóvedas de ladrillo, canales subterráneos, acueductos elevados, etc. Un conocimiento práctico de los problemas de la ingeniería de la salud pública es imprescindible para el ingeniero de hoy día que pretenda fa

militarizarse con los modernos problemas sanitarios.

La necesidad hace al hombre, el cual al no poder utilizar un acueducto teniendo condiciones adversas y al tener que trasladar agua de una fuente a un sitio de mayor altura o muy lejana no tiene que recurrir al uso de tuberías que trabajen bajo presión.

Una obra que abastezca de agua a una población sin duda tendrá que velar por los intereses de futuras generaciones, -- así como preveer una capacidad suficiente para aumentos en la población.

El gasto económico tan grande y los intereses individuales hace necesario que sea un organismo no lucrativo el que realice este tipo de obras, cuya magnitud generalmente solo puede ser absorbida por un gobierno, ya sea municipal, estatal o federal.

Dada la necesidad de dotar a las comunidades rurales de tan indispensable servicio, he decidido llevar a cabo el siguiente trabajo para dotar de agua a Ruiz, Hayarit.

Así podemos definir, el abastecimiento del agua como la acción de surtir la misma a una población o localidad cualquiera, y el conjunto de obras y medios para conservarla, dotando a esa población de agua potable de buena calidad suficiente para sus necesidades; se define el agua potable como aquella agua que puede ser ingerida por el ser humano sin producir enfermedades, ni trastornos al mismo.

Importancia del Abastecimiento de Agua.

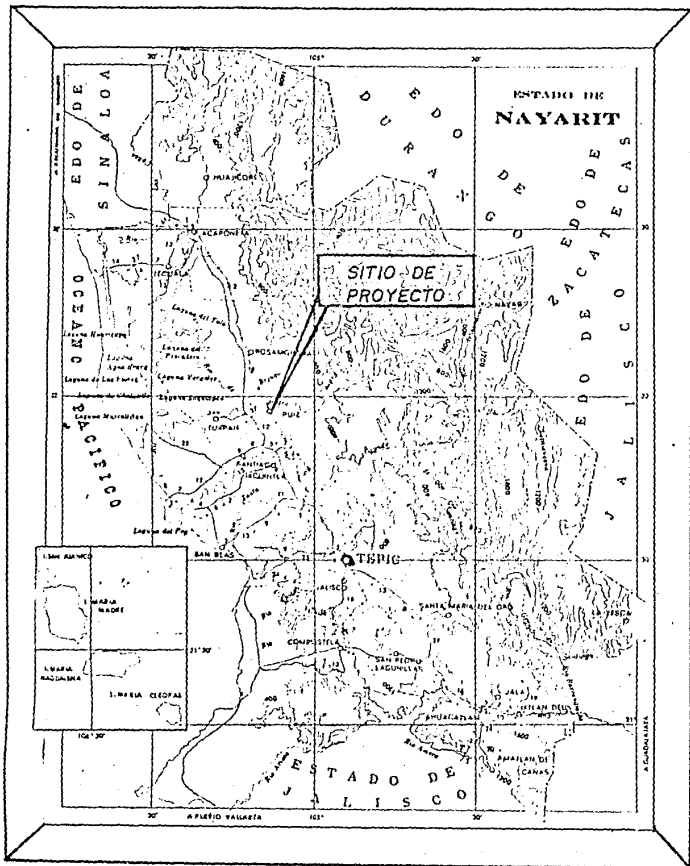
El agua ha sido siempre el factor que ha determinado el establecimiento y el desarrollo de las poblaciones. Así el desarrollo del suministro de agua tuvo una gran importancia en el mayor empleo de redes de distribución con retretes de agua corriente.

El agua potable es el elemento más importante para mantener la vida de los seres vivos, y ayudarlos a desarrollar sus funciones. Para el ser humano, el agua representa algo más que un elemento vital; le proporciona un medio de higiene y sanidad que le permite prevenir enfermedades que tan fácilmente se presenta en lugares insalubres. Así mismo, el agua potable es sumamente indispensable en la industria y otras actividades comerciales tan necesarias para el desarrollo de un mejor nivel de vida.

De lo visto anteriormente, deducimos la gran importancia que tiene dentro de las sociedades, el suministro de agua potable a las mismas a través de sistemas de abastecimiento de agua diseñados especialmente para cada población en particular. Consideremos pues que el abastecimiento de agua potable y alcantarillado son los mejores servicios públicos que se pueden prestar a Ruiz, Nayarit.

# UBICACION

# GEOGRAFICA





## II.- ESTUDIOS PREELIMINARES.-

### II.1.- Ubicación de la Población.

La población de Estación Ruiz es cabecera municipal del municipio de Ruiz. Se localiza al noroeste de la capital de Nayarit, Tepic. Limita al norte con el municipio de Rosamorada; al oeste con el de Tuxpanjal sur con el de Santiago Ixcuintla y al este con el municipio del Nayar.

El municipio tiene una extensión geográfica de 371, 295 -- Km<sup>2</sup>. A este municipio lo atraviesa el Río San Pedro. Su población es de 32,615 habitantes. La cabecera se localiza geográficamente en latitud norte 21° 57' 29" y longitud oeste de Greenwich 105° 08' 35" con una altitud media sobre el nivel del mar en metros de 36.5. Se localiza en la llamada meseta de oro.

El municipio de Ruiz fue promulgado como tal, en el año de 1940 por el gobernador de entonces el general Juventino Espinosa Sánchez.

### II.2.- Estudio Socioeconómico.

El nivel cultural existente en la población es en promedio. Existiendo 6 escuelas primaria, 3 secundarias y 1 preparatoria, la cual esta incorporada a la UAN.

La principal actividad de los habitantes del lugar, es la agricultura dominando los cultivos del maíz, ajonjolí, tabaco, frijol, cacahuate, chile, jitomate, etc. La agricultura es mecanizada. Las pendientes en los terrenos son de 5 al 10%, la profundidad del suelo es de 35 a 50 cm., el pH es de 7 a 4.5.

Los cultivos viables de temporal son: Acelga, ajonjolí, - alpiste, avena, cacahuete, chile, ciruelo, frijol, garbanzo, - guayaba, maiz, mango, papaya, pepino, rabano, sorgo, tabaco, - tamarindo, trigo, etc.

Los cultivos de riego son: aguacate, calabacita, camote, - cebolla, citricos, mango, melón, sandía, zanahoria, zapote, - etc.

El pastoreo es intensivo sobre praderas cultivadas, pero - con frecuencia estos terrenos estan dedicados a labores agrícolas. Otras limitaciones, a veces fuertes, con que se encuentra en la posibilidad de establecer pastizales cultivados, son la excesiva humedad del terreno, la acidez, etc.

El pastoreo que se lleva a cabo es de ganado bovino, caprino y ovino principalmente. Los bovinos de carne son: Gyr, criollo y Cebú. Los bovinos de leche son: Jersey, Suizo, Holstein y Lechero.

La pesca es de tipo local, es decir, el consumo se realiza en la misma población.

Existen algunas granjas silvícolas, las cuales abastecen a la población. La industria existente en la población es rudimentaria, y el principal comercio existente es de tipo primario. Los bancos de la localidad ofrecen prestamos para ciertos cultivos en el ciclo primavera-verano.

La población se encuentra comunicada por la carretera panamericana que pasa a un costado de esta. Además tiene una brecha que lo comunica con el vecino estado de zacatecas atrave--

sando esta toda la sierra Madre Occidental.

Cuenta con 3 unidades deportivas, 2 iglesias y una gran cantidad de negocios comerciales, dominando los de tipo de abarrotes y ropa. Existen además 4 hoteles 2 de ellos de 3 estrellas y los otros 2 de 2 y 1 estrella.

El tipo de vivienda predominante es de una sola planta -- existiendo en algunas de ellas drenajes. Toda la población -- cuenta con el servicio de electricidad. El sistema de alcantarillado es parcial existiendo fosas sépticas en muchas casas. Parte de la población cuenta en sus casas con pozos de agua y otros con cajas de agua.

### II.3.- Estudio Hidrológico.

El río San Pedro drena una superficie aproximada de 3,845 de  $\text{km}^2$ , esta corriente es una de las más importantes y a la vez una de las más complejas en cuanto a su hidrología, ya que originalmente era una cuenca cerrada, pero que debido a un proceso de erosión regresiva conocida con el nombre de piratería, pudo desaguar en el Océano Pacífico por medio del río San Pedro.

El actual río San Pedro nace en el estado de Durango con el nombre de río de la Sauceda y entrando aproximadamente 80 - Km en el estado de Nayarit toma el nombre de río Mezquital, -- hasta que finalmente es nombrado río San Pedro.

Esta cuenca tiene un grado de contaminación de segundo orden; la principal fuente de residuos contaminantes son las poblaciones, de acuerdo con datos obtenidos del Atlas del Agua.

Por la población de Ruiz, además lo atraviesa el arroyo llamado de los limones pero a ultimas épocas a bajado su caudal debido al saqueo que se le hace a lo largo de su curso. Existen además una innumerable cantidad de arroyos que se forman durante época de lluvias los cuales se aprovechan nada más para fines recreativos; siendo los más importantes los arroyos del Salto, tenamache y malpaso.

Existe un manto freático que se encuentra a poca profundidad de 6 a 10 mts., pero debido a su cercanía a la superficie es peligrosos considerarlo como posible fuente de abastecimiento debido a que puede tener muchas impurezas, es decir, estar muy contaminado con residuos que se infiltran durante las lluvias, las cuales son muy intensas en esta zona.

Existe además un acuífero localizado a una mayor profundidad de 40 a 50 mts. el cual nos sirve para nuestros propósitos, ya que estudios realizados se demostró que estas aguas si son potables para el consumo humano.

#### II.4.- Estudio Geológico.-

Las rocas más antiguas que afloran en la porción que cubre la Sierra Madre Occidental, dentro del estado de Nayarit, son rocas metamórficas del Triasico. Se localizan en la localidad de Cucharas.

Las rocas más antiguas de la llanura Costera son rocas ígneas extrusivas del Terciario que aparecen en algunos afloramientos que bordean los límites de esta provincia con la Sierra Madre Occidental.

Son del Cuaternario todos los suelos o depósitos aluviales, lacustres y palustres, constituidos por arenas, gravas, limos y arcillas.

Existen además rocas sedimentarias, conglomerados y areniscas.

Los recursos geológicos de esta provincia permanecen desconocidos. En Ruiz se producen 1,000 Kg de Plata al año, además de oro, cobre y zinc.

Hay posibilidades de que se descubran en ella grandes depósitos de turba, la cual puede sustituir al carbón como combustible, y que procesada técnicamente, genera los fertilizantes requeridos para el desarrollo agrícola.

También hay posibilidades de que existan grandes depósitos de sal, así como otros minerales que se forman en condiciones similares a las que prevalecen en esta provincia.

Los suelos que hay en esta región son de tipo vegetal principalmente aunque existen otros tipos como el cambisol Eutrítico, el cual presenta en el sub-suelo una capa que parece más suelo que roca y que forma terrones. Es un suelo apretado y muy pobre en nutrimentos que puede presentarse en zonas con cualquier clima que no sea árido y sostener cualquier tipo de vegetación.

Otros tipos de suelos es el litosol, rajosos, eutrítico, fazen haptes, luvisol órtico, crómico, acisol húmico, combisol crómico y luvisol férrico.

En ciertas zonas de la población de Ruiz se presentan suelos arcillosos y barrosos, pero con un gran porcentaje de materia orgánica, por lo que se pueden distinguir además limos y arenas. Todos estos tipos de suelos originan una vegetación en la cual sobresalen la selva mediana subcaducifolia, la selva baja caducifolia, y en las regiones más altas bosque de encino, bosque de encino-pino, pastizal natural y pastizal inducido.

## II.5.- Estudio Topográfico.

No existen grandes depresiones en la zona, por lo que las pendientes existentes varían entre un 5 al 10%. Por lo tanto se caracteriza por su relieve casi plano formado por grandes llanuras de inundación, lagos y pantanos, alineados paralelamente a la costa.

Existe una porción de la llanura costera donde se ha formado una franja de largos cordones litorales que incluyen multitud de pantanos entre sus barras arenosas.

Existen 2 elevaciones notables que rodean a la población de Ruiz, una de ellas alcanza la elevación de 120 mts. sobre del nivel del mar, la otra es más pequeña, alcanzando una altura de 50 mts., el cual nos servirá como base para colocar el tanque regulador.

La topografía de Ruiz tiende a ser plana debido a que se localiza en las faldas de una serie de cadenas montañosas, las cuales pertenecen a la Sierra Madre Occidental, aunque existen otra serie de sierras que la atraviesan, como la de Perote. La topografía en Ruiz tiende a ser plana, pero se notan 2 elevaciones básicas en la población formando una cubeta en la parte --

norte de la población.

## II.6.- Estudio Climatológico.

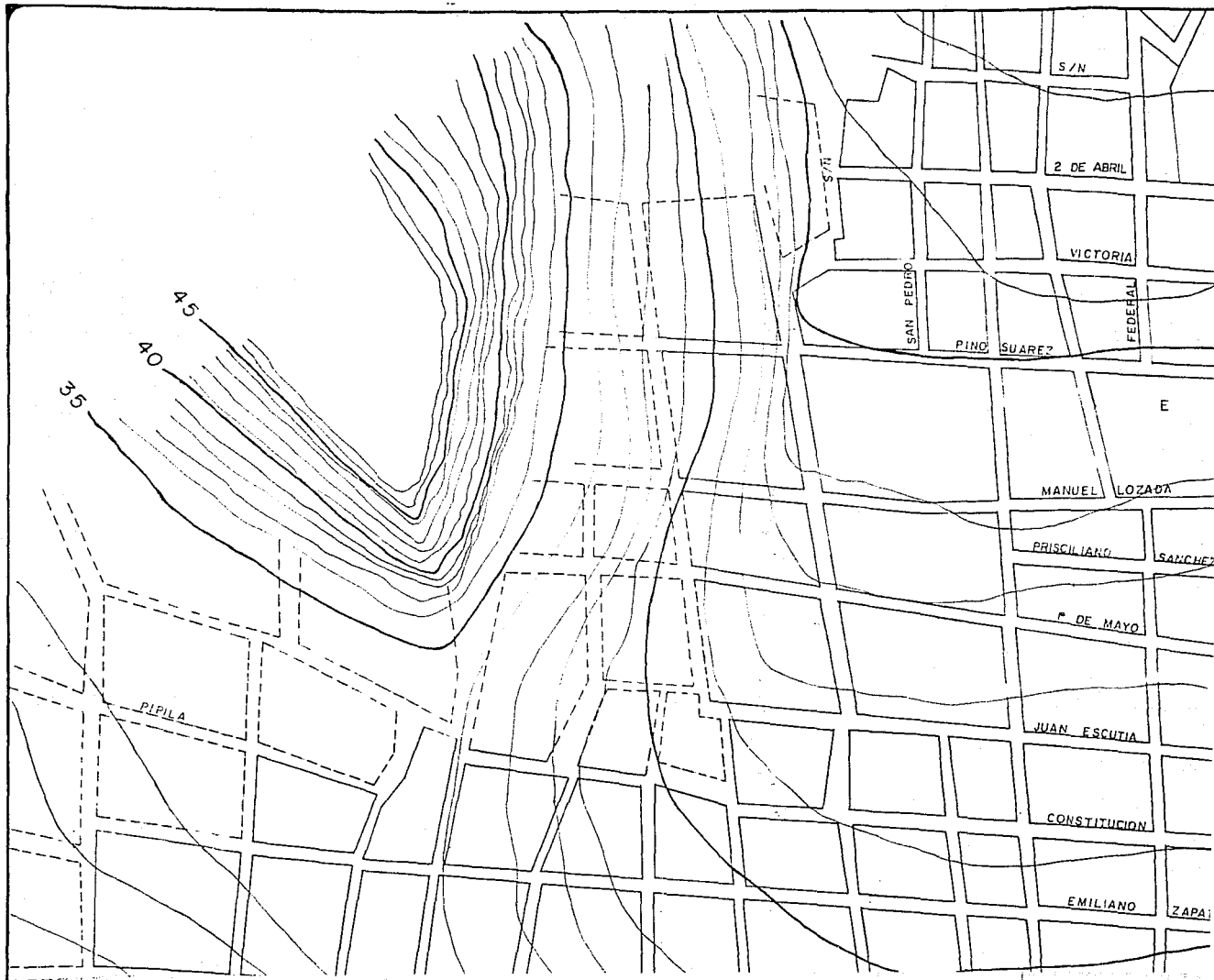
El clima existente en la zona es el cálido sub-húmedo, es te es el más húmedo de los cálidos, la lluvia anual media es mayor de 1,200 mm y la temperatura media anual presenta un valor mayor de 28°C.

La precipitación tiene su máxima incidencia en el mes de septiembre con un valor que oscila entre 390 y 400 mm y la mínima se presenta en abril con un valor menor de 5mm.

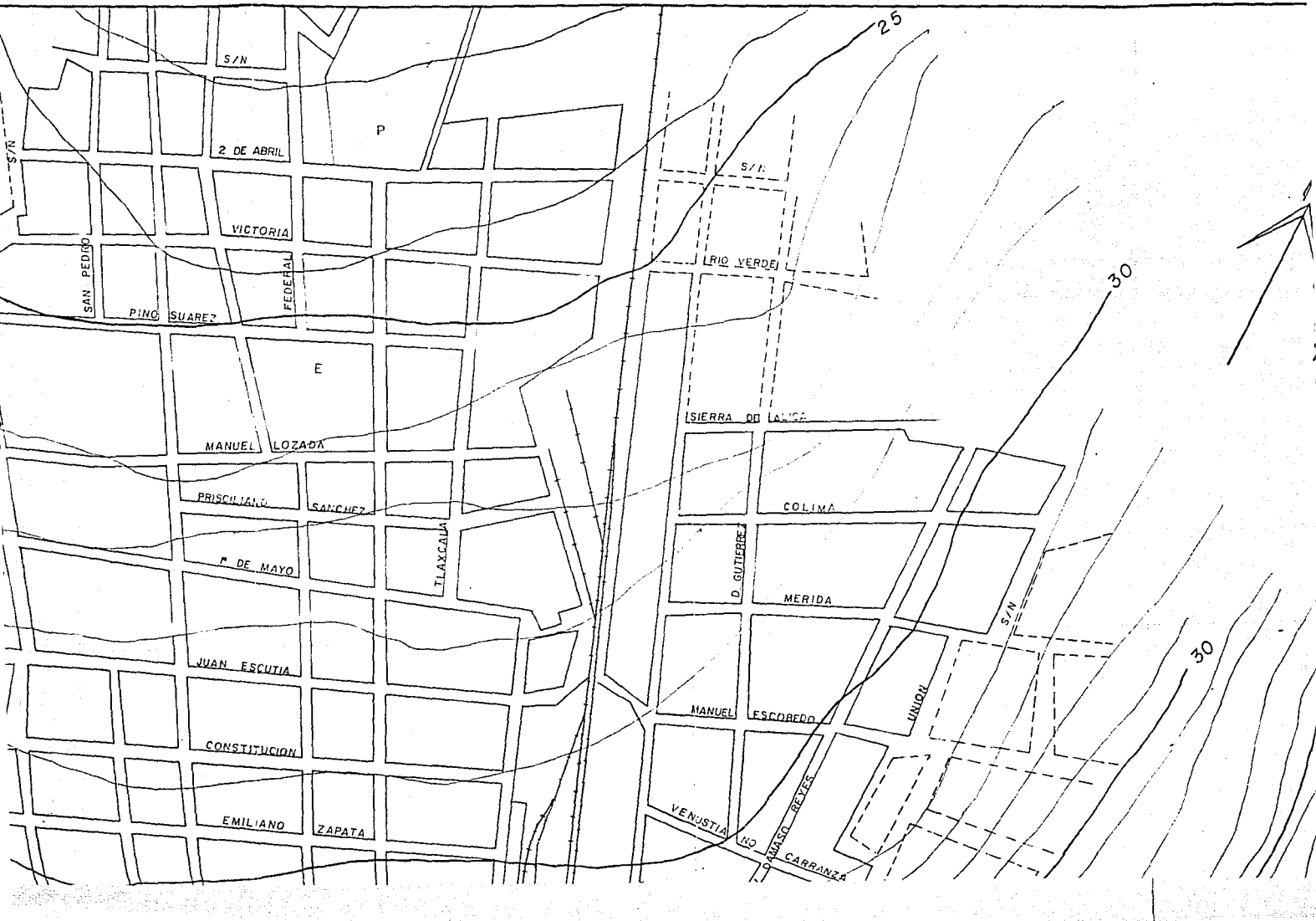
El régimen térmico más calurosos se registra en agosto -- con una temperatura que va de 34 a 39°C, el mes más frío es febrero con un rango entre 16 a 18°C.

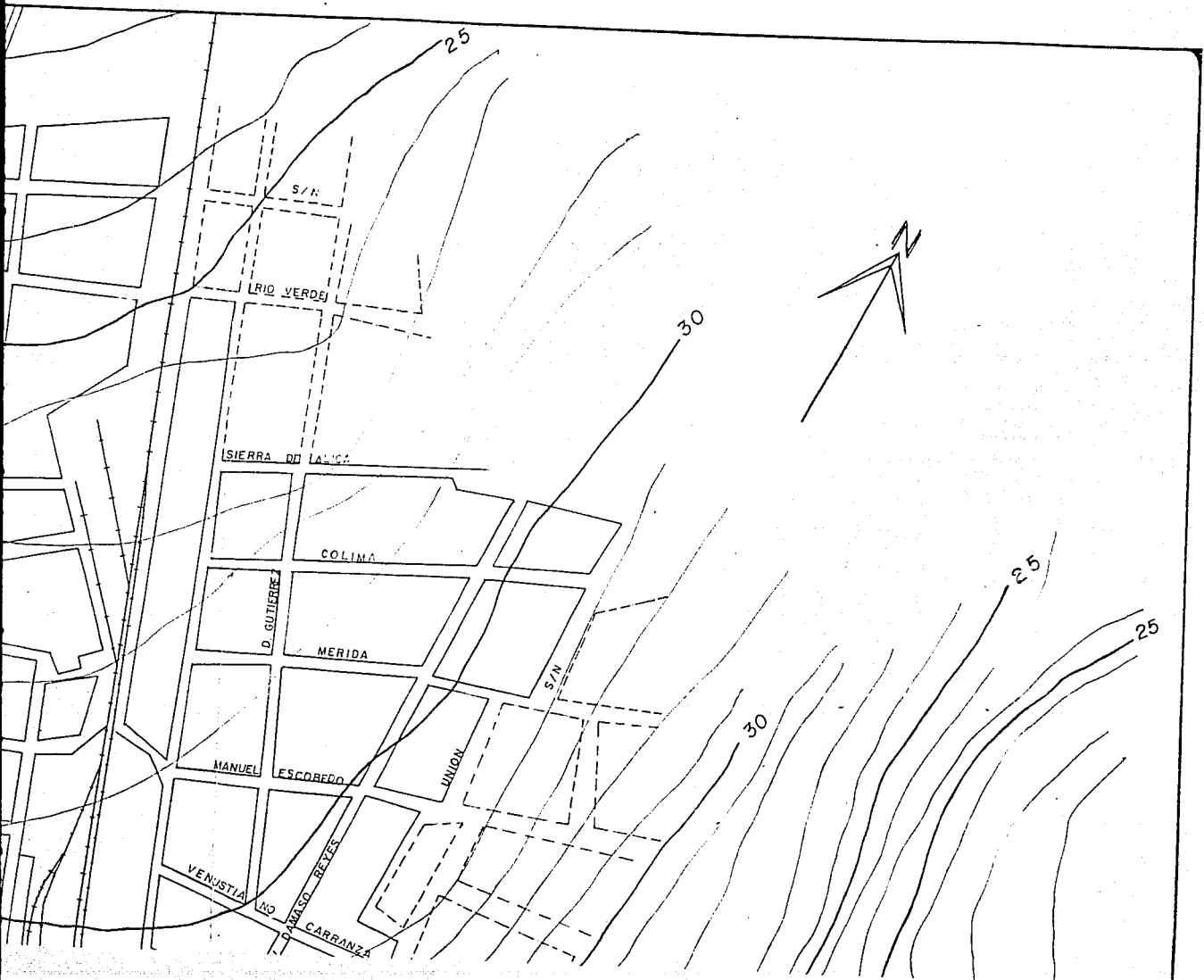
Esta población se ve afectada por huracanes debido a su cercanía de la costa por lo que se llegan a ver vientos que -- llegan hasta 80 Km/h por lo que afecta a ciertos cultivos.

La evaporación es muy grande en los meses de Abril, Mayo y Junio llegando hasta 20 mm. El ambiente es húmedo, llegando a ser extremadamente húmedo en el tiempo de lluvias.









25

S/N

LIRIO VERDE

30

SIERRA DE LANGA

COLIMA

D. GUTIERRE

MERIDA

S/N

MANUEL

ESCOBEDO

UNION

VENUSTIA

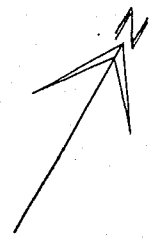
NO

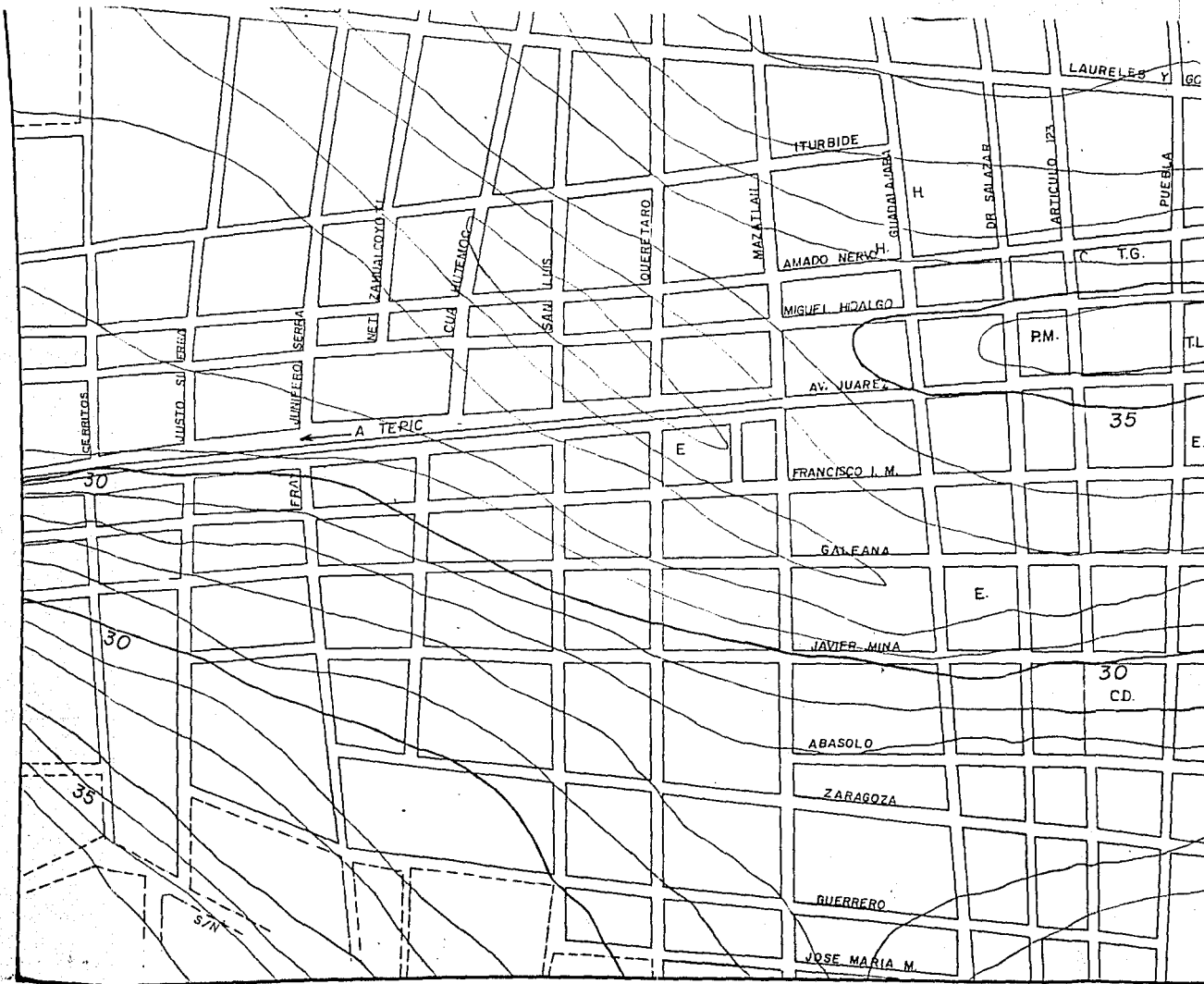
CARRANZA

30

25

25





LAURELES Y 60

ITURBIDE

GUADALAJERA

DR. SALAZAR

ARTICULO 123

PUEBLA

QUERETARO

MAZATLAN

AMADO NERVA

H.

T.G.

NETI ZAMALCOYO

LUCA VALENZUELA

SALILUIS

JURNEIRO SEBASTIA

JUSTO SUAREZ

GERRITOS

MIGUEL HIDALGO

PM.

TL

AV. JUAREZ

35

A TERIC

E

FRANCISCO I. M.

30

PERA

GALFANA

E

30

JAVIER MINA

30 CD.

ABASOLO

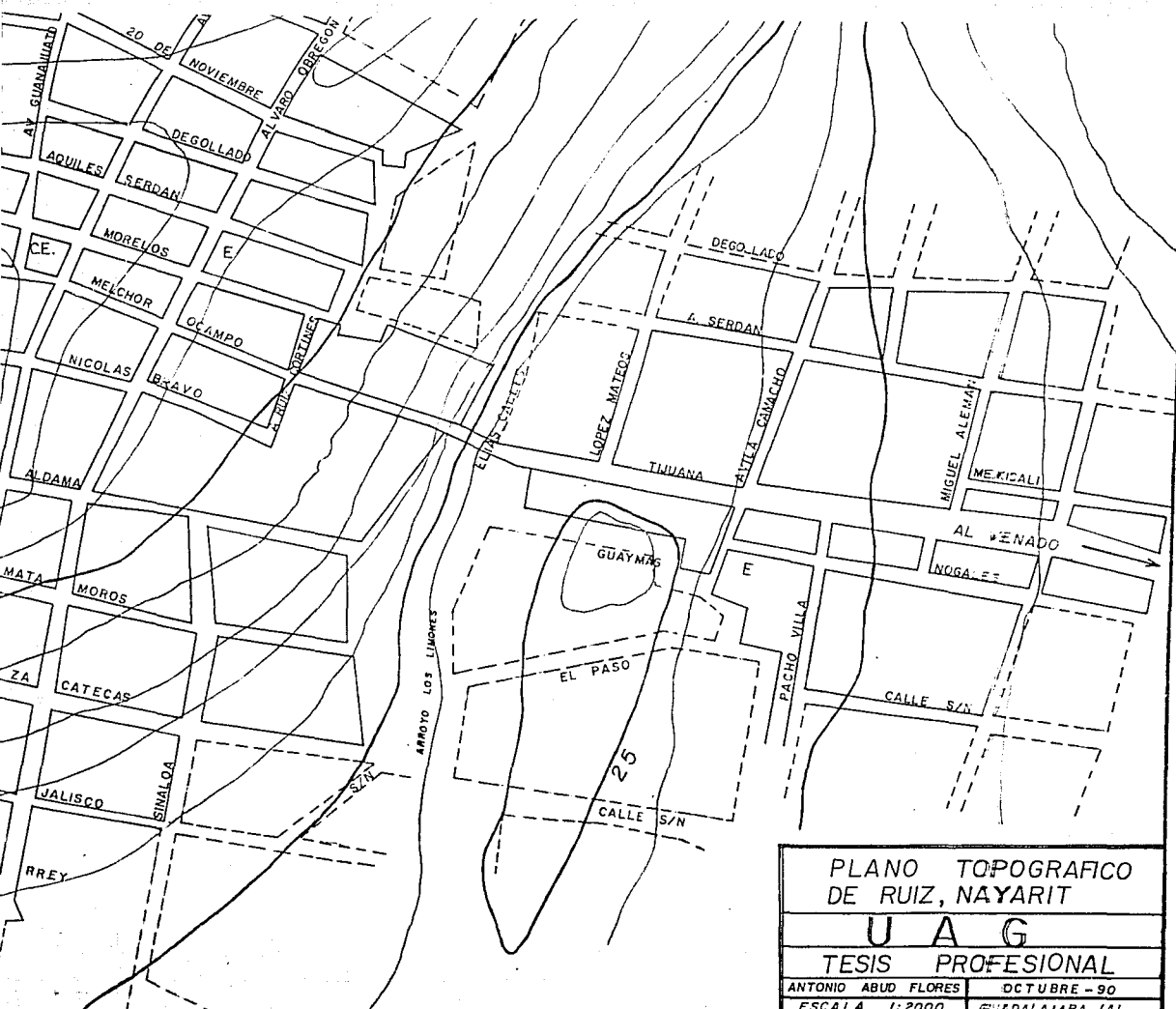
ZARAGOZA

RUERRERO

JOSE MARIA M.

S/N





PLANO TOPOGRAFICO DE RUIZ, NAYARIT	
<b>U A G</b>	
TESIS PROFESIONAL	
ANTONIO ABUD FLORES	OCTUBRE - 90
ESCALA 1:2000	GUADALAJARA, JAL.

### III.- ESTUDIO DE LA POBLACION.

#### III. 1.- Previsión de la Población.

Para formular un proyecto de abastecimiento o suministro de -- agua, es necesario determinar la cantidad requerida, lo que exige -- obtener información sobre el número de habitantes que serán servi-- dos y su consumo de agua percapita, junto con un análisis de facto-- res que pueden afectar al consumo.

Antes de formular un proyecto de instalación de agua, ha de de-- cidirse acerca del tiempo que la construcción servirá a la comuni-- dad, antes de que deba abandonarse o ampliarse por resultar ya ina-- decuada. A este periodo de tiempo se le llama periodo de vida útil del proyecto.

Esta previsión de la población es necesaria debido a que Ruiz tiene un gran futuro en cuestión agrícola y turística, ya que se -- prevee construir varias carreteras que motivaran el aumento turís-- tico.

El periodo de vida de nuestro proyecto para la población de -- Ruiz será: 20 años.

Los métodos a utilizar en la determinación de la población fu-- tura son:

- 1.- Método Aritmético.
- 2.- Método Geométrico.
- 3.- Método de los Incrementos.
- 4.- Método de la formula de Interés Compuesto.
- 5.- Prolongación de la Curva de Crecimiento.

### Antecedentes del Municipio:

La cabecera municipal que tiene el mismo nombre que el municipio, tiene una población actual de alrededor de 24,000 hab.

La densidad demográfica en el municipio de Ruiz es baja dando una densidad de 3.3 a 29.0 hab/Km<sup>2</sup>. La tasa de crecimiento es de - 2.79 y existen 132 localidades.

En Ruiz 3,996 personas se dedican a labores agropecuarias, -- 2,505 al industrial; 325 a la industria extractiva, 14 al transporte, 216 a la construcción, 34 a la electricidad y 780 a los servicios de acuerdo al censo de 1980.

Año	Datos Censales	
	Municipio	Urbana
1940	6,320	3,860
1950	8,980	5,661
1960	10,579	6,584
1970	15,272	8,954
1980	20,295	13,850
1990	32,615	23,785

### III.2.- Método Aritmético.

Consiste en añadir a la población existente, el mismo número de habitantes por cada futuro periodo. Gráficamente es una línea recta. Este método es de valor limitado, pero es aplicable a las ciudades antiguas y muy desarrolladas, cuyo incremento de superficie queda atajada por las ciudades circundantes, y un buen desarrollo del territorio agrícola.

Año	Habitantes	Incremento
1940	3,860	1,801
1950	5,661	923
1960	6,584	2,370
1970	8,954	4,896
1980	13,850	9,935
1990	23,785	
	Sumatoria	19,925

Promedio =  $\frac{\text{Sumatoria de Incrementos}}{\text{Número de Incrementos}}$

Promedio =  $\frac{19,925}{5} = 3985 \text{ hab}/10 \text{ años}$

Promedio Anual =  $\frac{\text{Promedio} / 10 \text{ años}}{10 \text{ años}} = \frac{3,985}{10} = 398 \text{ hab}$

Población Futura = pob. Ultimo Censo + Promedio Anual (# años)

Población Futura =  $23,785 + 20(398)$

=  $23,785 + 7,960 = 31,745 \text{ hab}$

Población Futura (2010) = 31,745 habitantes

### III.3.- Método Geométrico.

Este Método dará resultados mayores que el aritmético, ya que los incrementos se toman en porcentajes y entre mayor sea el número de iteraciones por realizar mayor será el resultado.

Año	Habitantes	Incremento	%Incremento
1940	3,860	1,801	46.66
1950	5,661	923	16.30
1960	6,584	2,370	36.00
1970	8,954	4,896	54.68
1980	13,850	9,935	71.73
1990	23,785		
		Suma	225.37

Promedio de % Incrementos =  $\frac{225.37}{5} = 45.07 \text{ \%/cada } 10 \text{ años}$



$$\text{Promedio \% Anual} = \frac{45.07}{10} = 4.51\%$$

$$\% \text{ Fob} = \frac{P_f - P_i}{P_i} (100)$$

$$4.51 = \frac{\text{Fob } 91 - \text{pob } 90}{\text{pob } 90} (100)$$

$$\text{Fob } 91 = \frac{(4.51) (\text{Fob } 90)}{100} + \text{Fob } 90$$

$$\text{Fob } 91 = \frac{(4.51) (23,785)}{100} + 23,785 = 24,857.7$$

$$\text{Fob } 91 = 24,858$$

$$\text{Incremento Anual} = 24,858 - 23,785 = 1,073 \text{ hab}$$

$$\text{Fob } 2010 = \text{Fob } 90 + \text{Inc. Anual} (\# \text{ de Años})$$

$$\text{Fob } 2010 = 23,785 + 20 (1,073)$$

$$\text{Fob } 2010 = 23,785 + 21,460 = 45,245 \text{ hab.}$$

$$\text{Fob } 2010 = 45,245 \text{ hab.}$$

#### III.4.- Método Incrementos.

Este método se basa en que de la diferencia de la población se obtendrá otra diferencia, de la cual obtendremos una cantidad más que le sumaremos a la cantidad original de la población, además le agregaremos los habitantes debidos a la diferencia original por lo que en este se efectuaran más operaciones que los dos métodos anteriores.

Año	Habitantes	Incremento	Diferencia
1940	3,860	1,801	- 878
1950	5,661	923	1,447
1960	6,584	2,370	2,526
1970	8,954	4,896	5,039
1980	13,850	9,935	
1990	23,785		
		19,925	8,134

$$\text{From de Incremento} = \frac{19,925}{5} = 3,985 \text{ hab/10 años}$$

$$\text{From de Diferencia} = \frac{8,134}{4} = 2,033 \text{ hab/10 años}$$

$$\text{Pob 2,000} = \text{Pob 1990} + \text{Inc} + \text{Diferencia}$$

$$\text{Pob 2,000} = 23,785 + 3,985 + 2,033 = 29,803 \text{ hab.}$$

$$\text{Pob 2,010} = \text{Pob 2,000} + \text{Inc} + \text{Diferencia}$$

$$\text{Incremento} = \text{Incremento} + \text{Diferencia} = 3,985 + 2,033 = 6,018 \text{ hab.}$$

$$\text{Pob 2010} = 29,803 + 6,018 + 2,033 = 37,854 \text{ hab.}$$

$$\text{Pob 2010} = 37,854 \text{ hab.}$$

### III.5.- Método de Fórmula de Interés Compuesto.

Los datos que ofrece este método se basan en la fórmula de interés compuesto simple. Primero se calcula el interés que hay entre periodos de 10 años, después se realiza la suma de todos los valores de los intereses calculando posteriormente su promedio, en este caso el interés nos presenta el crecimiento de la población en un tiempo determinado.

Año	Habitantes	Int. Compuesto
1940	3,860	$r_1 = 0.039$
1950	5,661	$r_2 = 0.015$
1960	6,584	$r_3 = 0.031$
1970	8,954	$r_4 = 0.045$
1980	13,850	$r_5 = 0.055$
1990	23,785	
		$\Sigma = 0.185$

Pf = Pob. Final

Pi = Pob. inicial

$$Pf = Pi (1+r)^n$$

$$\frac{Pf}{Pi} = (1+r)^n$$

$$\left(\frac{Pf}{Pi}\right)^{1/n} = 1+r$$

$$r = \left(\frac{Pf}{Pi}\right)^{1/n} - 1$$

$$r_1 = \left(\frac{5,661}{3,860}\right)^{1/10} - 1 = 1.039 - 1 = 0.039$$

$$r_2 = \left(\frac{6,584}{5,661}\right)^{1/10} - 1 = 1.015 - 1 = 0.015$$

$$r_3 = \left( \frac{8,954}{6,584} \right)^{1/10} - 1 = 1.031 - 1 = 0.031$$

$$r_4 = \left( \frac{13,850}{8,954} \right)^{1/10} - 1 = 1.045 - 1 = 0.045$$

$$r_5 = \left( \frac{23,785}{13,850} \right)^{1/10} - 1 = 1.055 - 1 = 0.055$$

$$\text{Promedio de Razón} = \frac{0.185}{5} = 0.037$$

$$\text{Pob 2010} = \text{Pob 1990} (1 + \text{Pro Raz.})^{20}$$

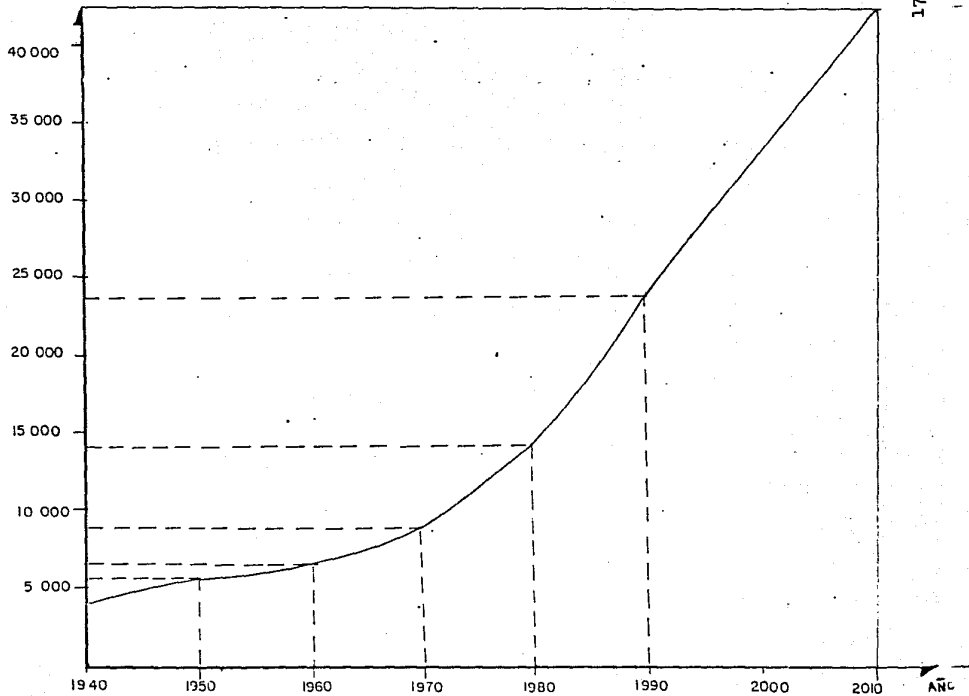
$$\text{Pob 2010} = 23,785 (1 + 0.037)^{20} = 49,190 \text{ hab.}$$

$$\text{Pob 2010} = 49,190 \text{ hab.}$$

### III.6.- Método de Prolongación de la Curva de Crecimiento.

De los 5 métodos mostrados es el único gráfico. En este método se graficará en el eje de las X los años por analizar en nuestro estudio (Abcisas); en el eje Y (ordenadas) se pondrán el número de pobladores de la comunidad. Ya que se grafiquen todos los puntos correspondientes uno se dará idea de la dirección que más o menos tendrá la curva de nuestra gráfica por lo que podremos prolongar hasta el año que uno quiera, por lo que nada más tendremos que localizar en que punto cruza la curva al eje de las X.

# HAB.



POBLACION FUTURA (2,010) = 42,500 hab

### III.7.- Población Futura.

De los 5 métodos anteriores podemos concluir que la población futura para la cual se diseñara el proyecto de Agua Potable durante los 20 años de vida útil del mismo será la siguiente:

	Habitantes
Método Aritmético	31,745
Método Geométrico	45,245
Método Incrementos	37,854
Método Formula Interés Com.	49,190
Prolongación de la Curva de crecimiento	<u>42,500</u>
Suma	206,534 Hab.

$$\text{Población Final (2010)} = \text{Población Futura} = \frac{\text{Suma}}{5}$$

$$\text{Población Futura} = \frac{206,534}{5} = \underline{\underline{41,307 \text{ Hab.}}}$$

#### IV.- CONSUMO DE AGUA

##### IV.1.- Dotación Específica.

La dotación específica es la cantidad media anual en litros - por día que se le asigna convencionalmente a cada habitante y que comprenda consumos domésticos, comercial, industrial, público, pérdidas y desperdicios.

El consumo doméstico incluye el suministro de agua a las ca--sas, hoteles, etc.; para su uso sanitario, culinario, bebida, lava do, baño y otros. Su consumo varía de acuerdo con las condiciones - de vida de los consumidores, y se considera normalmente, que es de 75 a 280 lts/hab/día.

El agua para consumo comercial e industrial, que es la utiliza\_ da en las instalaciones industriales y comerciales, varía del 15 a 65% del total. Los edificios públicos y los servicios públicos re- quieren de 50 a 75 lts por habitante.

El consumo de agua por pérdidas y derroches se califica a ve- ces como no computable, pero se toma el 10% del total. Es necesaa- rio además considerar el consumo debido a animales domésticos.

El consumo es afectado por varios factores:

- 1.- Magnitud de la Población.
- 2.- Clima.
- 3.- Actividades Principales.
- 4.- Nivel de Vida.
- 5.- Calidad y Costo del Agua.
- 6.- Profesión.
- 7.- Existencia de Medidores.

- 8.- Existencia de Alcantarillado.
- 9.- Estado y Condiciones en que se encuentra la Red.
- 10.-Demanda por Incendio.
- 11.-Importancia de la Ciudad.

El autor americano F. Torneaver reporta los consumos de la siguiente manera:

Consumo	Mínimo	Medio	Máximo
Doméstico	80 lts	160 lts	240 lts
Industrial y Comercial	40 lts	140 lts	240 lts
Públicos	20 lts	40 lts	60 lts
Férd. y Desperdicio	40 lts	100 lts	160 lts
<b>Total</b>	<b>180 lts</b>	<b>440 lts</b>	<b>700 lts</b>

El Manual de Normas de Proyectos para Obras de Aprovechamiento de Agua Potable en Localidades Urbanas de la República Mexicana recomienda adoptar los valores indicados en la Tabla IV.1. para la dotación específica, en función del clima y del número de habitantes considerados como población del proyecto.

Tabla IV.1.

(Habitantes)		Cálido	Templado lt/hab/día	(lt/hab/día) Frío
Población	Proyecto			
De 2,500	a 15,000	150	125	100
De 15,000	a 30,000	200	150	125
De 30,000	a 70,000	250	200	175
De 70,000	a 150,000	300	250	200
De 150,000	a más	350	300	250

Otra tabla IV.2. dictada por la SARH y por el Banco de México, establece valores de dotación para poblaciones rurales, donde los términos mínimo, medio y máximo dependen de las características -

propias de la población en estudio; factores tales como: clima, -- grado socioeconómico, grado sociocultural, etc.

Tabla IV.2.

No. Habitantes	Dotación Esp.		lt./hab/día
	Mínimo	Medio	Máximo
0 a 2,000	50	100	150
2,000 a 5,000	100	150	200
5,000 a 20,000	150	200	250
20,000 a más	200	250	300

Tomando como base las últimas tablas y los factores a considerar tales como un nivel de vida medio-alto, clima cálido, etc. de Ruiz, podemos concluir asignar una dotación específica cuyo valor será de acuerdo a la población de vida útil de 41,307 hab:

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

#### IV.2.- Gasto Medio.

El gasto medio se puede calcular una vez decidido cual será la dotación específica de la población. Este gasto medio nos indicará la demanda normal promedio de cada habitante en cualquier día del año.

#### Consumo Medio Diario (CMD)

$$\text{CMD} = \text{No. de Habitantes} \times \text{Dotación Específica}$$

$$\text{CMD} = (41,307) \times (200)$$

$$\text{CMD} = 8'261,400 \text{ lts/día}$$

#### Gasto Medio (Qm)

$$Q_m = \frac{\text{CMD}}{\text{seg/día}}$$

$$Q_m = \frac{8'261,400}{86,400 \text{ seg/día}} = 95.62 \text{ lts/seg.}$$

$$\text{Gasto Medio} = \text{Consumo Medio} = \underline{95.62 \text{ lts/seg}}$$



#### IV.3.- Gasto Máximo del día de Máxima Demanda.

El consumo de agua total está afectado por factores de variación, puesto que a diferentes horas del día, en una misma comunidad, se presentan cambios en el consumo. Debido a esto un abastecimiento de agua potable tiene su debida eficiencia cuando provee a la población de las cantidades máximas de agua potable, no solamente hay que tener en cuenta el consumo medio diario, sino los máximos consumos.

Para proyectar las diferentes obras conviene conocer las variaciones diarias y horarias de consumo. La variación diaria es la que se toma en consideración en todo proyecto para fijar la capacidad de la fuente de abastecimiento y siempre se toma la máxima observada durante los períodos de mayor consumo en las distintas épocas del año. El porcentaje de variación diaria es:

- 120% Para lugares de clima uniforme.
- 130% Para clima variable y actividades más o menos uniformes de sus habitantes.
- 150% Para clima extremosos y seco con variación de las costumbres de los habitantes.

La variación horaria es la que se toma en cuenta como base para proyectar la red, se ha observado que durante las horas pico de demanda se llega a tener un consumo hasta del 150% del consumo máximo diario, para nuestro caso consideraremos la variación horaria en un intervalo que fluctuara entre el 1.2 al 1.8 del consumo medio horario. Para el consumo horario es necesario considerar la tabla IV.3. de Demanda Horaria para una población Rural en la Rep. Mexicana.

De acuerdo a lo anterior tomaremos los valores de variación -

horario y diaria como sigue:

Variación Diaria = 1.3

Variación Horaria = 1.5

Tabla IV.3.

Horas	% Demanda	Horas	% Demanda
0-1	45	12 - 13	120
1-2	45	13 -14	140
2-3	45	14 - 15	140
3-4	45	15 - 16	130
4-5	45	16 - 17	130
5-6	60	17 - 18	120
6-7	90	18 - 19	100
7-8	135	19 - 20	100
8-9	150	20 -21	90
9-10	150	21 - 22	90
10-11	150	22 - 23	80
11-12	140	23 - 24	60

CMD = 8'261,400 lts/día

Consumo Medio Horario ( CMH)

$CMH = \frac{8'261,400 \text{ lts/día}}{24 \text{ hr/día}} = 344,225 \text{ lts/hr}$

CVD = 1.3      CVH = 1.5

Gasto Máxima del Día de Máxima Demanda ( Qmáx)

$Qmáx = Qm \times CVD \times CVH$

$Qmáx = ( 95.62 \text{ lts/seg} ) \times 1.3 \times 1.5$

$Qmáx = 186.46 \text{ lts/seg}$

En Resumen:

- Dotación Específica    DE = 200 lts/día/hab
- Consumo Medio Diario    CMD = 8'261,400 lts/día
- Consumo Medio Horario    CMH = 344,225 lts/hr
- Gasto Medio                Qm = 95.62 lts/seg
- Gasto Máximo              Qmáx = 186.46 lts/seg

**NOTA:**

Como se construira una red suplementaria en la parte este del pueblo debido a que este se ve dividido por la vía del ferrocarril, tomaremos una tercera parte de los resultados obtenidos anteriormente; ya que aproximadamente cerca de la tercera parte de la población total vive por este rumbo; para hacer el cálculo hidráulico de la red; por lo tanto los datos a utilizar para la red complementaria serán:

$$QMD = \frac{8'261,400 \text{ lts/día}}{3} = 2753,800 \text{ lts/día}$$

$$QMH = \frac{344,225 \text{ lts/día}}{3} = 114,742 \text{ lts/día}$$

$$Qm = \frac{95.62 \text{ lts/día}}{3} = 31.87 \text{ lts/día}$$

$$Q_{\text{máx}} = 186.46/3 \text{ lts/seg} = \underline{\underline{62.15 \text{ lts/día}}}$$

## V.- FUENTES DE ABASTECIMIENTO

### V.1.- Agua Superficial: "Río San Pedro".

Para elegir la fuente de abastecimiento, se deberá tener en cuenta lo siguiente:

- 1.- Que el gasto sea suficiente para satisfacer las necesidades, aunque se presenten sequías prolongadas.
- 2.- Que el agua sea de buena calidad.

En la captación de las aguas del río San Pedro existe el peligro de contaminación y su calidad obliga generalmente a someterlas a un proceso de potabilización su calidad es generalmente como sigue: turbias ligeramente coloradas a tiempo de lluvias, puede tener olores y sabores, su composición química es muy variable así como su calidad hidrológica, en los casos para elegir fuentes de abastecimiento de aguas superficiales, la obra de toma debe realizarse en un tramo recto de la corriente, y aguas arriba de la localidad, esto con el fin de aislar las aguas hasta donde sea posible de la fuente de contaminación.

Se debe aforar el agua de una corriente, determinar el volumen de agua que escurre por una corriente superficial. Los aforos se pueden hacer por métodos directos e indirectos. Los métodos directos miden directamente el flujo que pasa por ese cauce. Calculando el gasto que pasa por ese cauce por medio de la fórmula de continuidad:

$$Q = AV$$

Los métodos indirectos se calculan por medio de la fórmula de Manning.

Si el fondo del río cambia considerablemente, se utiliza la captación de las aguas en la orilla. En las captaciones de los ríos es imprescindible la instalación de rejillas que eliminen las materias flotantes de grandes dimensiones que perjudicarían a las bombas.

Las obras de tomas más comunes son las presas derivadoras, otro tipo es la de córcamos. Debido a que el Río San Pedro en tiempo de sequía, Mayo y Junio, alcanza sus niveles más bajos llegando a un gasto que varía de 250 a 180 lts/seg que puede llegar a ser menor al necesario, y debido además a la complejidad de la captación debido a que el lecho del río es rocoso y a que en cierto grado esta contaminada el agua se sustituiría la toma de agua del río por pozos profundos, quedando estas aguas como garantía en caso de alguna emergencia en variaciones bruscas de los mantos freáticos.

#### V.2.- Pozos

Las aguas subterráneas constituyen importantes recursos de abastecimiento de agua que tienen muchas ventajas, y una forma de captarlas es por medio de pozos, profundos o someros. En general el agua no requiere tratamientos. Su temperatura es uniforme a lo largo del año, y las cantidades de agua disponibles son más seguras.

Los pozos profundos tienen la ventaja de perforar capas acuíferas profundas y extensas, cuyo origen se encuentra a muchos kilómetros, circunstancias que evitan rápidas fluctuaciones en el nivel de la superficie piezométrica y dan por resultado un rendimiento uniforme y considerable. Estos pozos tienen como único inconveniente su gran costo y que por el largo recorrido del agua por di-

ferentes capas disuelve material mineral que la haga dura y corrosiva.

Los pozos profundos en Ruiz son 2, pero debido a su cercanía nada más utilizaremos el localizado entre el río San Pedro y el lugar que nos servira para colocar el tanque regulador localizado en una cota 31.5 mts. y con una profundidad de 50 mts. Teniendo un diámetro de 18" .

Los modernos métodos de investigación del agua subterránea -- pueden proporcionar una aproximación de los recursos de agua subterránea para una utilización prolongada. Es decir, los volúmenes extraídos del pozo deben ser menores del gasto que pasa por él, porque si no poco a poco se ira secando el acuífero.

A continuación se estima el flujo en el pozo, es decir, vamos a aforarlo, y del acuífero:

#### Gasto del Acuífero

$$Q = K A S$$

donde:

K = Coeficiente depende tamaño efectivo.

A = Area del cauce.

S = Pendiente.

#### Gasto del Pozo:

De una serie de pasos se llega a una ecuación para calcular el gasto del pozo, el cual para que este en equilibrio es necesario que sea igual al gasto de la corriente, la formula para calcular el gasto es:

$$Q = K \frac{D^2 - d^2}{\log R/r}$$

en donde:

$K$  : Es el valor de una constante obtenida a partir del tamaño efectivo del material y su porosidad.

$D$  : Representa el nivel piezométrico medido desde el fondo del pozo en metros.

$d$  : Representa la altura a la que desciende el nivel del agua en el pozo una vez efectuada la extracción, en metros.

$R$  : Es el radio del círculo de influencia. Un valor de  $R=300$  mts dará resultados justificados.

$r$  : es el radio del pozo.

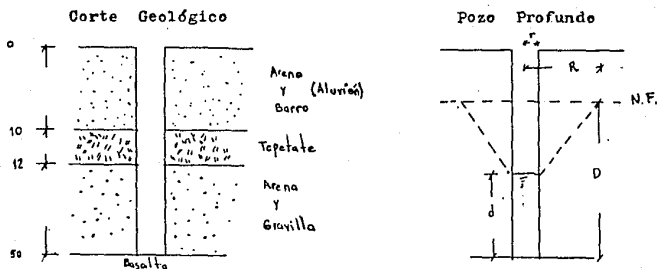
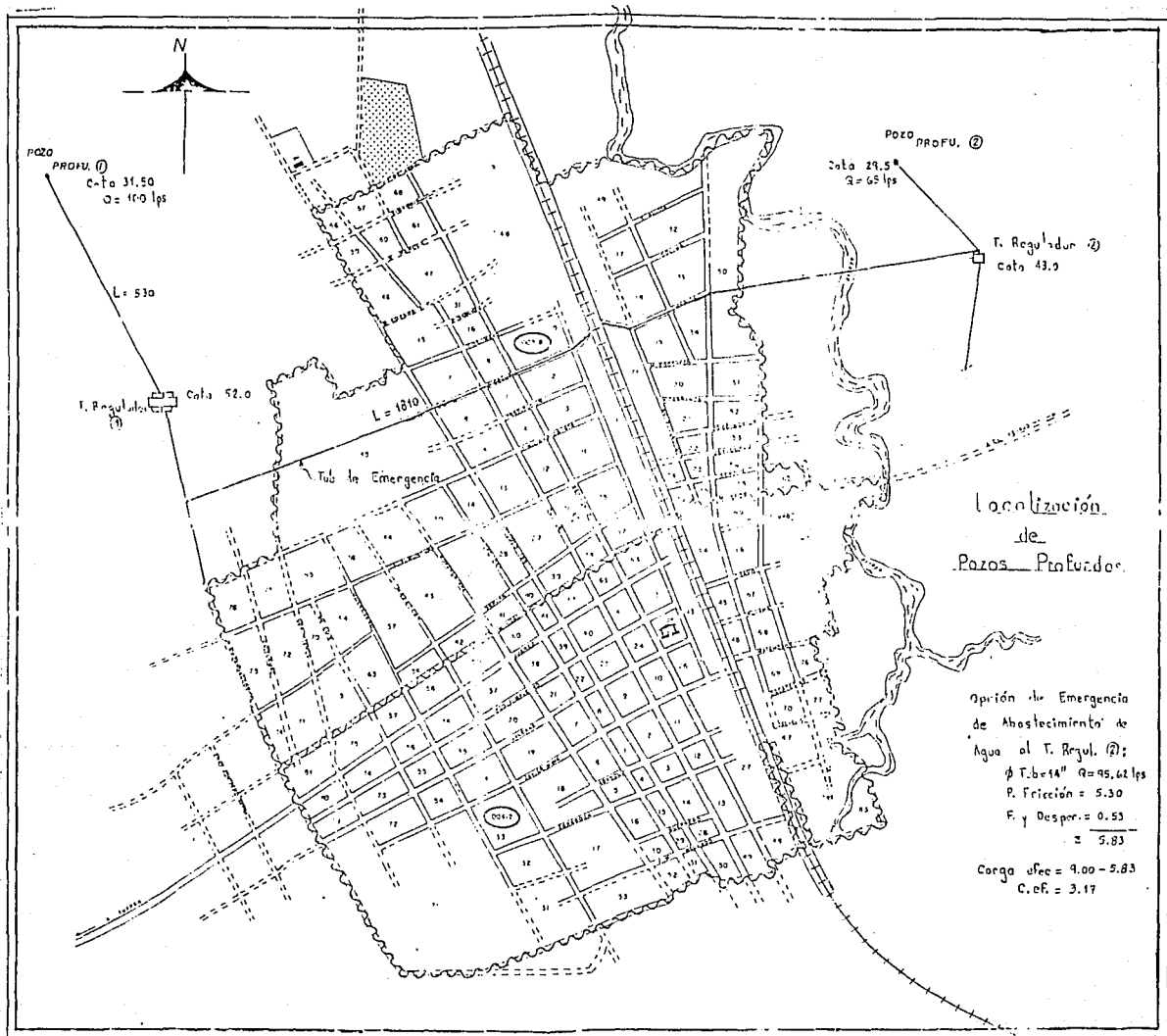


Tabla para calcular el gasto ( $K$ )

Porosidad	Muy Fino	Fino	Medio	Basto	Muy Basto	Gravita Fina				
	0.10	0.20	0.30	0.40	0.50	0.80	1.00	2.00	3.00	
0.25	1.50	5.9	14.0	24.8	39.0	1000	1540	592	1400	
0.30	3.07	12.5	28.4	50.0	78.0	2020	4250	1252	2940	
0.35	5.55	21.4	50.0	114.0	138.5	3550	5550	2220	5000	
0.40	8.35	33.4	75.0	134.0	208.0	5350	835	3350	7500	





### Gasto Equilibrio (Acuifero)

$$Q = K S A$$

$$\text{Tomamos: } S = 0.00094$$

$$K = 7,100$$

$$A = 2,500 \text{ m}^2$$

$$Q = 7,100 ( 0.00094 ) \times 2,500 = 16,685 \text{ m}^3/\text{día}$$

### Gasto Necesario

$$\text{Gasto Nec} = \text{Gasto medio} \times \text{CUH} \times 3,600$$

$$= 95.62 ( 1.5 ) = 143.43 \text{ lts/seg} \times 3,600$$

$$\text{Gasto Nec} = 143.43 \times 3,600 = 516,348 \text{ lts/hr}$$

$$\text{Gasto Nec/día} = \text{Gasto Nec} \times \frac{2.48 \text{ Ban}}{1000 \text{ lts}} \text{ m}^3$$

$$\text{Gasto Nec} = 516,348 \times \frac{12}{1000} = 6,221.6 \text{ m}^3/\text{día}$$

### Gasto Equilibrio

$$D = 24 \text{ m} \quad d = 20 \text{ m} \quad K = 100.0 \quad R = 40 \text{ m} \quad r = 0.45 \text{ m}$$

$$Q = K \frac{D^2 - d^2}{\log R/r} = 100.0 \frac{(24^2 - 20^2)}{\log (40/0.45)}$$

$$Q = 9,030.9 \text{ m}^3/\text{día} > Q \text{ necesario}$$

### NOTA:

Debido a la red complementaria que se construirá será necesario perforar otro pozo profundo el cual será de las mismas características que el ya calculado, por lo que no habrá problemas de que el nivel freático del acuífero disminuya, debido a que el volumen del agua que se va a extraer será una tercera parte de lo que se bombeara del pozo principal, por lo que el gasto necesario será mucho menor que el gasto de equilibrio del pozo.

DISEÑO DEL POZO

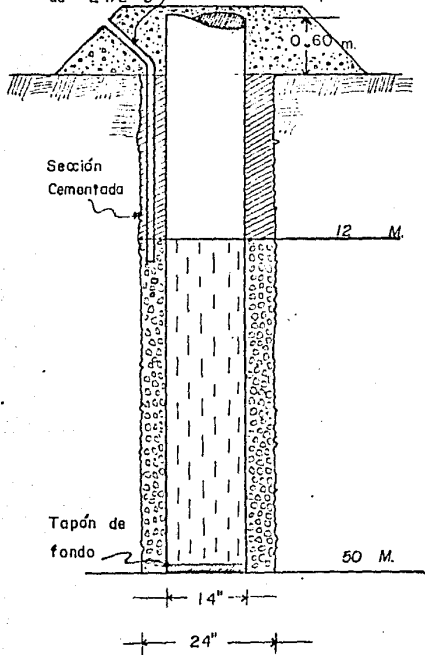
LOCALIDAD: RUIZ  
 MUNICIPIO: RUIZ  
 ESTADO: NAYARIT

CONDICIONES GEOHIDROLÓGICAS GENERALES

OBRA PROPUESTA :

TUBO ENGRAVADOR

de  $2\frac{1}{2}" \phi$



CARACTERÍSTICAS DE CONSTRUCCION:

PROFUNDIDAD 50 m.

DIÁMETROS DE PERFORACION :

DE 0 a 50 m. :  $24" \phi$

TUBERIAS DE ADEME :

DE 0 a 12 m. :

Lisa de  $14" \phi \times 1/4" \text{ esp.}$

DE 12 a 50 m. :

Ranurada, tipo canastilla de  $14" \phi \times 1/4" \text{ esp.}$

FILTRO DE GRAVA LAVADA Y

CRIBADA : 50 m. de  $1/8"$

a  $1/4" \phi$

CIMENTACION : 12 M.

CORTE LITOLÓGICO PROPABLE :

DE 0 a 5 M. CLASE: Aluvióvil

DE 5 a 50 M. CLASE: Bebeos, arenas gruesas a medias y finas.

GASTO DE AFORO = 105 I.P.S.

Análisis Físico y Químico del Agua.-

( Análisis de la S.S.A.)

PROPIEDADES FISICAS DEL AGUA;

- Turbiedad máxima 3 (Escala de sílice)
- Inodora, sabor agradable.
- Color: 7 (Escala platino cobalto)

PROPIEDADES QUIMICAS:

PH -----	6.0
Nitrógeno (N) amoniacal -----	0.01
Nitrógeno (N) protéico -----	0.005
Nitrógeno (N) de nitritos -----	0.009
Nitrógeno (N) de nitratos -----	0.025
Alcalinidad (Ca CO <sub>3</sub> ) -----	0.500
Dureza permanente -----	0.010
Cloruros (SC <sub>4</sub> ) -----	0.350
Magnesio (Mg) -----	0.002
Zinc (Zn) -----	0.060
Cobre (Cu) -----	0.040
Fluoruros (Fl) -----	0.015
Hierro y Manganeso (Fe y Mn) -----	0.190
Plomo (Pb) -----	0.002
Arsénico (As) -----	0.0009
Selenio (Se) -----	0.0008
Cromo (cr) -----	0.0015
Fenol -----	0.0001

El exceso de carbonatos y bicarbonatos de calcio y magnesio produce incrustaciones en tuberías. Causa dureza en el agua que, entre otros inconvenientes, obliga a consumos eleva\_

dos de jabón.

Análisis Bacteriológico.-

	Org/ LTS
-- Organismo Grupo Coli	4
-- Grupo bacterial	150
-- Cromógenas	0

## VI.- REGULARIZACION

### VI.1.- Conducción del Agua a la Estación Reguladora.

Si la fuente de abastecimiento esta más alta que el tanque se conduce por gravedad por medio de canales.

Otra manera se refiere cuando el tanque esta más alto que la fuente, en este caso es necesario el empleo de una bomba que en --- nuestro caso, si no existe un cerro donde colocar el tanque, se -- realiza entonces una torre especial para el mismo.

La conducción del agua de la fuente a el tanque se hace con - el propósito de que el tanque pueda distribuir correctamente el -- agua a toda la población. En nuestra tubería de conducción es necesario cuidar el golpe de ariete.

Las tuberías que generalmente se utilizan y se fabrican comercialmente a la República Mexicana son: Asbesto-Cemento, Acero, Concreto, Hierro Fundido, Hierro galvanizado, Tuberías PVC.

Para nuestro proyecto utilizaremos tubería de A-C, la cual se fabrica desde 4" hasta 42" de diámetro y espesores que varían - desde 6.35 mm a 12.7 mm.

Para evitar las asperezas en las paredes del tubo después de varios años de uso, se emplea el sistema de dar capas de cemento, utilizando para ello una máquina centrífuga especial. Los tubos pequeños se recubren también mediante mandriles que comprimen el mortero contra el tubo.

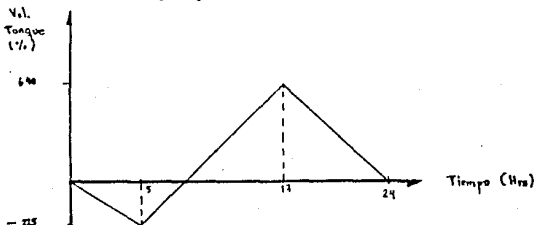
## VI.2.- Capacidad del Tanque de Regularización.

La regularización se lleva a cabo por medio de tanques que -- transforman el régimen uniforme de llegada en la variable de salida. Por lo que de acuerdo al porcentaje de bombeo que para nuestro caso será de 12 hrs diarias, del pozo al tanque regulador y de --- acuerdo con la demanda máxima del tanque regulador. Por lo tanto -- para su cálculo, es decir, para obtener el volumen adecuado del -- tanque se seguira lo siguiente.

Tabla que muestra la Demanda y el % de Bombeo por utilizar :

24 hrs.	% Demanda	% Bombeo			Diferencia			Acumulada		
		8 hr	12 hr	16 hr	8	12	16	8	12	16
0 - 1	45	-	-	-	-45	-45	-45	-45	-45	-45
1 - 2	45	-	-	-	-45	-45	-45	-90	-90	-90
2 - 3	45	-	-	-	-45	-45	-45	-135	-135	-135
3 - 4	45	-	-	-	-45	-45	-45	-180	-180	-180
4 - 5	45	-	-	-	-45	-45	-45	-225	-225	-225
5 - 6	60	300	200	150	240	140	90	15	-85	-135
6 - 7	90	300	200	150	210	110	60	225	25	-75
7 - 8	135	300	200	150	165	65	15	390	90	-60
8 - 9	150	300	200	150	150	50	0	540	140	-60
9 - 10	150	300	200	150	150	50	0	690	190	-60
10 - 11	150	300	200	150	150	50	0	840	240	-60
11 - 12	140	300	200	150	160	60	10	1000	300	-50
12 - 13	120	300	200	150	180	80	30	1180	380	-20
13 - 14	140	-	200	150	-140	60	10	1040	440	-10
14 - 15	140	-	200	150	-140	60	10	900	500	0
15 - 16	130	-	200	150	-130	70	20	770	570	20
16 - 17	130	-	200	150	-130	70	20	640	640	40
17 - 18	120	-	-	150	-120	-120	30	520	520	70
18 - 19	100	-	-	150	-100	-100	50	420	420	120
19 - 20	100	-	-	150	-100	-100	50	320	320	170
20 - 21	90	-	-	150	-90	-90	60	230	230	230
21 - 22	90	-	-	-	-90	-90	-90	140	140	140
22 - 23	80	-	-	-	-80	-80	-80	60	60	60
23 - 24	80	-	-	-	-80	-80	-60	0	0	0

Gráfica que muestra la hora en que se presenta el Nivel máximo y mínimo en el tanque para 12 hrs de Bombeo.



$$\text{Vol } 12 \text{ hrs} = Q \text{ medio} \frac{\text{Acum. max} + \text{Acum. Min}}{100} \frac{(3600)}{(1000)}$$

$$\text{Vol } 12 \text{ hrs} = 95.62 \frac{640 + 225}{100} \frac{(3600)}{(1000)} = 2,977.6$$

$$\text{Vol } 12 \text{ hrs} = 2,977.6 \text{ m}^3$$

$$\text{Vol} = \text{Ancho} \times \text{Altura} \times \text{largo}$$

Suponemos una profundidad máxima del agua = 25mts

Si dividimos nuestro tanque en 3 depósitos comunicados entre sí, para dar futuro mantenimiento, entonces:

$$\text{Vol} = \text{Ancho} \times \text{Altura} \times \text{Largo} \quad \text{Alt} = 2.50$$

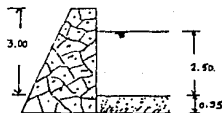
$$\frac{\text{Vol}}{3} = \text{Ancho} \times 2.5 \times \text{Largo}$$

$$\text{Ancho} \times \text{Largo} = \frac{2,977.6}{3 \times 2.50} = 397.0$$

$$\text{Ancho} \times \text{Largo} = 20 \times 20 = 400 \text{ m}^2 = 397.0$$

$$\text{Ancho del Tanque} = 20 \text{ mts}$$

$$\text{Largo del Tanque} = 20 \text{ mts}$$



### VI.3.- Localización del Tanque de Regularización.

Los tanques de regularización se deben de localizar en lugares altos que dominen la población, ya sea dentro de ella o en sus inmediaciones. En la República los que se construyen más son los -

de muro de mampostería de piedra, con losa de piso y techo de concreto armado, solo en caso de resultar más económica se construyen tanques elevados y preferentemente a base de estructuras de fierro y cimentación de concreto.

El tipo de tanque a utilizarse queda definido por la topografía del lugar, por el tipo de materiales que existen y de acuerdo a su colocación; ya sea superficial, semi-superficial y totalmente hundido, además los depósitos pueden ser de tierra, mampostería o prefabricado, de acuerdo a las mismas características del lugar.

Para nuestro caso la localización de nuestro tanque será en una elevación localizada al noroeste de la población teniendo una elevación promedio en su creste de 60 mts sobre el nivel del mar, con esta elevación si es necesario realizar un relleno para dar un poco más de elevación para que el sistema hidráulico de mi red funcione correctamente.

El lugar que se escogió para el tanque es el más óptimo debido a que es la elevación natural más cercana de los pozos de abastecimiento de agua, además desde este punto se domina toda la población. En caso de que algún pozo tenga bajadas sensibles en sus niveles el río San Pedro se encontrará también muy cerca del tanque.

#### VI.4.- Diseño Estructural del Tanque.

Los requisitos que deben llenar los tanques reguladores son:

- 1.- Proporcionar hasta el agotamiento de su volumen último, una presión adecuada a la red.
- 2.- Tener un volumen suficiente para las fluctuaciones del consumo.
- 3.- Contar con los dispositivos de seguridad en la operación, dema





Datos :

$$\gamma_T = 3.5 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\gamma_V \text{ piedra} = 2,600 \text{ Kg/m}^3$$

$$\gamma_V \text{ terreno} = 1,900 \text{ Kg/m}^3$$

NOTA:

Como la profundidad sobre el terreno natural es muy poca, despreciamos el Empuje pasivo del terreno.

$$Ea = \frac{1}{2} \gamma h^2 = \frac{1}{2} (1,000 \text{ Kg/m}^3) (2.50)^2$$

$$Ea = 3,125 \text{ Kg}$$

$$X = \frac{1}{3} h = \frac{1}{3} (2.50) = 0.83 \text{ mts}$$

$$W = (A) (1 \text{ mt}) (\gamma_V \text{ piedra})$$

$$W = \left( \frac{0.40 + 1.50}{2} \right) (3.35) (1 \text{ mt}) (2,600) = 8,274.5 \text{ kg}$$

Respecto A

$$Y = \frac{(0.40) (3.35) (1.1 + 0.2) + \frac{(1.1) (3.35)}{2} \left( \frac{2}{3} \right) (1.1)}{\left( \frac{0.4 + 1.5}{2} \right) (3.35)} = 0.972 \text{ mts}$$

Pb = Peso de la bóveda

NOTA:

Tomaremos como triangular la carga, suponemos  $Losa = 500 \text{ Kg/m}^2$

$$\therefore 20(10)/2 = 100 \text{ m}^2 \rightarrow (500 \text{ Kg/m}^2) = 50,000 \text{ kg}$$
$$Pb \text{ m} = 50,000/20 = 2,500 \text{ Kg/m}$$

Cálculo de Resistencia al Volteo (sobre punto A)

$$e = 1/2 N = (1/2) (0.40) = 0.20$$

$$\Sigma \text{Mactuante} = Ea \times X = 3,125 \times (0.83)$$

$$\Sigma \text{Mact} = 2,604 \text{ Kg}\cdot\text{m}$$

$$\Sigma \text{M resistente} = W (Y) + Pb (1.1 + e)$$

$$\Sigma \text{M} = 8,274.5 (0.972) + 2,500 (1.3)$$

$$M_{tes} = 11,292.8 \text{ KG}\cdot\text{mt}$$

$$\therefore M_{res} > M_{act}$$

Penetración en la Base

Capacidad de carga del Terreno

$$\sqrt{q_{act}} = \frac{W}{A} + \frac{M_{act} (C)}{I}$$

$$A = \text{Pase} \times \text{lm} \text{ profundi.} = 1.50 \times 1 = 1.50 \text{ m}^2$$

$$I = \frac{1 (1.50)^3}{12} = 0.2812 \text{ m}^4$$

$$M_{act} = 3,125 (0.83) = 2,604 \text{ KG}\cdot\text{m}$$

Excentricidad de W

$$e_1 = Y - \frac{\text{Pase}}{2} = 0.972 - 0.75 = 0.222$$

$$e_2 = 1.2 - 0.2 = 1 \text{ m}$$

$$M_1 = W \times e_1 = 8,274.5 (0.222) = 1,836.94 \text{ KG}\cdot\text{m}$$

$$M_2 = P_b \times e_2 = 2,500 (1) = 2,500 \text{ KG}\cdot\text{m}$$

$$M \text{ resistente} = 2,500 + 1,836.94 = 4,336.94$$

$$M_a = M \text{ resistente} - M_{act} = 4,336.94 - 2,604 = 1,732.94$$

$$\sqrt{m} = \frac{8,274.5}{1.50} + \frac{1,732.94 (0.75)}{0.2812}$$

$$\sqrt{m} = 10,138.32 \text{ KG}/\text{m}^2 = 1.014 \text{ KG}/\text{cm}^2 < 3.5 \text{ KG}/\text{cm}^2$$

Deslizamiento de su base

$$\text{Fuerza Actuante} = 3,125 \text{ KG}$$

$$\text{Fuerza Resistente} = N \times \text{Coef Fricción}$$

$$F \text{ Res} = (8,274.5) (0.40) = 3,310 \text{ KG}$$

$$\therefore F \text{ Resistente} > F \text{ Actuante}$$

\therefore No hay deslizamiento

Resistencia a la Flexión en Mampostería

$$\text{Longitud Mampostería a N. T.} = 0.40 + X$$

$$N.T. = 0.40 + 1.10 \frac{(3.15)}{3.35}$$

$$\frac{x}{3.15} = \frac{1.10}{3.35}$$

$$N.T. = 1.434 \text{ mts}$$

$$W' = \frac{(1.434 + 0.4)}{2} (3.15) (2,600)$$

$$W' = 7,511.6 \text{ Kg}$$

$$\frac{Y'}{1.434} = \frac{0.972}{1.50}$$

$$Y' = \frac{0.972 (1.434)}{1.50} = 0.929 \text{ m}$$

$$e' = 0.929 - \frac{1.434}{2} = 0.212 \text{ m}$$

$$Mact' = W' \times e' = (7,511.6) (0.212) = 1,592.5 \text{ Kg.m}$$

$$A' = Lon M \times l = 1.434 (1) = 1.434 \text{ m}^2$$

$$I' = l \frac{(1.434)^3}{12} = 0.246 \text{ m}^4$$

$$V_m = \frac{W'}{A'} + \frac{Mact' C'}{I'}$$

Esfuerzos permisibles a la compresión en la mampostería

$$V_{\text{compresión}} = 18 \text{ Kg/cm}^2 \quad V_{\text{tensión}} = 0.45 \text{ Kg/cm}^2$$

$$V_m = \frac{7,511.6}{1.434} + \frac{1,592.5 (1.434/2)}{0.246}$$

$$V_m = 9,879.76 \text{ Kg/m}^2 = 0.989 \text{ Kg/m}^2$$

$$V_m = 0.989 \text{ Kg/cm}^2 < 18 \text{ Kg/cm}^2$$

Revisión por Cortante

Resistencia al cortante de Mampostería

$$V_m = 0.50 \text{ Kg/cm}^2$$

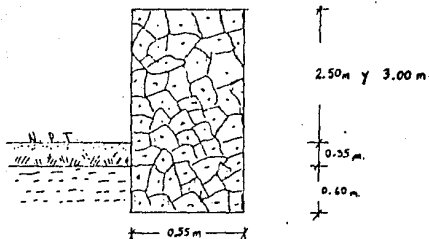
$$F \text{ actuante} = 3,125 \text{ Kg}$$

$$F \text{ resistente} = A \times V_m = 143 (100) (0.5)$$

$$F \text{ resistente} = 7,150 \text{ Kg}$$

$$\therefore F_{\text{res}} > F_{\text{act.}}$$

### Muros Intermedios



Condición más desfavorable cuando un tanque esta lleno y el otro vacío.

$$W \text{ mamposteria} = 2,600 \text{ KG/m}^3$$

$$\text{Empuje Agua} = \frac{1}{2} h^2 \gamma = \frac{1}{2} (2.5)^2 (1000) = 3,125 \text{ KG/m}$$

$$\text{Por 1 mt profundidad} = 3,125 \text{ KG}$$

$$W \text{ peso del Muro} = (0.55) (3.45) (2,600) (1m) = 4,933.5 \text{ KG}$$

Para la resolución del muro, consideraremos como una viga empotrada en su parte inferior.

M respecto A

$$M_{act} = W \left( \frac{\text{base}}{2} \right) - E_a (\text{brazo palanca})$$

$$M_{act} = -4,933.5 (0.275) + 3,125 (0.95 + \frac{2.5}{3})$$

$$M_{act} = -1,356.7 + 5,572.9 = 4,216.2 \text{ KG}\cdot\text{m}$$

$$M_{emp} = (3,125) (1/3) (2.5) + 0.95 = 5,572 \text{ KG}\cdot\text{m}$$

$$m_{res} = 5,572 \text{ KG}\cdot\text{m} > M_{act}$$

## Techo de Vigas de Acero y Bóveda de Ladrillo

Como los tanques son cuadrados y tienen una longitud efectiva de 20 m y la corona de los muros de mampostería mide 0.40 m, colocaremos vigas en un solo sentido con una separación de 1m.

Todas las vigas estarán unidas entre sí por tirantes de varillas y amarradas en su principio y final por castillos de amarre. En los extremos colocaremos una varilla shogada sobre la dala de coronación para unir los tirantes de la bóveda; y sobre esta ira apoyada la bóveda extrema de cada tanque, el cual transmitirá su carga al muro de mampostería.

Haciendo un análisis de cargas de la bóveda tenemos:

Bóveda de ladrillo de lama	$0.14 \times 1,400 = 196 \text{ Kg/cm}^2$
Hormigón	$0.15 \times 1,000 = 150 \text{ Kg/cm}^2$
Firme de Cemento	$0.02 \times 1,600 = \underline{32 \text{ Kg/m}^2}$
Carga muerta	$378 \text{ Kg/m}^2$
Carga viva	$\underline{80 \text{ Kg/m}^2}$
Carga Total	$458 \approx 460 \text{ Kg/m}^2$

Por lo que coincide con los  $500 \text{ Kg/m}^2$  anteriormente supuestos para el cálculo del muro de mampostería.

Para diseñar las vigas se procedió como sigue:

$$W \text{ muerta} = 378 \text{ Kg/m}^2 \quad W \text{ viva} = 80 \text{ Kg/m}^2$$

$$W_t = 460 \text{ Kg/m}^2 \text{ (A trib)} + W \text{ propio}$$

$$W \text{ propio suponemos } 100 \text{ Kg/ml}$$

$$W_t = 460 \text{ Kg/m}^2 (1) + 100 \text{ Kg/ml}$$

$$W_t = 460 + 100 = 560 \text{ Kg/ml}$$

NOTA: Para calcular la sección de la viga se colocara un muro intermedio, el cual ira en el sentido transversal a los muros divicionales de los tanques, este muro servira de apoyo para que quede un claro de 10 mts.

For Flexión.-

$$V_{max} = 2,800 \text{ Kg.}$$

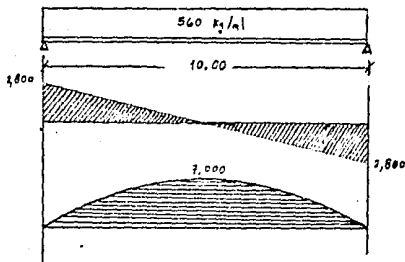
$$M_{max} = 7,000 \text{ Kg.m}$$

$$\sigma_{max} = \frac{M C}{I} = \frac{M}{S}$$

$$\sigma_{max} = 1518 \text{ Kg/cm}^2 \quad A-36$$

$$S = \frac{700,000}{1,518} = 461.33 \text{ cm}^3$$

$$S = 461.33 \text{ cm}^3$$



Buscando un Módulo de sección en el manual de Acero del Instituto Mexicano de la Construcción, encontremos que una viga Ipr 10' x 68 pulg. x 1b/ft cumple con los requisitos necesarios. (Rige el diseño por flecha)

$$\text{Peso propio de la viga} = 191.3 \text{ Kg/ml} \approx 100 \text{ Kg/m supue.}$$

For Flecha.-

$$\text{Flecha permisible} = \frac{L}{360} = \frac{1,000}{360} = 2.78 \text{ cm.}$$

Flecha actuante:

$$f_{max} = \frac{5 w L^4}{384 EI} = \frac{5(560)(10)(1000)^3}{384(2.039 \times 10)(16,400)}$$

$$f_{max} = 0.0218 \text{ m} = 2.18 \text{ cm} < 2.78 \text{ cm.}$$

For Cortante.-

$$V_{max \text{ adm.}} = 0.4 f_y = 0.4 (4,200) = 1680 \text{ Kg/cm}^2$$

$$V \text{ actuante} = \frac{V_{max}}{tw d} = \frac{2800}{1.19(26.4)} = 89.126 \text{ Kg/cm}^2$$

$$V_{act} = 89.13 \text{ Kg/cm}^2 < 1680 \text{ Kg/cm}^2$$

Todas las vigas serán de 10 x 68 para dar uniformidad.

#### Cálculo del Piso.

El piso será de una losa de concreto de 15 cm de espesor con agregado máximo de 3/4 " y proporción 1:2:3. La pendiente del piso será de 2% para que el agua fluya por gravedad a su salida del tanque, la tubería se colocará al ras del piso.

Concreto de la Losa  $f'c = 200 \text{ Kg/cm}^2$

$$\begin{aligned} \text{Fresión del Agua} &= \frac{1}{2} \gamma h^2 = \frac{1}{2} (1,000) (2.5)^2 = 3,125 \text{ Kg/m}^2 \\ &= 0.3125 \text{ Kg/cm}^2 < 200 \text{ Kg/cm}^2 \end{aligned}$$

#### Acabados.

En los muros.

Mampostería de primera con mortero rico en cemento, proporción 1:6, para evitar filtraciones. Además un enjarre interior con malla de alambre para evitar cuarteaduras. Las esquinas inferiores tendrán chaflanes, para evitar la filtración del agua. La proporción para el enjarre será 1:3.

En los techos.

Se colocará una malla de alambre para enjarrarlos utilizando un mortero 1:3.

En toda la superficie interior del tanque.

Un recubrimiento de Polímer, producto impermeabilizante que se aplica como pintura, y que puede aplicarse cuando sea necesario, sirve además para evitar la corrosión.

#### Escalera Marina.

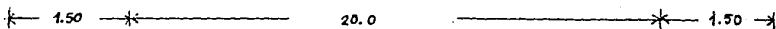
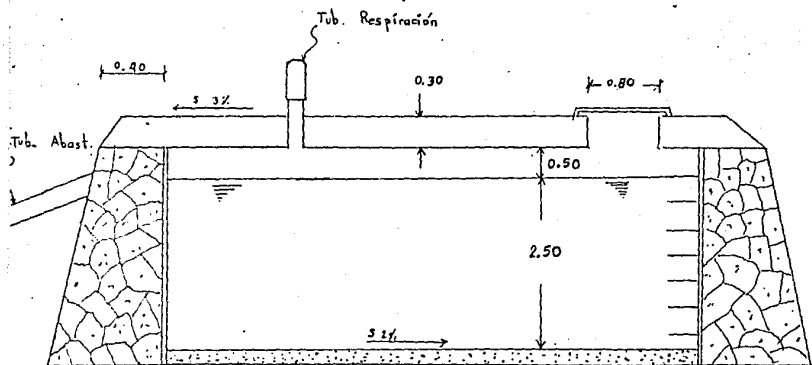
Esta escalera se colocará en el muro y se pegará con grapas de diámetro igual a 1/2 " ; la separación entre escalón será de ---



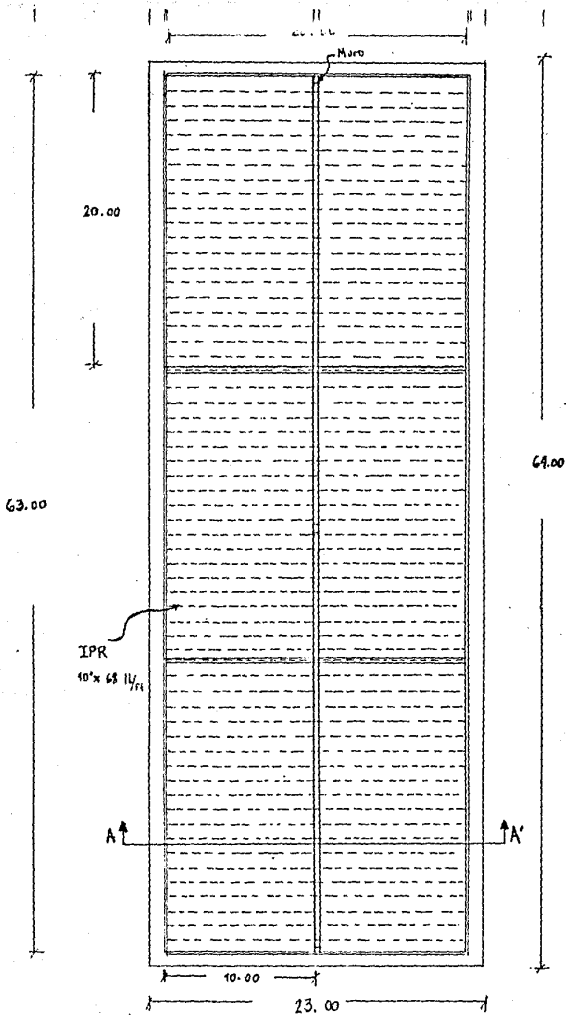
50 cm y el ancho de la escalera será de 20 cm, la escalera se comunicará con el exterior con una tapa de 60 x 60 cm.

**Tubo de Respiración.**

Este tubo se colocará con el propósito de oxigenar el agua estancada en el tanque, las dimensiones de este tubo serán de un diámetro de 4" y una longitud de 1.5 m de altura y 1 m de ancho, las anclas serán de una longitud de 30 cm.

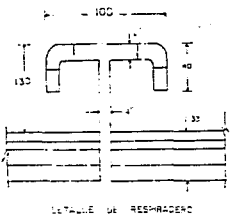


Costa A-A' T. Regulador

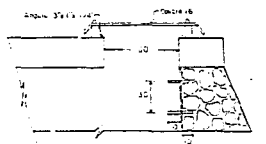
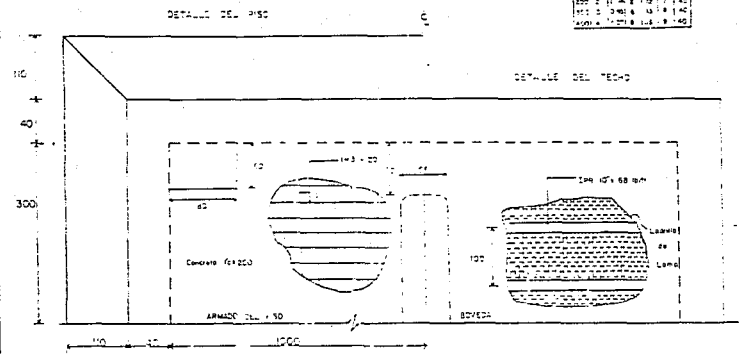


Plano Estruct.  
del  
Tanque Regulador  
(Cart. Esquemát.)

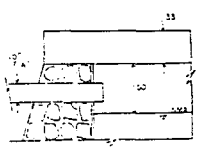
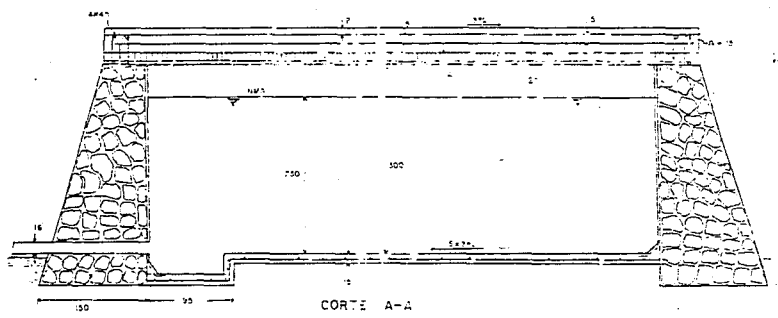
Escala 1:250 46



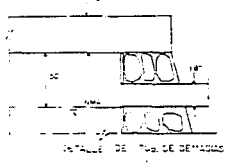
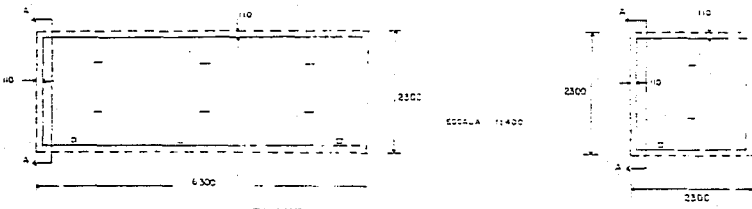
DETALLE DE REFUERZO



DETALLE DE REGISTRO Y ESCALERA MARINA



DETALLE DE TUBERIA DE ABASTECIMIENTO



DETALLE DE TUB. DE DRENADO

PLANO ESTRUCTURAL DEL T. REGULADOR

UBICACION: RUIZ, NAY.

JAG TECNICO PROFESIONAL

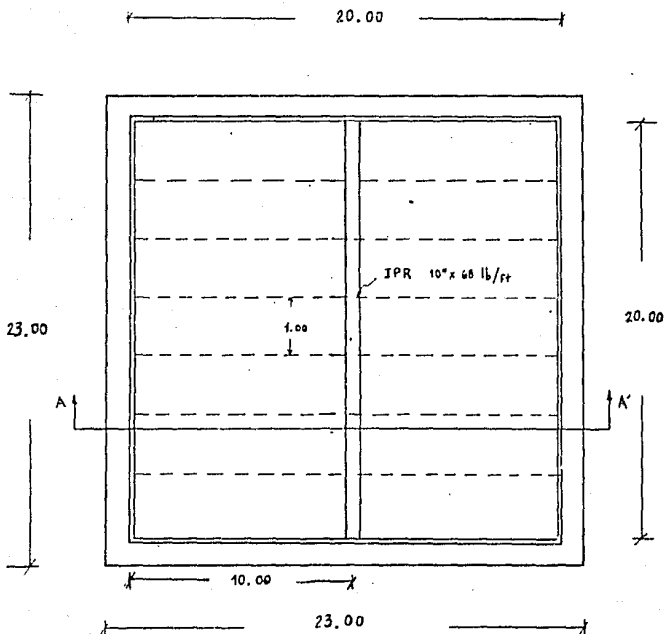
ELABORADO: MARIANO RODRIGUEZ

NOVIEMBRE - 90

NOTA:

Para la red complementaria construiremos un tanque regulador con las dimensiones de uno de los tanques calculados para la red principal, este tanque por lo tanto será de una capacidad de una tercera parte de la población por lo que cumplirá con las demandas de almacenamiento necesarias para la red complementaria, por lo que será adecuado para una correcta distribución del agua para los pobladores de esta zona.

Plano Estructural de T.R. Complem. (Corte Esq.)



## VII.- DISTRIBUCION

### VII.1.- Red de Distribución.

La red de distribución es un conjunto de tuberías alojadas -- dentro de la población donde va a circular el agua para que cada casa disponga de agua para su servicio particular.

Las tuberías que forman la red van a estar divididas en forma de circuitos, habrá tubería principal, que son las que alimentarán a la tubería secundaria, los circuitos principales se dispondrán de tal forma que garanticen el suministro en las zonas de mayor demanda y que den oportunidad también a realizar las ampliaciones -- del servicio durante el periodo útil del sistema.

Para nuestro proyecto utilizaremos circuitos cerrados, es decir, la red será reticulada y las tuberías secundarias se pondrán tomando una red secundaria.

Los conductos principales son los conductos de mayor diámetro responsables de la alimentación de los conductos secundarios.

Los conductos secundarios de menor diámetro, son los encargados del abastecimiento directo a las casas atendidas por el sistema.

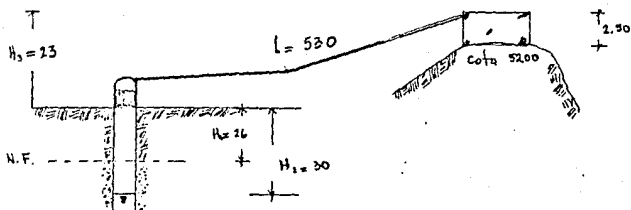
La Red de Distribución constituye el objetivo principal de un sistema de agua y debe cubrir razonablemente toda el área habitada y futura de una población, y debe de ser capaz de suministrar los caudales necesarios a la presión mínima adecuada en todo momento. En el aspecto sanitario debe garantizar la no alteración de la calidad del agua en toda la zona a seguir.

Como ya se mencionó anteriormente, para nuestro caso utilizaremos para la distribución bombas; para bombear el agua y tanques para almacenarla por algún tiempo.

La red reticulada es la más utilizada actualmente. Y es la red formada por un polígono de tubería principal que encierra una malla de tuberías secundarias, de tal manera que cualquier punto de la misma puede recibir el agua en cualquier sentido, de tal forma que una tubería averiada se puede aislar dejando sin servicio a una mínima parte de la población. Otra ventaja es que las presiones se reparten más uniformemente, facilitando la distribución del agua a cualquier punto.

La principal desventaja de este es su costo; pero podemos asegurar que la inversión extra que se haga por este concepto, la compensa con creces, dadas las ventajas que tiene sobre la ramificada.

#### VII.2.- Línea Económica de Bombeo para la Red Principal.



En donde:  $L$  = Longitud  $H_3$  = Desnivel existente entre el tanque y la bomba.  
 $H_1$  = Profundidad del N. Práctico.  
 $H_2$  = Profundidad del nivel dinámico.

La tubería a emplear es de A-C y será de 7 atmósferas, es de cir, A - 7; cuyos costos son:

$\phi$  4" = \$17,325 /ml.  
 $\phi$  6" = \$22,025 /ml.  
 $\phi$  8" = \$38,250 /ml.  
 $\phi$  10" = \$51,375 /ml.  
 $\phi$  12" = \$66,675 /ml.  
 $\phi$  14" = \$107,925/ml.  
 $\phi$  16" = \$132,650/ml.  
 $\phi$  18" = \$149,230/ml.  
 $\phi$  20" = \$162,150/ml.

El costo del caballaje del motor del equipo de bombeo sera:

\$125,000.00  $\Rightarrow$  1 H. P.

Diam	H <sub>2</sub>	H <sub>3</sub>	Hf	0.1 Hf	HT	H.P.	Línea	Costo Bombeo	Total
4"	30	23	1320	132	1,505	4,797	9'182,250	599'625,000	608'807,250
6"	30	23	380	38	471	1,501	16'973,250	187'625,000	204'418,250
8"	30	23	85	8.5	146.5	447	20'272,500	55'875,000	76'149,500
10"	30	23	29	2.9	84.9	270.6	27'228,750	33'825,000	61'053,750
12"	30	23	12	1.2	66.2	211.0	35'337,750	26'375,000	61'712,750
14"	30	23	5.4	0.54	58.94	187.9	57'200,250	23'487,500	80'687,750
16"	30	23	3.0	0.30	56.30	179.5	70'304,500	22'437,500	92'742,000
16"	30	23	1.58	0.158	54.938	174.5	70'091,900	21'812,500	100'904,400
20"	30	23	1.1	0.11	54.21	172.8	85'939,500	21'600,000	107'539,500

Hf = Pérdida debida a la tubería.      % Bombeo = 200%

Q = % Bombeo % Gasto Medio = (2) (95.62) = 191.24 lts/s

El Hf se encontró con los nomogramas de Hazen Williams, te---

teniendo como dato el Q, L y diámetro de la tubería.

Al 0.1 HF con pérdidas y derroches de la tubería y bomba.  
 La potencia de la bomba se saca con la siguiente fórmula:

$$HP = \frac{Q \times \gamma \times HT}{75 \times E}$$

En donde:

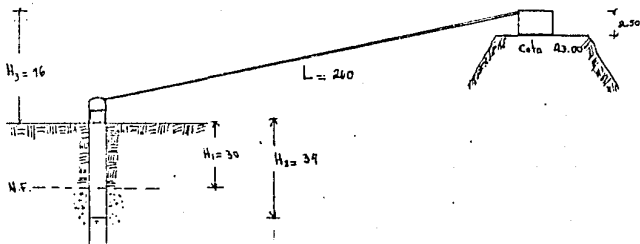
$\gamma$  = Peso Vol. del Agua (Kg/lit)      1 HP = 75 Kg m/s

E = Eficiencia de la bomba, tomáremos de 0.80

∴ Escogemos de 10"

Para la Red Complementaria

Diam	H <sub>2</sub>	H <sub>3</sub>	Hf	0.1 Hf	HT	Hp	Línea	Costos Bombeo	Total
4"	34	16	150	15	215	228.4	4'504,500	28'550,000	33'054,500
5"	34	16	28	2.9	81.9	87.0	6'326,500	10'875,000	19'201,500
8"	34	16	5.3	0.53	55.83	59.31	9'945,000	7'413,750	17'358,750
10"	34	16	1.82	0.182	52.002	55.24	13'357,500	6'905,000	20'262,500
12"	34	16	0.71	0.071	50.78	53.95	17'355,500	6'743,780	24'099,280
14"	34	16	0.35	0.035	50.38	53.52	22'360,500	6'690,000	34'750,500
16"	34	16	0.19	0.019	50.21	53.34	34'420,000	6'666,720	41'157,720
18"	34	16	0.11	0.011	50.12	53.24	38'799,800	6'655,000	45'454,800
20"	34	16	0.06	0.006	50.07	53.19	42'159,000	6'648,750	48'807,750





% Bombeo = 200 %

$Q = \% \text{ Bombeo de Gasto Medio} = 2(31.87) = 63.74 \text{ lts/seg}$

$\gamma = 1 \text{ Kg/dm}^3$

$E = 0.80$

$$HP = \frac{Q \times \gamma \times HT}{75 \times E}$$

∴ Escogemos tubería de 8"

### VII.3. Equipo de Bombeo.

En las poblaciones pequeñas la instalación de bombas funciona únicamente de 8 a 12 horas diarias y el personal deja el trabajo cuando el depósito elevado está suficientemente lleno para atender al consumo normal nocturno. Este sistema puede resultar económico, ya que si bien aumentan los costos de elevación, pues es necesario garantizar el suministro total diario durante la jornada de trabajo; este incremento se compensa con el ahorro de mano de obra. Disponiendo de grandes depósitos para el agua y bombas de accionamiento eléctrico si se trabaja únicamente durante la noche se reducirá el costo de la energía.

Para pozos profundos, las bombas más comúnmente utilizadas -- son las centrifugas-verticales; accionada por motor eléctrico, disponiendo estos en la parte alta de cada pozo y las bombas en su interior; accionadas por un eje de longitud suficiente para que quede asegurada una altura de aspiración razonable.

Estas bombas se pueden instalar en pozos cuya caja sea de diámetro interior de 15 cm o más, con capacidad para elevar hasta 1000 lts/min, hasta alturas de 130 m. El número de rodetes puede llegar hasta 20, dependiendo de la altura. Pueden ser de tipo espiral o de hélice, o con alambres y distribuidores que guían el agua hasta el motor inmediato superior. Con estas bombas se consiguen rendi--

mientos del 50 al 60 por ciento.

Los cojinetes del eje vertical pueden ser metálicos, lubricados con aceite que se conduce hacia la parte inferior mediante un sistema de alimentación o de caucho endurecido, en cuyo caso van lubricados por agua.

Un último progreso en la instalación de las bombas centrífugas para pozos profundos, consiste en colocar el motor dentro del pozo exactamente encima de los rodetes, conduciéndose la corriente eléctrica por cable protegido contra la humedad. Esta disposición elimina los largos ejes de transmisión con sus numerosos y costosos cojinetes, así como la fricción a que dan lugar, lo que proporciona las ventajas de una mayor sencillez y de menores costos inicial y de explotación.

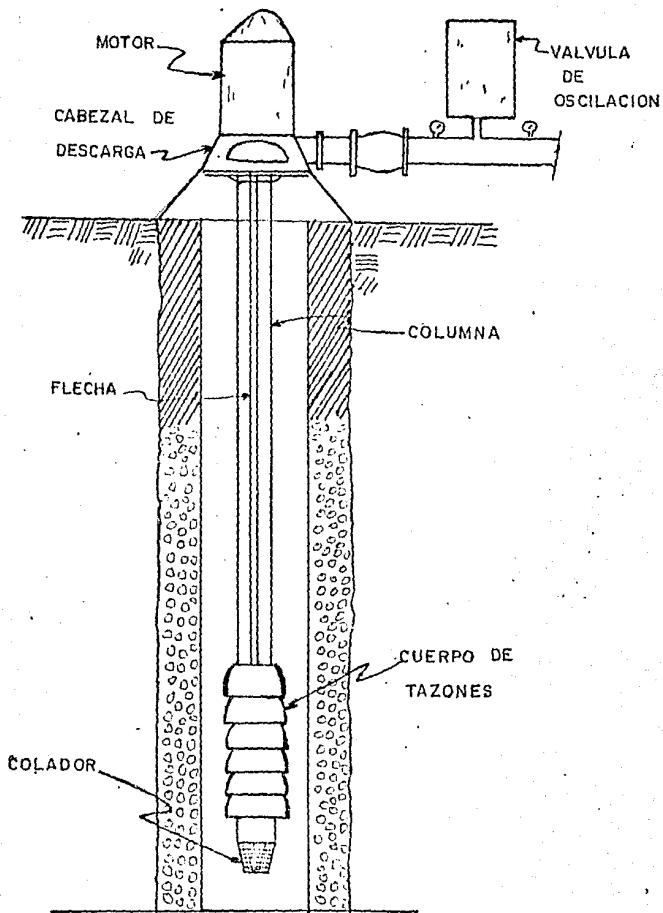
Las bombas de pozo de tipo centrífuga se prestan al funcionamiento automático y mando a distancia, lo que permite obtener economía en la explotación.

Para nuestro proyecto utilizaremos las bombas anteriormente mencionadas, llamadas sumergibles; utilizaremos 2 bombas en cada pozo, en el pozo número 1 utilizaremos 2 bombas de 270 Hp y en el pozo 2, 2 con una potencia de 60 HP; cada una con una capacidad de elevación de un gasto de hasta 200 lts/seg. (Resultados Teóricos)

Para proteger la bomba, utilizaremos una caseta de control -- con las dimensiones siguientes: (Del sistema eléctrico)

ancho = 1.50 mts.      largo = 1.50 mts.      altura = 2 mts.

Se construirá con ladrillo de lama, y en uno de sus lados se pondrá celosía de barro. Además se pondrá un control automático y techo de lámina de fibra de vidrio.



CORTE ESQUEMA. DE POZO Y EQUIPO DE B.

EQUIPO DE BOMBEO

LOCALIDAD RUIZ  
MUNICIPIO RUIZ  
ESTADO NAYARIT  
ALTURA MEDIA S.N.M. 36 m.

CAPTACION

Tipo: Fozo profundo ; Profu. Total: 50 mts  
Diámetro de ademe: 14" ; Gasto máximo sforado:  
150 l.p.s. ; Nivel estático : 25 mts;  
Nivel Dinámico : 37 mts; Arena : Probable

CONDICIONES DE SERVICIO REQUERIDAS .

Gasto a extraer : 100 l.p.s.  
Nivel dinámico para ese gasto: 30 mts.

Carga Dinámica Total :

Por desnivel topográfico 21.50 mts  
Por altura del tanque 3.00 mts  
Por nivel dinámico 30.00 mts  
Por margen para futuros  
abatimientos 8.50 mts.  
Por pérdidas de carga  
por fricción 20.00 mts  
Por otras pérdidas 4.00 mts.

SUMA : 87.00 mts.

EQUIPO DE BOMBEO

TIPO : Turbina vertical lubricada por agua

BOMBA: Tipo: Turbina vertical Marca: Massa- Johnston  
Modelo: NJ 12 ES H/pasos: 6  
Rpm. : 1770 Diám. ext. -

Motor : Tipo: Electrico verti. Marca: US  
Modelo: Vert. flecha hueca HP: 150 Volts 440  
Rpm: 1770 AMFS. 187 Ciclod : 60

Tubería de columna : Material: acero Diámetro: 12"  
Longitud: 36.60 mts. ( 12 tramos  
de 3.05 m c/u. )

Cabezal de descarga: Tipo: MASSA- JOHNSTON  
Marca: Amarillo

### SUBESTACION .

Transformador: Tipo: Costa Marca: Continental  
Capacidad: 150 KVA Relación de transfor-  
mación : 440-254 volts

Controles: Tipo: Automaticos a tensión reducida  
Marca: SIEMENS  
HP: 150 VOLTS : 440

Lote de Herrajes: Con 2 postes de 11-700 y 9-500  
cuchillas para: 23000 Kv; Apartarrayos  
para 100000 Kv; Sistema de tierras, cruce  
tas, conectores, cable cobre, tornillos, etc.

NOTA: Además se debe considerar la línea de Baja tensión.

## VIII.- RED DE DISTRIBUCION

### VIII.1.- Método de Distribución.

La distribución del agua a los consumidores se realiza por distintos métodos, dependientes de las condiciones locales o de otras consideraciones; entre los que tienen mayor uso para el cálculo de redes con circulación de agua, tenemos:

- 1.- Método de Cross.
- 2.- Método del Tubo Equivalente.
- 3.- Método de Iteraciones.
- 4.- Método de Tuberías Económicas.
- 5.- Método del Círculo.
- 6.- Método de Secciones.
- 7.- Método por analogía eléctrica.

Los métodos más utilizados son el de Cross y de Tuberías Económicas. El método de Distribución de Cross consiste en suponer -- caudales en todas las ramas de la red y después hacer un balance -- de las pérdidas de carga calculadas.

Para nuestro proyecto haremos el cálculo de la red de agua potable por el método de tuberías económicas (de Duran y Gama), el -- cual tiene su base en la minimización del costo de la tubería de-- pendiente de su longitud, diámetro y material.

Este método consiste en determinar las pérdidas de carga económicas, con las cuales se fija el diámetro y la presión disponible para cada tramo del circuito.

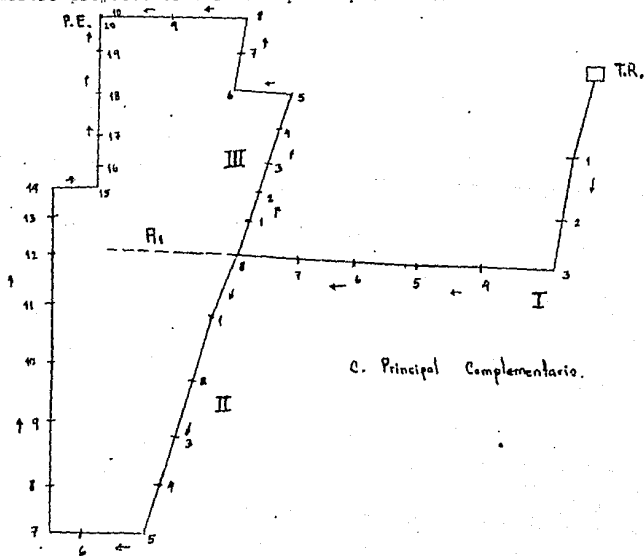
Al método de tuberías económicas se le conoce también como mé

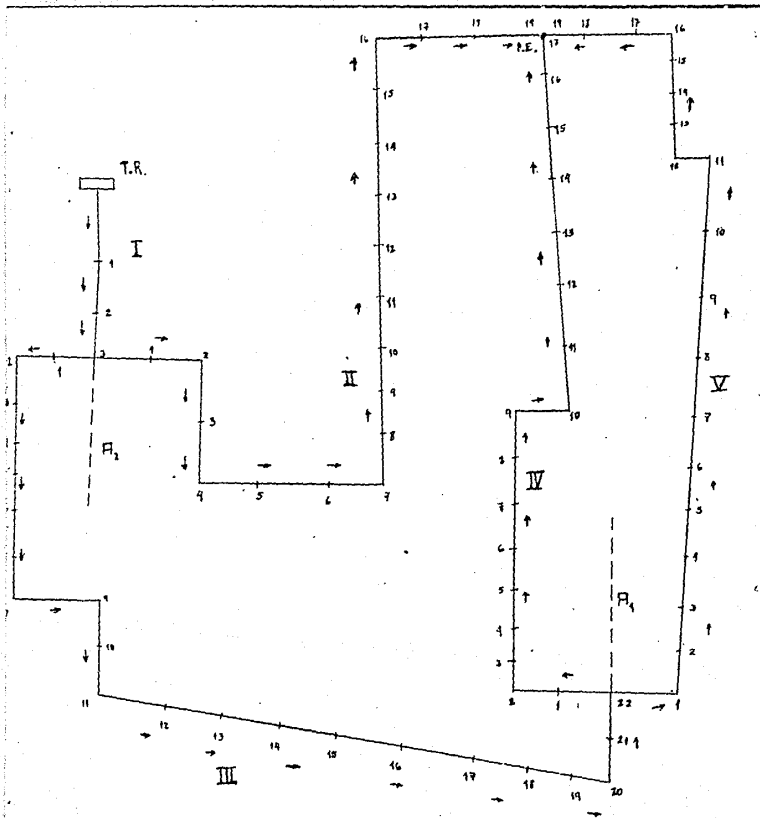
todo tubería virtual. Además, este método se basó para sus análisis en las ecuaciones de Darcy y de Continuidad; de estas 2 ecuaciones se llegó a la ecuación de compatibilidad y a la pérdida de carga en toda la tubería.

### VIII.2.- Circuito Principal.

El circuito principal, son aquellas tuberías que abarcan el área de mayor demanda dentro de la población.

Se denomina circuito principal porque a partir de estos se distribuirá a las demás tuberías secundarias el agua, además sus diámetros de tuberías son los más grandes, y a partir de él se edifica hidráulicamente la red de agua potable de la población. Para nuestro proyecto el circuito principal será:





Cim Principal de la Red



### VIII.3.- Cálculo Hidráulico de la Red Principal.

Para el cálculo hidráulico del circuito, tomaremos los siguientes puntos del método de tubería económica:

1.- El trezo de todas las líneas de tubería debe ir a 1 mt de la orilla de la banqueta, con el objeto de dejar el centro de la calle para las tuberías de drenaje.

2.- Se determinan las longitudes de todos los tramos del circuito principal, cuyos límites son los cruceros entre calle y calle. Se suman todos y se obtiene la longitud total del circuito.

3.- Se localiza el punto de Equilibrio (P.E.) o punto donde teóricamente escurre todo el agua de las tuberías y por lo general se encuentra en el punto más bajo de la red principal. La diferencia de carga en las tuberías debe ser menor de 1.5 mts.

4.- Se calcula el gasto unitario por longitud de tubería, para lo cual se obtuvo una longitud total de la red principal de --- 6,287 mts y 3,282 mts de la red complementaria, dividiendo el gasto máximo entre la misma nos queda el gasto unitario. Este valor al multiplicarlo por la longitud de los diferentes tramos se obtiene el gasto parcial.

5.- Se numeran todos los tramos de la red principal. Para ello hay que numerar los cruceros a fin de que la identificación del tramo sean los números de los cruceros entre los cuales está comprendido.

6.- Se calcula el gasto acumulado entre los tramos de tubería

en sí se deben ir sumando los gastos parciales del tramo en cuestión, más de los tramos anteriores, empezando en el punto de equilibrio y avanzando hacia el tanque regulador. Al obtener todos los gastos acumulados el primer gasto del primer tramo del primer tubo deben coincidir con el gasto máximo.

7.- Se procede a encontrar los valores de  $A$  y  $A^{1.2}$  que corresponde a cada tramo según sea su longitud y el gasto acumulado que circule por él. Aquí empleamos el nomograma para el cálculo de tuberías en sistemas de distribución por gravedad. Siendo  $A = LQ^{1/3}$ .

8.- Teniendo ya los valores de  $A^{1.2}$ , diseñar las combinaciones en las bifurcaciones para calcular las  $A$  rectangular, para cada circuito, empezando por el circuito más alejado; sabiendo que:  
 $A_r = (\sum A^{1.2})^{5/6}$ .

9.- En el plano topográfico se obtienen todas las cotas de nivel de cada uno de los cruceros de la red principal.

10.- Calcular la carga por perder en todo el sistema de distribución.

$$\text{Carga por perder} = \text{Cota Tanque} - (\text{cota P.E.} + 10 \text{ mts})$$

11.- Conociendo la carga por perder se determina la pérdida económica para el tramo del tubo mediante.

$$\text{Pérd. Económica} = \frac{A \text{ del tubo (Pérdida en el circuito)}}{(\sum A + A_r)}$$

12.- Teniendo lo anterior se calculan los  $D$  de todos los tramos del tubo y se determina la pérdida efectiva mediante la fórmula de Hazen y Williams:

$$H = 10.656 (Q/C)^{1.852} L/D 4.87$$

O bien con el nomograma de Hazem Williams, procurando encontrar  $\phi$  comerciales, teniendo como datos el gasto acumulado, longitud y pérdida efectiva.

13.- Con la cota del tanque y pérdidas efectivas se determinan las cotas piezométricas hasta llegar a la primera bifurcación. Los siguientes tubos se calcularán determinando la nueva carga por perder con la cota piezométrica en la primera bifurcación menos la cota del P.E. más 10 mts. de carga.

14.- Se repiten los pasos, desde el 11 en adelante.

La presión de todas las tuberías al terminar en el P.E. deberá ser cuando menos de 10 mts, la tubería a emplear será de asbesto-cemento.

Tubo I

Tramo	Ubicación			Gasto	
	Calle	Entre	Long.	Parcial	Acumulado
1	Metzahualcoyotl	Tanque Reg. Constitución	250	6.8683	186.4597
2	„	Constitución Emiliano Zap.	110	3.0220	179.59144
3	„	E. Zapata Laureles y G.	108 468	2.9571	176.5694

Tubo II

Tramo	Ubicación			Gasto	
	Calle	Entre	Long.	Parcial	Acumulado
1	Laureles y Góngora	Netza.-Cuahutemoc	85	2.3352	45.5503
2	Laureles y Góngora	Cuahutemoc-San Luis	43	1.1813	43.2151
3	San Luis	Laureles y G.-Iturbide	126	3.4616	42.0338
4	San Luis	Iturbide-Amado Nervo	82	2.2528	38.5722
5	Amado Nervo	San Luis-Querétaro	81	2.2253	36.3194
6	Amado Nervo	Querétaro-Mazatlán	96	2.6374	34.0941
7	Amado Nervo	Mazatlán-Guadalajara	114	3.1319	31.4567
8	Guadalajara	Amado Nervo-Iturbide	96	2.6374	28.3248
9	Guadalajara	Iturbide-Laureles Y G.	69	1.8956	25.6874
10	Guadalajara	Luis y G.- E. Zapata	112	3.0770	23.7918
11	Guadalajara	E. Zapata-Constitución	67	1.8407	20.7148
12	Guadalajara	Constitución-Juan Escutia	83	2.2802	18.8741
13	Guadalajara	J. Escutia-1 <sup>o</sup> de Mayo	105	2.8847	16.5938
14	Guadalajara	1 <sup>o</sup> de Mayo-M. Lozada	85	2.3352	13.7091
15	Guadalajara	M. Lozada-Pino Suárez	127	3.4891	11.3739
16	Guadalajara	Pino Suárez-Victoria	70	1.9231	7.8848
17	Victoria	Guadalajara-San Pedro	105	2.8847	5.9617

18	Victoria	San Pedro-Art. 123	60	1.6484	3.0770
19	Victoria	Art. 123- Puebla	<u>52</u>	1.4286	1.4286
			1658		

Tubo III

Tramo	Ubicación		Long.	Gasto	
	Calle	Entre		Parcial	Acumulado
1	Laureles y Góngora	Netza.-Fray Junipero	68	1.8682	126.0520
2	, ,	Fray Junipero-Justo Sierra	80	2.1978	126.1838
3	Justo Sierra	Laureles y G.-Iturbide	176	4.8353	123.9860
4	, ,	Iturbide-Amado Nervo	70	1.9231	119.1507
5	, ,	A. Nervo-Miguel Hidalgo	38	1.0440	117.2276
6	, ,	M. Hidalgo-Juárez	80	2.1978	116.1838
7	, ,	Av. Juárez-Pco. I. Madero	48	1.3187	113.9858
8	, ,	Pco. I. Madero-Galeana	50	1.3737	112.6671
9	Galeana	J. Sierra-F. Junipero	107	2.9396	111.2934
10	Fray Junipero	Galeana-Javier Mina	65	1.7858	108.3538
11	, ,	Javier Mina-Zaragoza	82	2.2528	106.5680
12	Zaragoza	Fray Junipero-Cuahutemoc	69	1.8256	104.3152
13	, ,	Cuahutemoc-San Luis	127	3.4891	102.4196
14	, ,	San Luis-Querétaro	82	2.2528	98.9305
15	, ,	Querétaro-Mazatlán	109	2.9946	96.6777
16	, ,	Mazatlán-Guadalajara	138	3.7913	93.6831
17	, ,	Guadalajara-Dr. Salazar	64	1.7583	89.8918
18	, ,	Dr. Salazar-Art. 123	55	1.5110	88.1335
19	, ,	Art. 123 - Puebla	59	1.6209	86.6225
20	, ,	Puebla-Veracruz	67	1.8407	85.0016
21	Veracruz	Zaragoza-Abasolo	73	2.0055	83.1609
22	, ,	Abasolo-Javier Mina	<u>91</u>	2.5001	81.1554
			1798		

Tubo IV

Tramo	Ubicación			Gasto	
	Calle	Entre	Long.	Parcial	Acumulado
1	Javier Mina	Veracruz-Fuebla	64	1.75P3	3P.7369
2	, ,	Fuebla- Art. 123	69	1.8956	36,9786
3	Artículo 123	Javier Mina-Galeana	81	2.2253	35.0P30
4	, ,	Galeana-Fco. I. Madero	69	1.8956	32.8577
5	, ,	Fco. I. Madero-Juárez	75	2.0605	30.9621
6	, ,	Juárez-Miguel Hidalgo	66	1.8132	28.9016
7	, ,	M. Hidalgo-Amado Nervo	44	1.2088	27.0884
8	, ,	A. Nervo-Laureles y G.	135	3.7089	25.8796
9	, ,	L. y Góngora-E. Zapata	107	2.9396	22.1707
10	Emiliano Zapata	Art. 123-Fuebla	106	2.9121	19.2311
11	Fuebla	E. Zapata-Constitución	71	1.9506	16.3190
12	, ,	Constitución-Juan Escutia	75	2.0605	14.3684
13	, ,	J. Escutia-1 <sup>o</sup> de Mayo	91	2.5071	12.3079
14	, ,	1 <sup>o</sup> Mayo-Frisciliano Sanchez	73	2.0055	9.8078
15	, ,	P. Sánchez-Manuel Lozada	82	2.2528	7.8023
16	, ,	M. Lozada-Pino Suárez	118	3.2418	5.5495
17	, ,	P. Suárez-Victoria	84	2.3077	2.3077
			1410		

Tubo V

Tramo	Ubicación			Gasto	
	Calle	Entre	Long.	Parcial	Acumulado
1	Javier Mina	Veracruz-México	50	1.3737	39.9184
2	Avenida México	Javier Mina-Galeana	75	2.0504	38.5447
3	, ,	Galeana-Fco. I. Madero	78	2.1429	36.4842
4	, ,	Fco. I. Madero-Juárez	71	1.9506	34.3413
5	, ,	Juárez-Miguel Hidalgo	70	1.9231	32.3907
6	, ,	M. Hidalgo/Amado Nervo	62	1.7033	30.4676
7	, ,	A. Nervo-Laureles y G.	87	2.3902	28.7643
8	, ,	L. y Góngora-E. Zapata	104	2.8572	26.3741
9	, ,	E. Zapata-Constitución	90	1.9231	23.5169

10	, ,	Constitución-Juan Escutia	71	1.9506	21.5938
11	, ,	J. Escutia- 1 <sup>o</sup> de Mayo	80	2.1978	19.6432
12	Primero de Mayo	Avenida México-Tlaxcala	72	1.9781	17.4454
13	Tlaxcala	1 <sup>o</sup> de Mayo-P. Sánchez	74	2.0330	15.4673
14	, ,	P. Sánchez-Manuel Lozada	65	1.7858	13.4343
15	, ,	M. Lozada-Fino Suárez	103	2.8297	11.6485
16	, ,	P. Suárez-Victoria	80	2.1978	8.8188
17	Victoria	Tlaxcala-Veracruz	92	2.5275	6.6210
18	, ,	Veracruz-Federal	74	2.0330	4.0935
19	, ,	Federal - Puebla	<u>75</u>	2.0605	2.0605
			1453		

Q máx = 186.46 lts/seg      Long. total = 6,787 mts.

q u =  $\frac{Q \text{ máx}}{L} = \frac{186.46 \text{ lts/seg}}{6,787 \text{ mts}} = 0.02747 \text{ lts/seg.mts}$

RED COMPLEMENTARIA

Tubo I

tramo	Ubicación			Gasto	
	Calle	Entre	Long.	Parcial	Acumulado
1	Miguel Alemán	Tanque Registrado-Degollado	245	4.6395	62.1499
2	, ,	Degollado-Aguiles Serdán	81	1.5339	57.5104
3	, ,	Aguiles Serdán-Tijuana	110	2.0837	55.9766
4	Tijuana	Tijuana-Avila Camacho	160	3.0299	53.8936
5	, ,	A. Canacho-López Mateos	110	2.0830	50.8637
6	, ,	López Mateos-Calles	102	1.9315	48.7807
7	, ,	Calles-A. Ruiz Cortines	152	2.8784	46.8492
8	, ,	A. R. Cortines-Alvaro Obregón	<u>107</u> 1067	2.0262	43.9708

Tubo II

Tramo	Ubicación		Long.	Gasto	
	Calle	Entre		Parcial	Acumulado
1	Alvaro Obregón	Melchor Ocampo-Nicol. Bravo	57	1.0794	26.3598
2	, ,	Nicolás Bravo-Aldama	95	1.7990	25.2804
3	, ,	Aldama-Matamoros	82	1.5528	23.4814
4	, ,	Matamoros-Zacatecas	78	1.4771	21.9286
5	, ,	Zacatecas-Jalisco	84	1.5907	20.4515
6	Jalisco	A. Obregón-Dámaso Reyes	66	1.2877	18.8608
7	, ,	Dámaso Reyes-Ferrocarril	20	0.3787	17.5731
8	Ferrocarril	Jalisco-zacatecas	90	1.7043	17.1944
9	, ,	Zacatecas-Matamoros	82	1.5528	15.4901
10	, ,	Matamoros-Aldama	75	1.4202	13.9373
11	, ,	Aldama-Nicolás Bravo	86	1.6285	12.5171
12	, ,	N. Bravo-Melchor Ocampo	57	1.0794	10.8886
13	, ,	M. Ocampo-Morelos	40	0.7575	9.8092
14	, ,	Morelos-Aguiles Serdán	46	0.8711	9.0517
15	Aguiles Serdán	Ferrocarril-Guanajuato	43	0.8143	8.1806
16	Guanajuato	Aguiles Serdán-Degollado	47	0.8900	7.3663
17	, ,	Degollado-20 de Noviembre	78	1.4771	6.4763
18	, ,	20 de Nov.-V. Carranza	74	1.4013	4.9992
19	, ,	V. Carranza-M. Escobedo	88	1.6664	3.5979
20	, ,	Manuel Escobedo-Mérida	<u>102</u>	1.9315	1.9315
			<u>1392</u>		

Tubo III

Tramo	Ubicación		Long.	Gasto	
	Calle	Entre		Parcial	Acumulado
1	Alvaro Obregón	Melchor Ocampo-Morelos	48	0.9090	15.5848
2	, ,	Morelos-Aguiles Serdán	46	0.8711	14.6758
3	, ,	Aguiles Serdán-Degollado	45	0.8711	13.8047
4	, ,	Degollado-20 de Noviembre	45	0.8521	12.9336
5	, ,	20 de Nov.-V. Carranza	82	1.5528	12.0815
6	Venustiano Carranza	A. Obregón-Dámaso Reyes	98	1.8558	10.5287



7	Dámaso Reyes	Venustiano Carr.-M.Escobedo	137	2.59.43	8.6729
8	, ,	Manuel Escobedo-Mérida	118	2.2345	6.0786
9	Mérida	Dámaso Reyes-D. Gutierrez	128	2.4239	3.8441
10	, ,	D. Gutierrez-Guanajuato	<u>75</u>	1.4202	1.4202
			823		

$$Q \text{ máx} = 62.15 \text{ lts/seg}$$

$$\text{Longitud Total} = 3,282 \text{ mts}$$

$$q \text{ u} = \frac{Q \text{ máx}}{\text{Long Total}} = \frac{62.15 \text{ lts/seg}}{3,282} = 0.01893 \text{ lts/seg} \cdot \text{mts.}$$

Tabo I

Tramo	L	Q	A	Fer. Ec.	D	F. E.	P.Cot.	Ter	Disp
1	250	186.46	1428.242	2.063	18"	0.70	51.30	33.95	17.35
2	110	179.59	620.612	0.896	16"	0.48	50.82	34.20	16.62
3	108	175.893	<u>605.893</u> 2654.747	0.875	16"	0.46	50.36	33.15	17.21

Tabo II

Tramo	L	Q	A	A 1.2	P. Ec.	D	F. Ef.	P	Ter	Disp
1	85	45.55	333.563	952.134	1.117	12"	0.11	50.25	33.60	16.65
2	43	43.22	150.903	411.563	0.555	10"	0.12	50.13	33.25	16.88
3	126	42.03	438.084	1478.660	1.612	8"	1.04	49.09	33.86	15.23
4	82	38.57	277.054	853.250	1.019	8"	0.58	48.51	33.95	14.56
5	51	36.32	268.246	820.806	0.987	8"	0.53	47.98	33.06	14.92
6	96	34.09	311.277	981.242	1.145	8"	0.56	47.42	33.52	13.90
7	114	31.46	359.880	1167.856	1.324	8"	0.62	46.80	33.80	13.00
8	96	28.32	292.619	911.093	1.076	6"	1.51	45.29	31.98	13.31
9	59	25.69	203.597	589.555	0.749	6"	1.00	44.29	30.85	13.44
10	112	23.79	320.119	1022.397	1.185	6"	1.32	42.97	29.50	13.47
11	67	20.71	183.493	522.110	0.677	6"	0.66	42.31	28.96	13.35
12	83	18.87	200.971	650.433	0.813	6"	0.70	41.61	28.20	13.41
13	108	16.59	267.796	819.154	0.985	6"	0.69	40.92	27.15	13.77
14	85	13.71	203.734	590.033	0.749	6"	0.41	40.51	26.20	14.31
15	127	11.38	285.661	885.159	1.051	6"	0.52	39.99	25.10	14.89
16	70	7.88	139.226	373.876	0.512	4"	0.92	39.07	24.78	14.29
17	105	5.96	190.373	543.908	0.700	4"	0.75	38.32	24.65	13.67
18	60	3.08	87.297	213.404	0.321	3"	0.55	37.77	24.10	13.67
19	52	1.43	<u>58.584</u> 4515.046	<u>132.233</u> 13918.866	0.216	3"	0.12	37.65	23.75	13.90

Tubo III

Tramo	L	Q	A	A 1.2	P. Ec.	D	P. Ef.	P	Ter	Disp
1	68	128.050	342.743	1101.440	0.469	16"	0.17	50.19	16.34	33.85
2	80	126.18	401.255	1330.774	0.549	16"	0.20	49.99	32.50	17.49
3	176	123.99	378.974	1242.599	0.518	16"	0.17	49.82	31.75	18.07
4	70	119.15	344.453	1108.040	0.471	16"	0.16	49.66	32.65	17.01
5	38	117.23	185.978	528.878	0.254	16"	0.07	49.59	32.10	17.49
6	80	116.18	390.362	1287.539	0.534	14"	0.32	49.27	31.20	18.07
7	48	113.99	242.433	226.960	0.332	14"	0.18	49.09	29.76	14.33
8	50	112.67	241.494	723.581	0.330	14"	0.19	48.90	28.18	20.72
9	107	111.29	514.678	1794.085	0.704	14"	0.40	48.50	27.84	20.66
10	65	108.35	309.877	975.950	0.424	14"	0.25	48.25	28.87	19.38
11	82	106.57	388.769	1281.240	0.532	14"	0.30	47.95	30.90	17.05
12	69	104.32	324.817	1032.680	0.444	14"	0.23	47.72	30.25	12.47
13	127	102.42	594.199	2131.662	0.813	14"	0.40	47.32	28.92	18.40
14	82	98.93	379.248	1243.678	0.519	14"	0.24	47.08	27.85	19.23
15	108	96.68	500.271	1133.989	0.684	14"	0.20	46.88	27.50	19.38
16	138	93.68	626.751	1292.551	0.857	14"	0.35	46.53	27.42	19.11
17	64	89.89	286.693	888.997	0.392	14"	0.16	46.37	27.16	19.21
18	55	88.13	244.758	735.334	0.334	14"	0.14	46.23	27.05	19.18
19	59	86.62	261.051	794.456	0.357	14"	0.13	46.10	26.97	19.13
20	67	85.00	294.588	918.454	0.403	14"	0.15	45.95	26.20	19.75
21	73	83.16	318.636	1009.144	0.436	14"	0.16	45.79	27.65	18.14
22	91	81.16	<u>393.993</u> 966.021	<u>1301.927</u> 2616.958	0.539	14"	0.18	45.61	29.10	16.51

Tubo IV

Tramo	L	Q	A	A 1.2	P. Ec.	D	P. Ef.	P	Ter	Disp
1	64	38.74	216.554	634.863	0.695	12"	0.07	45.54	30.06	15.48
2	69	36.98	229.882	682.033	0.737	12"	0.06	45.48	30.15	15.36
3	81	35.08	265.158	809.480	0.850	12"	0.07	45.41	32.80	12.61
4	69	32.86	221.06	650.558	0.709	12"	0.05	45.36	34.35	11.01

5	75	30.95	235.502	702.092	0.755	12"	0.04	45.32	35.76	9.56
6	66	28.90	202.540	585.884	0.650	12"	0.03	45.29	35.02	10.27
7	44	27.09	132.147	350.967	0.424	10"	0.06	45.23	33.78	11.45
8	135	25.88	399.321	1323.080	1.281	8"	0.52	44.71	30.92	13.79
9	109	22.17	300.588	940.951	0.964	6"	1.20	43.51	29.45	14.26
10	106	19.23	283.987	878.939	0.911	6"	0.94	42.57	29.87	12.70
11	71	16.32	180.094	508.860	0.578	6"	0.45	42.12	28.85	13.27
12	75	14.37	182.339	516.483	0.585	6"	0.40	41.72	28.30	13.42
13	91	12.31	210.117	612.284	0.674	6"	0.36	41.30	27.86	13.50
14	73	9.81	156.271	429.295	0.501	4"	1.30	40.96	26.90	13.16
15	82	7.80	162.622	450.209	0.522	4"	0.90	39.16	25.97	13.19
16	118	5.55	208.920	608.101	0.670	4"	0.75	38.41	25.05	13.36
17	84	2.31	<u>111.041</u> 3598.089	<u>284.826</u> 10958.795	0.356	3"	0.48	37.93	23.75	14.18

Exo V

Traco	L	Q	A	A 1.2	F. E.	D	P. Ef.	F	Ter	Disp
1	50	39.92	170.874	477.793	0.529	12"	0.06	45.55	29.72	15.83
2	75	38.54	253.337	765.369	0.784	12"	0.04	45.51	31.98	13.53
3	78	36.48	258.69	785.842	0.801	12"	0.08	45.43	33.85	11.58
4	71	34.34	230.777	685.22	0.714	10"	0.14	45.29	34.90	10.39
5	70	32.39	223.135	658.085	0.691	10"	0.12	45.17	35.00	10.17
6	62	30.47	193.649	555.161	0.599	8"	0.32	44.85	32.95	11.90
7	87	28.76	236.552	814.589	0.825	8"	0.36	44.49	31.46	13.03
8	104	26.37	309.554	974.729	0.958	8"	0.40	44.09	29.96	14.13
9	70	23.52	200.55	579.019	0.21	6"	0.85	43.24	29.00	14.24
10	71	21.59	197.701	569.129	0.611	6"	0.80	42.44	28.55	13.89
11	80	19.64	215.843	632.36	0.668	6"	0.70	41.74	27.80	13.94
12	72	17.45	186.752	531.517	0.578	6"	0.48	41.26	27.65	13.61
13	74	15.47	184.386	523.449	0.571	6"	0.42	40.84	27.15	13.69
14	65	13.42	154.504	423.376	0.478	6"	0.28	40.56	26.48	14.08
15	103	11.65	233.496	694.92	0.723	6"	0.36	40.20	25.10	15.10

16	80	8,82	165,29	459,087	0,512	4"	1,07	39,13	24,25	14,88
17	92	6,62	172,746	484,048	0,535	4"	0,82	38,31	24,10	14,21
18	74	4,09	118,342	307,445	0,366	3"	1,00	37,31	23,95	13,36
19	75	2,06	<u>95,42</u>	<u>237,476</u>	0,295	3"	0,29	37,02	23,75	13,27
			3831,618	11150,614						

RED PRINCIPAL COMPLEMENTARIA

Tubo I

Tramo	I	Q	A	P. E.	D	P. Ef.	P	Ter	Disp
1	245	62,15	970,465	0,669	18"	0,09	42,91	25,86	17,05
2	81	57,51	424,594	0,293	16"	0,04	42,87	25,60	17,27
3	110	55,98	420,795	0,29	16"	0,05	42,82	25,65	17,17
4	160	53,89	604,687	0,417	16"	0,07	42,75	24,02	18,73
5	110	50,86	407,554	0,281	16"	0,04	42,71	24,06	18,65
6	102	48,78	372,690	0,257	16"	0,04	42,67	25,90	16,77
7	152	46,85	547,957	0,378	16"	0,05	42,62	30,02	12,60
8	107	43,97	<u>377,576</u>	0,26	16"	0,03	42,59	31,20	11,39
			4126,318						

Tubo II

Tramo	I	Q	A	A 1.2	P.E.	D	P. Ef.	P	Ter	Disp
1	57	26,36	169,638	473,618	0,283	14"	0,01	42,58	31,18	11,40
2	95	25,28	278,815	859,764	0,464	14"	0,02	42,56	31,30	11,26
3	82	23,48	234,808	690,69	0,391	14"	0,02	42,54	29,80	12,74
4	78	21,93	218,327	641,105	0,364	14"	0,01	42,53	28,90	14,03
5	84	20,45	229,708	681,416	0,383	14"	0,01	42,52	26,88	15,64
6	66	18,86	181,005	511,95	0,301	14"	0,01	42,51	27,42	15,09
7	80	17,57	51,994	114,589	0,087	12"	0,00	42,51	27,65	14,86
8	90	17,19	232,274	690,560	0,387	12"	0,02	42,49	29,18	13,31
9	82	15,49	204,408	592,376	0,34	12"	0,02	42,47	31,15	11,32
10	75	13,94	180,502	510,245	0,301	12"	0,01	42,46	33,05	9,41

11	66	12,52	199,895	576,223	0,333	12"	0,01	42,45	33,16	9,29
12	57	10,89	125,343	332,553	0,21	12"	0,00	42,45	33,12	9,33
13	40	9,81	85,428	208,516	0,143	10"	0,01	42,44	32,80	9,64
14	46	9,25	95,861	238,764	0,16	10"	0,01	42,43	32,35	10,08
15	43	8,18	86,64	211,477	0,144	8"	0,02	42,41	32,42	9,99
16	47	7,37	91,455	225,686	0,152	6"	0,08	42,33	31,90	10,43
17	72	6,48	145,418	303,68	0,242	4"	0,62	41,71	30,55	11,16
18	74	5,00	126,538	333,17	0,211	4"	0,40	41,31	29,75	11,56
19	88	3,60	134,87	359,667	0,225	4"	0,25	41,06	29,05	12,01
20	102	1,93	<u>126,995</u>	<u>334,613</u>	0,212	3"	0,40	40,66	28,30	12,36
			3200,932	8989,382						

### Dato III

Grano	L	Q	A	V. 1,2	P.E.	D	P. Ef	P	Per	Disp
1	48	15,58	119,885	312,26	0,315	14"	0,00	42,59	31,20	11,39
2	46	14,68	112,633	289,734	0,296	12"	0,01	42,58	31,25	11,33
3	46	13,80	110,386	282,658	0,29	10"	0,02	42,56	31,80	10,76
4	45	12,93	105,62	258,222	0,277	8"	0,05	42,51	31,50	11,01
5	82	12,08	188,149	536,295	0,494	6"	0,31	42,20	31,75	10,55
6	98	10,53	214,801	628,699	0,564	6"	0,30	41,90	30,20	11,70
7	137	8,67	281,445	869,505	0,739	6"	0,29	41,61	30,12	11,49
8	118	6,08	215,359	630,696	0,566	4"	0,90	40,71	29,85	10,86
9	128	3,84	270,441	578,608	0,527	4"	0,43	40,28	28,90	11,38
10	75	1,42	<u>84,299</u>	<u>204,639</u>	0,221	3"	0,16	40,12	28,30	11,82
			1632,978	4061,316						

RED PRINCIPAL

Tramo I

Costo por Perder

$$R1 = (A^{1,1} IV + A^{1,1} V)^{5/6} = (10,968 + 11,159.614)^{5/6}$$

$$R1 = 4,176; 301$$

$$R_2 = (A_I^{1.2} + A_{II}^{1.2} + A_{III}^{1.2})^{5/6} = (22,128.409 + 26,162.958 + 13,916.866)^{5/6} = 9,882.910$$

$$\begin{aligned} \text{Carga por Ferder Tubo I} &= \text{Cot T. Reg} - (\text{Cot P.E.} + 10) \\ &= 52.00 - (23.75 + 10) = 18.25 \end{aligned}$$

$$P. \text{ Económica} = \frac{A_{\text{tramo 1}} \times \text{Carga por perder I}}{\sum A_{\text{tubo 1}} + R_1}$$

$$\begin{aligned} \text{Carga por Ferder Tubo II} &= \text{Cot Piez. Tramo 1 Tubo II} - (\text{Cot P.E.} + 10) \\ &= 50.36 - (23.75 + 10) = 16.61 \text{ m} \end{aligned}$$

$$P. \text{ Económica} = \frac{A_{\text{tramo}} \times \text{Carga por perder II}}{\sum A_{\text{tubo II}}}$$

$$\text{Carga por Ferder Tubo III} = \text{Carga por perder Tubo II}$$

$$P. \text{ Económica} = \frac{A_{\text{tramo}} \times \text{Carga por perder III}}{\sum A_{\text{tubo III}} + R_1}$$

$$\begin{aligned} \text{Carga por Ferder Tubo IV} &= \text{Cot Piez. Tramo 1 Tubo IV} - (\text{Cot P.E.} + 10) \\ &= 45.61 - (23.75 + 10) = 11.86 \text{ m} \end{aligned}$$

$$P. \text{ Económica} = \frac{A_{\text{tramo}} \times \text{Carga por perder IV}}{\sum A_{\text{tubo IV}}}$$

$$\text{Carga por Ferder Tubo V} = \text{Carga por perder Tubo IV}$$

$$P. \text{ Económica} = \frac{A_{\text{tramo}} \times \text{Carga por perder V}}{\sum A_{\text{tubo V}}}$$

RED PRINCIPAL COMPLEMENTARIA

$$\begin{aligned} \text{Carga por Perder Tubo I} &= \text{Cot T. Reg.} - (\text{Cot P.E.} + 10) \\ &= 43.00 - (28.30 + 10) = 4.70 \text{ m} \end{aligned}$$

$$R_1 = (A_{II}^{1.2} + A_{III}^{1.2})^{5/6} = (8,989.382 + 4,061.366)^{5/6} = 2,689.651$$

$$P. \text{ Económica} = \frac{A_{\text{tramo}} \times \text{Carga por perder I}}{\Sigma A_{\text{tubo I}} + R_1}$$

$$\begin{aligned} \text{Carga por Perder Tubo II} &= \text{Cot Tramo 1 Tubo II} - (\text{Cot P.E.} + 10) \\ &= 42.52 - (28.30 + 10) = 4.29 \text{ m} \end{aligned}$$

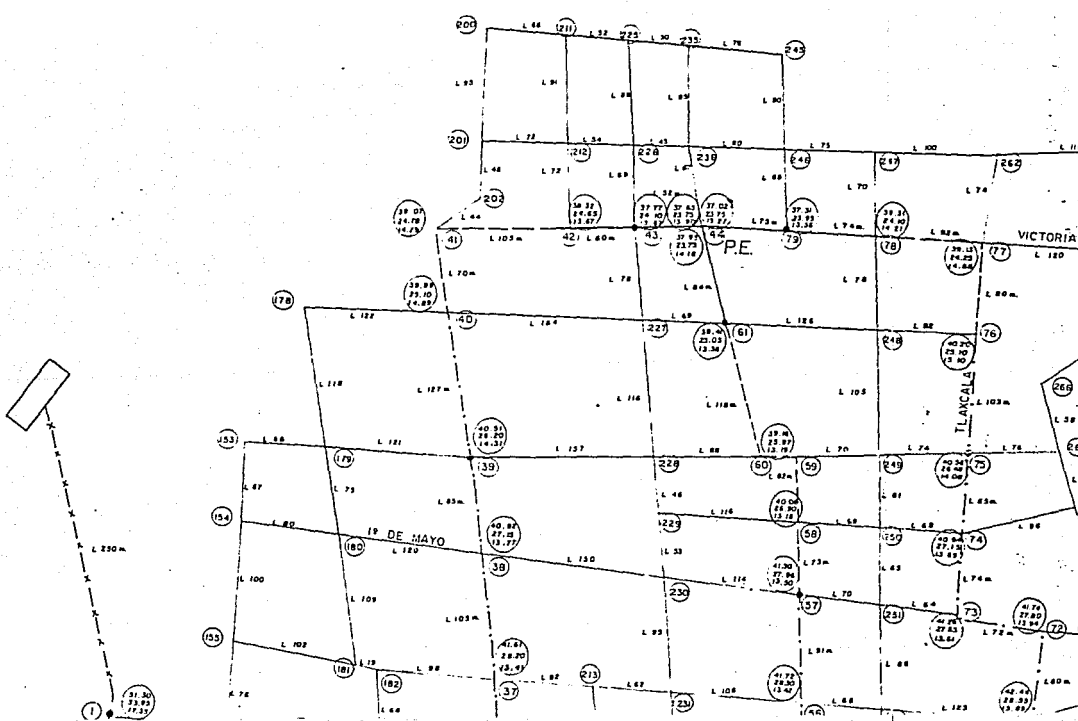
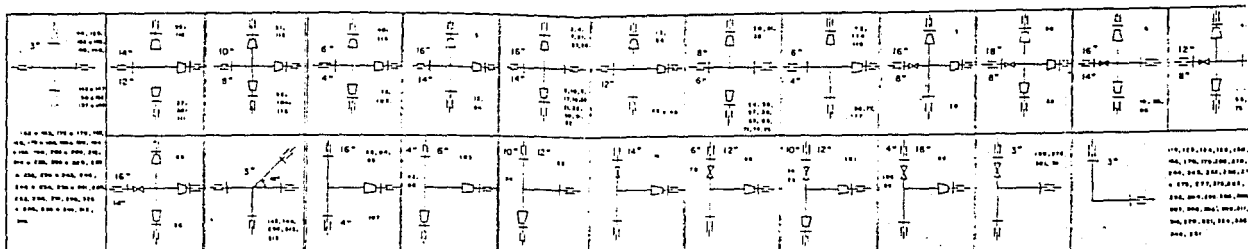
$$P. \text{ Económica} = \frac{A_{\text{tramo}} \times \text{Carga por Perder II}}{\Sigma A_{\text{tubo II}}}$$

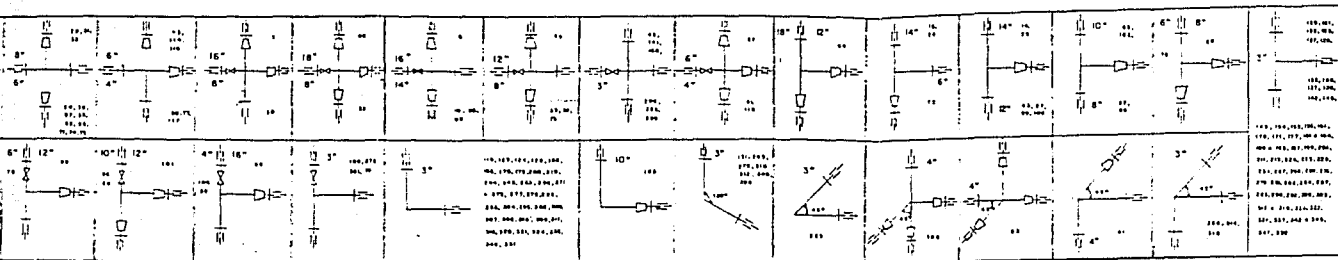
$$\text{Carga por Perder Tubo III} = \text{Carga por Perder Tubo II}$$

$$P. \text{ Económica} = \frac{A_{\text{tramo}} \times \text{Carga por Perder III}}{\Sigma A_{\text{tubo III}}}$$

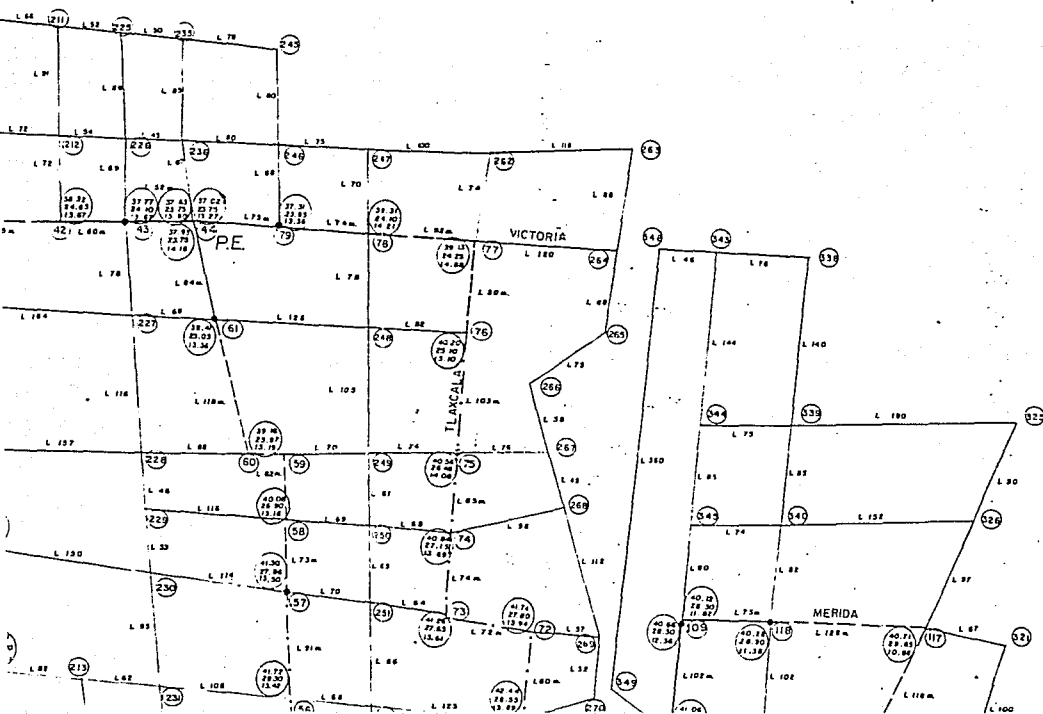


# CRUCEROS

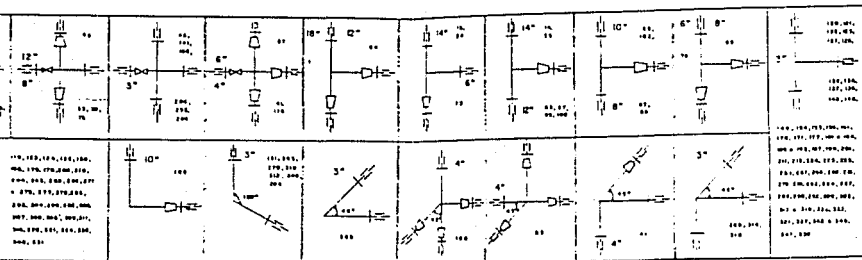




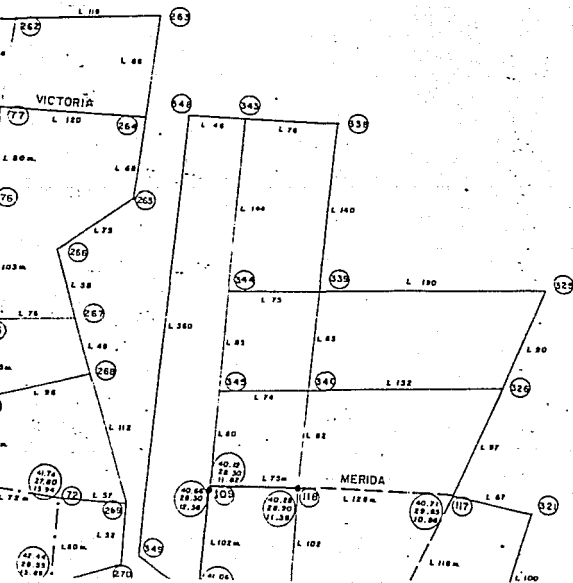
POBLACION FUT  
 POBLACION ACT  
 PERIODO DE DIS  
 C.V.H. 1.5  
 GASTO MEDIO  
 G.M.D.M. 186.4



NOMENCLATURA  
 ●, ∇ VALVULA  
 — JUNTA G  
 — EXTREMADA



POBLACION FUTURA 41,307 hb  
 POBLACION ACTUAL 23,785hb  
 PERIODO DE DISEÑO 20 años  
 C.V.H. 1.5 C.V.D. 1.3  
 GASTO MEDIO 95.62 lts/seg  
 G.M.D.M.D. 186.46 lts/seg

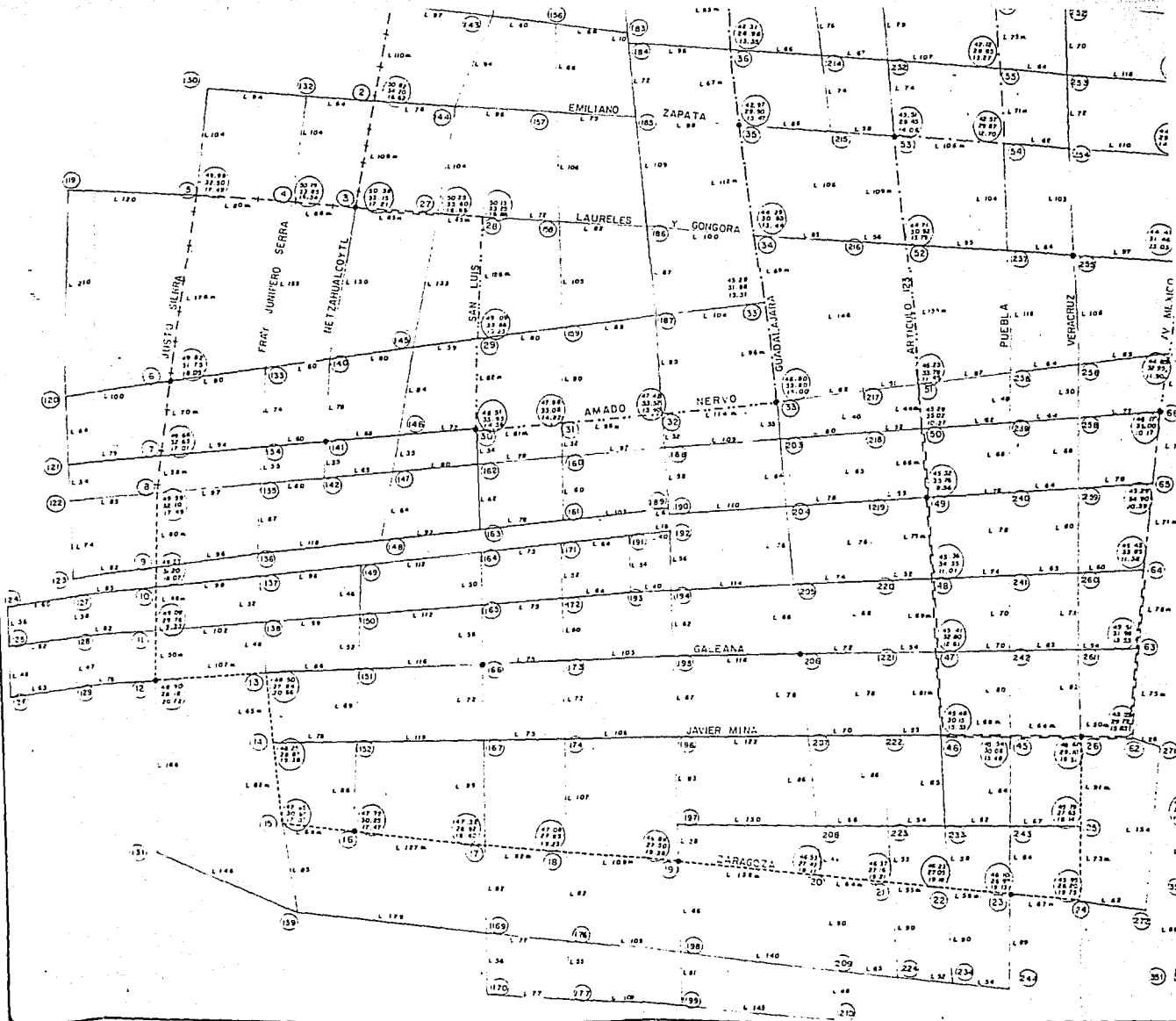


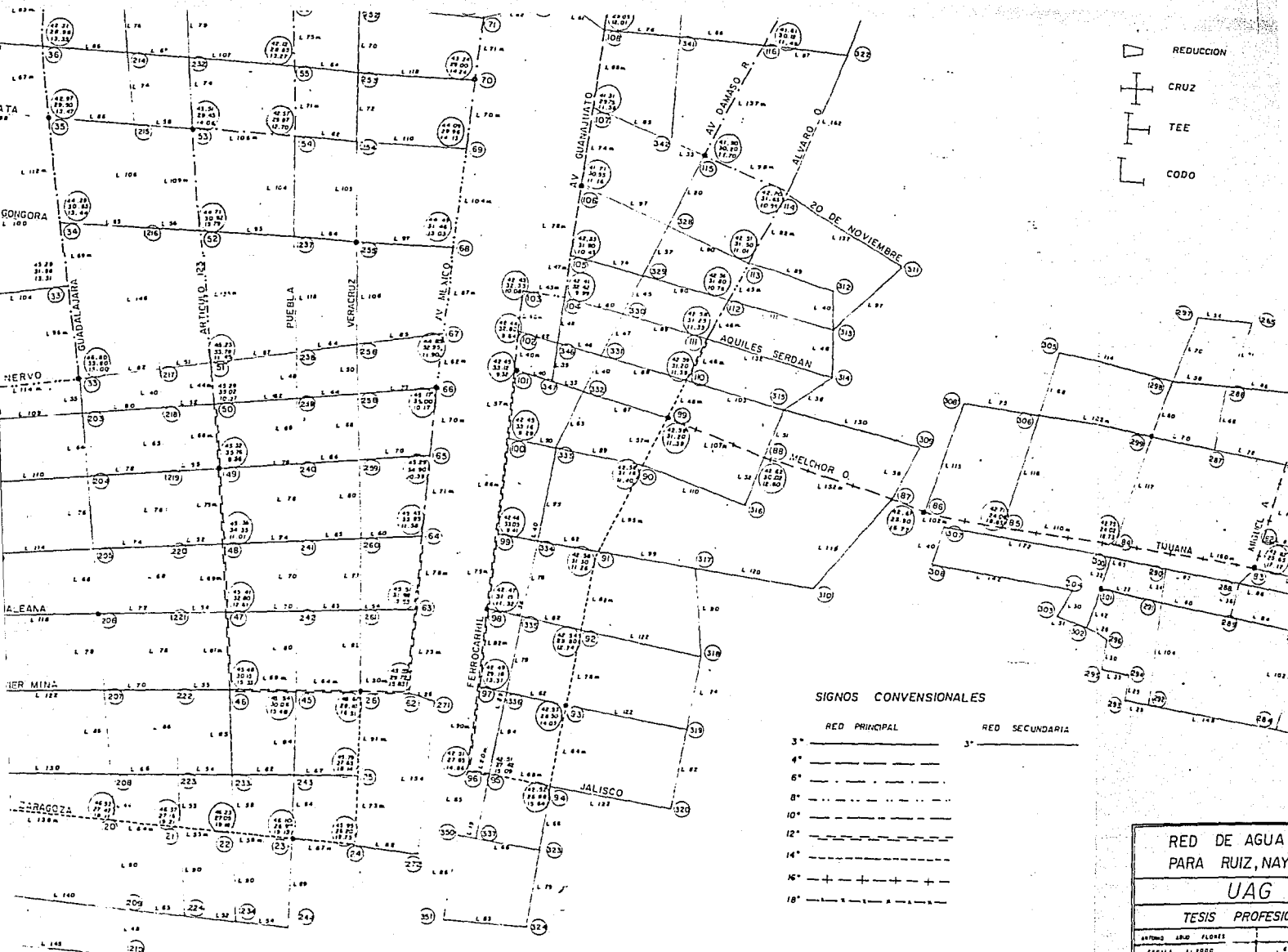
NOMENCLATURA

• ⊗ VALVULA

— | — JUNTA G

— | — EXTREMIDAD





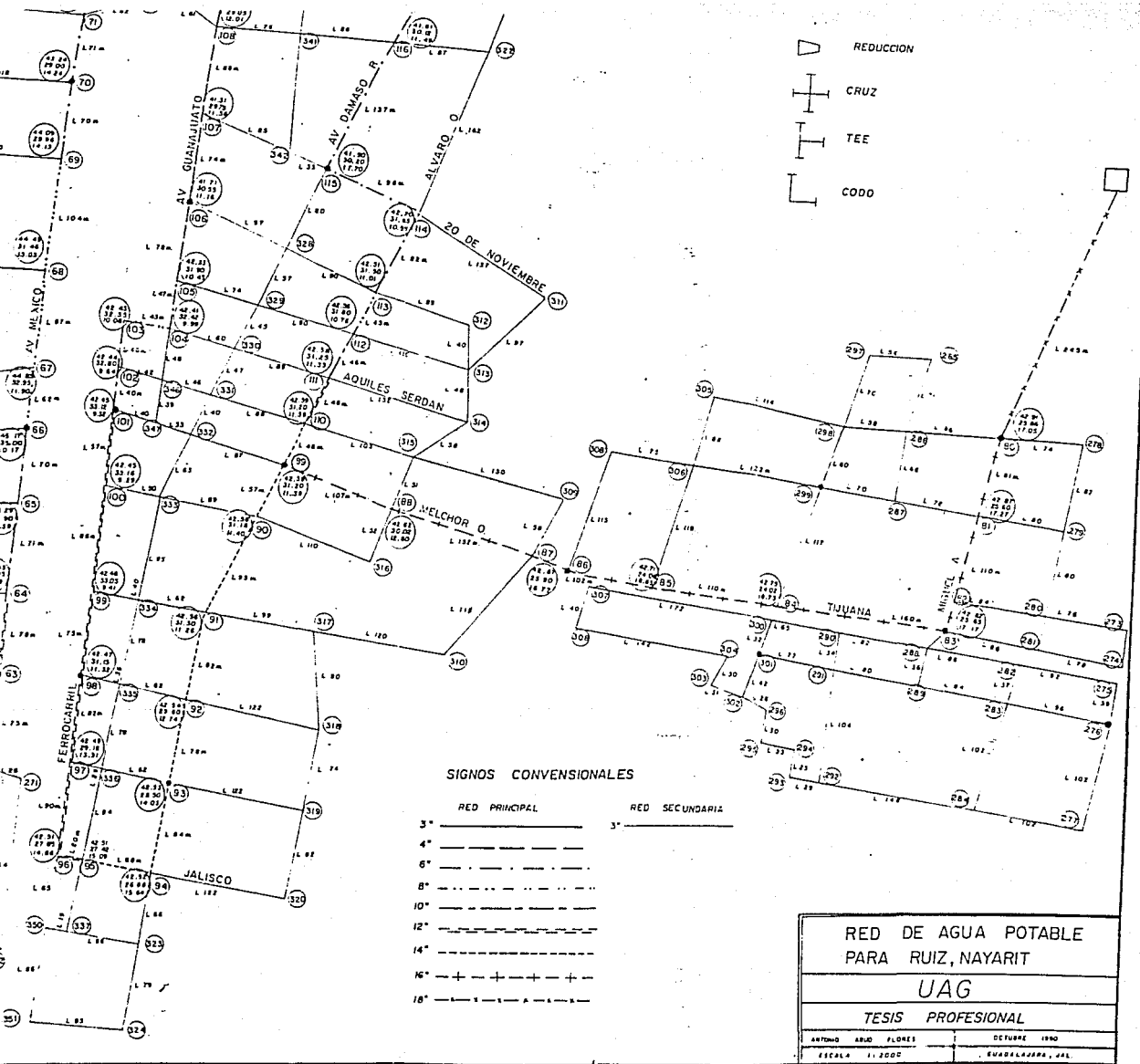
- ▷ REDUCCION
- ⊕ CRUZ
- T TEE
- └ CODO

SIGNOS CONVENCIONALES

RED PRINCIPAL	RED SECUNDARIA
3" ————	3" ————
4" - - - -	
6" - - - -	
8" - - - -	
10" - - - -	
12" - - - -	
14" - - - -	
16" - - - -	
18" - - - -	

RED DE AGUA  
PARA RUIZ, NAYARIT  
**UAG**  
TESIS PROFESIONAL

ANTONIO LEO FLORES  
ESCALA 1:2000



- ▷ REDUCCION
- ⊕ CRUZ
- ⊥ TEE
- └ CODO

SIGNOS CONVENCIONALES

- | RED PRINCIPAL | RED SECUNDARIA |
|---------------|----------------|
| 3" —————      | 3" - - - - -   |
| 4" —————      | 4" - - - - -   |
| 6" —————      | 6" - - - - -   |
| 8" —————      | 8" - - - - -   |
| 10" —————     | 10" - - - - -  |
| 12" —————     | 12" - - - - -  |
| 14" —————     | 14" - - - - -  |
| 16" —————     | 16" - - - - -  |
| 18" —————     | 18" - - - - -  |

RED DE AGUA POTABLE PARA RUIZ, NAYARIT	
UAG	
TESIS PROFESIONAL	
ANTONIO ABEL FLORES	OCTUBRE 1960
ESCALA 1:2000	GUADALAJARA, JAL.

VIII.4.- PLANO DE LA RED

### VII.5.- Cantidades de Obra

Uno de los aspectos que requiere mayor inversión de tiempo en el proyecto es la estimación de cantidades de obra, tanto para el cálculo del costo del proyecto, como para la formación de estimaciones de obra ejecutada.

La estimación de cantidades de obra, se realiza basicamente en el gabinete de acuerdo con los datos necesarios obtenidos en el campo.

#### Línea de Conducción

CONCEPTO	UNIDAD	CANTIDAD
1.- Bomba Sumergible de 270 HP	pza.	2
2.- Válvula de Compuerta de 10".	pza	3
3.- Tubería de Asbesto- Cemento de 10" de diámetro, tipo A-7.	ml	530
4.- Material tipo II removido (0.60) (1) (530)	m <sup>3</sup>	480
5.- Riples de 10" para realizar la unión de tuberías.	pza	90
6.- Medidores de presión.	pza	4
7.- Bomba Sumergible de 60 HP	pza	2
8.- Válvula de Compuerta de 8".	pza	2
9.- Tubería de Asbesto- Cemento de 8" de diámetro, tipo A-7	ml	260
10.-Material tipo II removido (0.60) (1) (260)	m <sup>3</sup>	156
11.- Riples de 8" para realizar		



la unión de tubería.	pza	45
12.- Cama de arena para colocar la tubería. (6.10)(0.60)(790)	m <sup>3</sup>	95
13.- Caseta para protección de las bombas.	pza	2

Tanque de Almacenamiento

CONCEPTO	UNIDAD	CANTIDAD
1.- Piedra braza para construcción de los muros de los tanques. $\frac{(1.5+0.4)(3.35)(480)}{2}$ + (20)(0.55)(3.45)(2)	m <sup>3</sup>	1610
2.- Cemento Gris para el mortero que se utilizara para colocar la piedra braza. (170)(50)(4)	Ton.	34
3.- Arena de río para mortero (1:3) 0.3m <sup>3</sup> /ml (480m)	m <sup>3</sup>	144
4.- Concreto f'c= 150 para losa del tanque. (0.15)(20) <sup>2</sup> (4)	m <sup>3</sup>	240
5.- Ladrillo de lama para bodega. 120pza/m <sup>2</sup> (60x20 + (20) <sup>2</sup> )	millar	200
6.- Mortero de Cemento- arena de río proporción 1:3 para enjarres. (0.3)(3.4x480) + (0.02)(60x20)	m <sup>3</sup>	80

7.- Agua para mortero (0.2m <sup>3</sup> /saco) (250)(4)	m <sup>3</sup>	200
8.- Tubería de FoFo de 4" de diámetro para respiradero 2.5m/tanque(4)	mt	10
9.- Malla de alambre para en- jarres de techos cuadrícula de 1", calibre 16. (80x20)	ml	1600
10.- Codos de FoFo de 45 ( 2x4 )	pza	8
11.- Marco con ángulos de 2" para apoyar la tapa.	pza	4
12.- Grapa de acero con 3" de diámetro.	mt.	12
13.- Tapa de acero para comuni- car el tanque con el exterior	pza	4
14.- Vigas de acero con sección IPR 10"x68lb/ft (19x4)(20)(101kg/ml)	Ton	780
15.- Hormigón de arena amari- lla con cal y jel.(1:4:6) (0.15)(80x20)	m <sup>3</sup>	240
16.- Firme de Cemento, de are- na de río y cemento gris. (0.05)(80x20)	m <sup>3</sup>	32
17.- Tubería de 18" diámetro pa- ra demasias y limpieza del tanque; y salida del agua.	mt	65
18.- Válvulas de Compuerta de FoFo bridada.		
a) $\varnothing$ De 8"	pza	1
b) $\varnothing$ de 10"	pza	3
c) $\varnothing$ de 18"	pza	4

Plan de Distribución

CONCEPTO	UNIDAD	CANTIDAD
1.- Tubería Asbesto-Cemento tipo A-7 con los siguientes $\phi$ :		
a) $\phi$ de 3" 350+180+ 38230	ml	38760
b) $\phi$ de 4" 630+ 490	ml	1120
c) $\phi$ de 6" 1740+390	ml	2110
d) $\phi$ de 8" 900+90	ml	1000
e) $\phi$ de 10" 240+ 140	ml	380
f) $\phi$ de 12" 730+460	ml	1200
g) $\phi$ de 14" 1380+520	ml	1900
h) $\phi$ de 16" 550+830	ml	1380
i) $\phi$ de 18" 250+245	ml	500
2.- Válvula de Compuerta de Forro bridada.		
a) $\phi$ de 3"	pza	10
b) $\phi$ de 4"	pza	4
c) $\phi$ de 6"	pza	2
d) $\phi$ de 8"	pza	5
e) $\phi$ de 10"	pza	2
f) $\phi$ de 12"	pza	3
g) $\phi$ de 14"	pza	5
h) $\phi$ de 16"	pza	4
i) $\phi$ de 18"	pza	2

3.- Codos de FoFo con los siguientes ángulos:		
a) de 90°	pza	42
b) de 45°	pza	12
c) de 120°	pza	10
4.- Juntas Giboult tanto para rei principal como secundaria 4(205) + 3(106) + (100)	pza	1230
5.- Tapas de acero calibre 10 con su marco apropiado de ángulo de 1".	pza	37
6.- Niples para unir la tubería principal y secundaria	pza	6850
7.- Extremidades en la red principal y secundaria.	pza	1230
8.- Tees de FoFo bridada con los siguientes diámetros:		
a) $\phi$ de 3"	pza	72
b) $\phi$ de 4"	"	4
c) $\phi$ de 6"	"	4
d) $\phi$ de 8"	"	3
e) $\phi$ de 10"	"	5
f) $\phi$ de 12"	"	8
g) $\phi$ de 14"	"	5
h) $\phi$ de 16"	"	4
i) $\phi$ de 18"	"	1
9.- Cruz de FoFo bridada con los siguientes diámetros:		
a) $\phi$ de 3"	pza	125
b) $\phi$ de 4"	"	9
c) $\phi$ de 6"	"	16
d) $\phi$ de 8"	"	19
e) $\phi$ de 10"	"	2

f) $\phi$ de 12"	"	8
g) $\phi$ de 14"	"	16
h) $\phi$ de 16"	"	9
i) $\phi$ de 18"	"	1
10.- Reducción de :		
a) 18" a 16"	pza	2
b) 16" a 14"	pza	9
c) 14" a 12"	"	6
d) 12" a 10"	"	9
e) 10" a 8"	"	4
f) 8" a 6"	"	6
h) 6" a 4"	"	9
i) 4" a 3"	"	20
j) 18" a 3"	"	3
k) 16" a 3"	"	7
l) 14" a 3"	"	37
m) 12" a 3"	"	15
n) 10" a 3"	"	9
ñ) 8" a 3"	"	24
o) 6" a 3"	"	30
p) 16" a 12"	"	1
11.- Tornillos de acero de los siguientes dimensiones:		
a) 7/8 de $\phi$ x 31/2"	pza	2640
b) 3/4 de $\phi$ x 3"	"	3600
c) 5/8 de $\phi$ x 2 1/2"	"	1800
12.- Excavación en material tipo II y III con pala mecánica (1.0)(1.5)(10500)	m3	61626
13.- Cama de arena amarilla para colocar la tubería	m3	3058
14.- Relleno y compactado a mano el relleno se realiza con el	m3	9884

mismo material producto de la excavación. (1)(1.4)(2500) + (0.8)(1.4)(5700)		-
15.- Relleno y compactado con e- quipo. (1)(1.4)(8000) + (0.8)(1.4)(32530)	m <sup>3</sup>	47634
16.-Cajas para protección de las válvulas con los siguientes di- mensión (1.80x1.60)(1.40)		
a) Tabique rojo 900pza/caja(37)	millar	340
b) Cemento gris 300kg/caja(37)	Ton	11.5
c) Arena de río	Ton	
	m <sup>3</sup>	44.5
d) Agua	m <sup>3</sup>	3.8

## CONCLUSIONES

Podemos concluir que los puntos básicos para el diseño de una red de agua potable de una población son: 1.- Hacer un estudio socioeconómico del lugar; 2.- obtener la dotación específica de la zona; y 3.- obtener la población de proyecto, esta se determina mediante los censos de población.

Para calcular los diámetros de las tuberías y las pérdidas efectivas, se observó la gran ayuda que son las computadoras para cálculos repetitivos y para tanteos; ya que sin esta, uno tardaría días para hacer el correcto cálculo de la red.

Los diámetros de las tuberías son grandes en su comienzo, pero al final estos disminuyeron, esto se debió a la pendiente favorable para que el agua llegará a todos los puntos de la red sin necesidad de disminuir las pérdidas por fricción en la tubería consiguiendo esto por medio de diámetros grandes -- sin disminuirlo a lo largo del trayecto.

Para poblaciones pequeñas es una gran ventaja, ya que abarata los costos de la construcción de la red, la captación del agua por medio de pozos profundos, puesto que se evita el proceso de potabilización en su mayoría, por lo tanto se ahorra gran cantidad de dinero; además se agiliza el proceso de abastecimiento, ya que el agua va directo del pozo al usuario.

Finalmente creo que el tiempo que transcurre para elaborar una tesis para algunos nos representa una etapa de transición entre el pasante y el ingeniero civil o cualquier otra profesión.

## BIBLIOGRAFIA

- Apuntes de la clase de "Abastecimiento de Agua Potable".  
Dictados por el Ing. Carlos Trujillo del Río  
Facultad de Ingeniería de la UAG
  
- "Abastecimiento de Agua y Alcantarillado"  
Ernest W. Stell.  
Editorial Gustavo Gili.
  
- "Abastecimiento de Agua y Remoción de Aguas Residuales"  
Fair, Geyer y Okon  
Volumen I  
Editorial Limusa-Tiley S.A.
  
- Ingeniería Sanitaria aplicada a Saneamiento y Salud Pública.  
Francisco Unda Opazo.
  
- Enciclopedia de México  
Impresora y Editora Mexicana  
Volumen 9
  
- INEGI, Instituto Nacional de Estadística Geográfica e Informática  
(Dirección Regional Occidente, Sucursal Guadalajara y Tepic).
  
- Tesis de Abastecimiento de Agua Potable



- Hidradflica

Horence W. King

Chester O. Wisler

James G. Woodbum.

- Presidencia Municipal, Ruiz, Nayarit.

Información Complementaria.

- Oficinas de Catastro de Tepic, Nayarit

Información Complementaria.

- Oficinas de SAFANAY de Tepic, Nayarit

Información Complementaria.

S.R. de C.V.

## TESIS PROFESIONALES

TESINAS • MEMORIAS • INFORMES

8 DE JULIO No. 13

(FRANCA P. MORENO Y MORELOS)

TELS. 14 - 01 - 22 y 13 - 01 - 42

GUADALAJARA, JAL.

PASAMOS SU TESIS  
EN MAQUINA IBM



USAMOS EQUIPOS XEROX Y OFFSET

• TRANSCRIPCIONES • PREPARACION DE BROS  
• PRODUCCION IBM • IMPRESION PROFESIONAL  
• METODOS DE FOMENTO • EMPASTADO

## HELIOGRAFICAS

- COPIAS BOND
- PAPELERIA PARA SU EMPRESA
- REDUCCIONES
- AMPLIFICACIONES