

14  
2ij

87C115

# UNIVERSIDAD AUTONOMA DE GUADALAJARA

INCORPORADA A LA UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO

## ESCUELA DE INGENIERIA



TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN

### "RED DE AGUA POTABLE DE GUASAVITO SINALOA"

**TESIS PROFESIONAL**  
QUE PARA OBTENER EL TITULO DE  
**INGENIERO CIVIL**  
P R E S E N T A  
LUIS FERNANDO MAGALLANES QUIÑONEZ  
GUADALAJARA, JALISCO. 1988



Universidad Nacional  
Autónoma de México



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

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

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

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

## I N D I C E

		Página
<b>CAPITULO 1.</b>	<b>GENERALIDADES.</b>	
1.1.	Generalidades.	2
1.1.1.	Localización Geográfica.	2
1.1.2.	Datos Históricos de la Población.	2
1.1.3.	Estudio Socio-Economico de la Población.	5
1.1.4.	Estudio Topográfico.	6
1.1.5.	Cálculo de la Población Pro-- yector.	10
<b>CAPITULO 11.</b>	<b>FUENTE DE ABASTECIMIENTO.</b>	
2.1.	Características.	15
2.1.2.	Estudio del Sistema Existente	17
2.2.	Fuente de Abastecimiento.	18
2.2.1.	Clasificación de las Aguas.	18
2.2.2.	Procedencia.	19
2.2.3.	Calidad del Agua.	20
2.2.4.	Análisis Químico y Bacterioló gico del Agua de la Fuente de Abastecimiento.	22
<b>CAPITULO 111.</b>	<b>DISEÑO Y CALCULO DE LA RED.</b>	
3.1.	Cálculo de la Cantidad de --- Agua y Factores que la Afec-- tan.	28
3.1.2.	Estimación de las Horas de -- Bombeo.	29
3.1.3.	Cálculo del Tanque de Almacena- miento.	31
3.2.	Especificaciones del Sistema- a Emplear.	39
3.3.	Cálculo de la Tuberfa.	44
3.3.1.	Línea de Conducción del Pozo- al Tanque de Almacenamiento.	50

		Página
<b>CAPITULO IV.</b>	<b>PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO</b>	
4.1.	Procedimiento Constructivo	52
<b>CAPITULO V.</b>	<b>VOLUMENES DE OBRA.</b>	
5.1.	Relación de Piezas Especiales y Tramos de Proyecto.	57
<b>CAPITULO VI.</b>	<b>CONCLUSIONES.</b>	
6.1.	Conclusiones.	61
	<b>BIBLIOGRAFIA.</b>	

## **1.- GENERALIDADES**

## 1.1 GENERALIDADES.

El desarrollo del presente proyecto es el reflejo de la necesidad de dotar a las comunidades rurales de nuestro país de los servicios indispensables, tratándose este de agua potable, para impulsar su desarrollo.

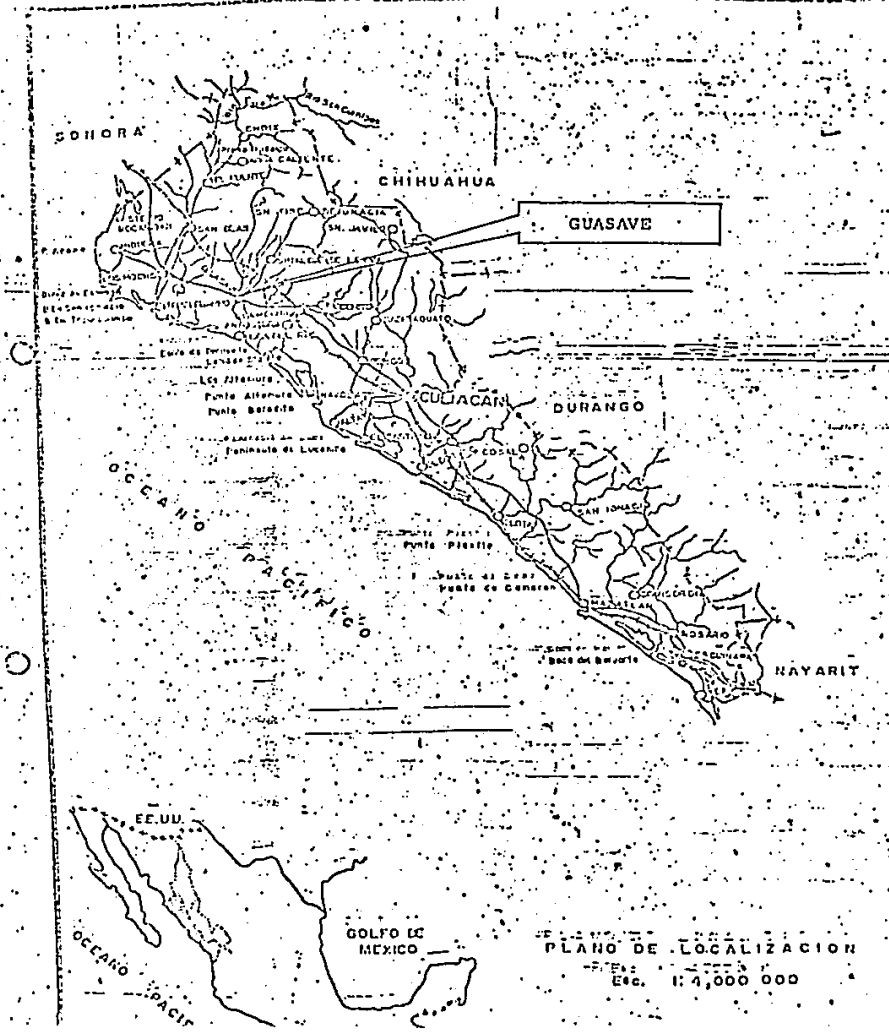
La idea de proporcionar un servicio social a estas comunidades implica el llevar los conocimientos del estudiante en Ingeniería Sanitaria a todos los medios aplicados en forma práctica y adecuándolos al medio ambiente. Este trabajo pone la base para la construcción de la obra mencionada en Guasavito, Sinaloa, población objeto del mismo. A manera de introducción en los siguientes puntos se dan a conocer las condiciones geográficas, físicas, culturales y económicas de la población.

### 1.1.1.- Localización Geográfica.

El poblado de Guasavito, municipio de Guasave -- Estado de Sinaloa, se localiza al Oriente de la Ciudad de Guasave, a 4 kms. por la carretera internacional No. 15 México-Nogales. Su situación geográfica es de: 25° 34' latitud Norte y 108° 26' longitud Oeste, Meridiano de Greenwich, con una altura sobre el nivel del mar de 18 metros.

### 1.1.2.- Datos Históricos de la Población.

Guasavito que en la lengua Cahita significa "entre milpas ó en la labor". No hay fecha exacta de su fundación. Actualmente funciona como comunidad agraria, pues sus pobladores adquirieron estas tierras ejidales y otros, en la necesidad de trasladarse a --



# GUASAVE

SUP. OFICIAL - 2,547 Kms<sup>2</sup>

SUP. CALCULADA - 2,591 Kms<sup>2</sup>

24° 00' N. MAGIT. (1865) - 116.952



78° 00'

GUASAVITO.



### SIGNOS CONVENCIONALES

- CABEERA MUNICIPAL
- SINDICATURA
- CORONA
- FULELO
- CARRETERA TRINVENTADA
- TERROCANTIL
- CAMINO VECINAL
- CAMINOS Y BRCHAS
- LIMITE DE ESTADO
- LIMITE MUNICIPAL
- LIMITE FEDERAL
- LIMITE DE SINDICATURAS
- F U E R A S

TESORERIA OFAL. DEL ESTADO

MEXICA LE CARTELO TECNICO



laborar sus tierras se vieron en la necesidad de residir en esta población para tener un mejor cuidado de sus familias y tierras.

### 1.1.3.- Estudio Socio-Económico de la Población.

Características físicas de la población: el municipio de Guasave esta situado en las tierras bajas -- del valle, predominando en el mismo altitudes entre -- 15 y 20 metros sobre el nivel del mar. Sus viviendas en un 20% son de adobe con piso de tierra y el 80% -- restante son de muros de ladrillo, techo de concreto y piso de cemento. El trazo de sus calles es irregular en cuanto al ancho y dirección.

#### Actividades y Fuentes de Trabajo.

Agricultura: la ocupación agrícola es la más importante ya que cuentan con el sistema de riego por gravedad y cuentan con la suficiente tecnología para obtener mayores rendimientos. Entre los cultivos de mayor volumen de producción se encuentran el frijol y maíz.

Ganadería: una pequeña parte de la población se dedica a esta actividad, estas están representadas -- por el ganado bovino, porcino y caprino. Existe también la dedicación a la cría de aves.

#### Servicios Públicos.

Agua potable: actualmente la población obtiene -- agua de un pozo profundo localizado a 496 metros al -- oeste de la población, del cual se abastecen por medio de pipas. Dicha agua no necesita tratamiento por considerarse de buena calidad, de acuerdo con los -- resultados mostrados en el análisis de esta.

Alcantarillado: no cuenta con este servicio.

Alumbrado: el sistema de alumbrado público y --- energía eléctrica es proporcionado por la C.F.E.

Comunicación: actualmente la población no cuenta con los servicios de correos ni teléfonos.

Por medio de la carretera internacional No. 15 - México-Nogales logra su abastecimiento comercial, al Norte con la Ciudad de Guasave y al Sur con la Ciudad de Guamuchil, las cuales cuentan con todos los servicios públicos. Esta comunidad cuenta con una línea de camiones estatales.

Educación: cuenta únicamente con una escuela primaria, con una población aproximada de 320 niños.

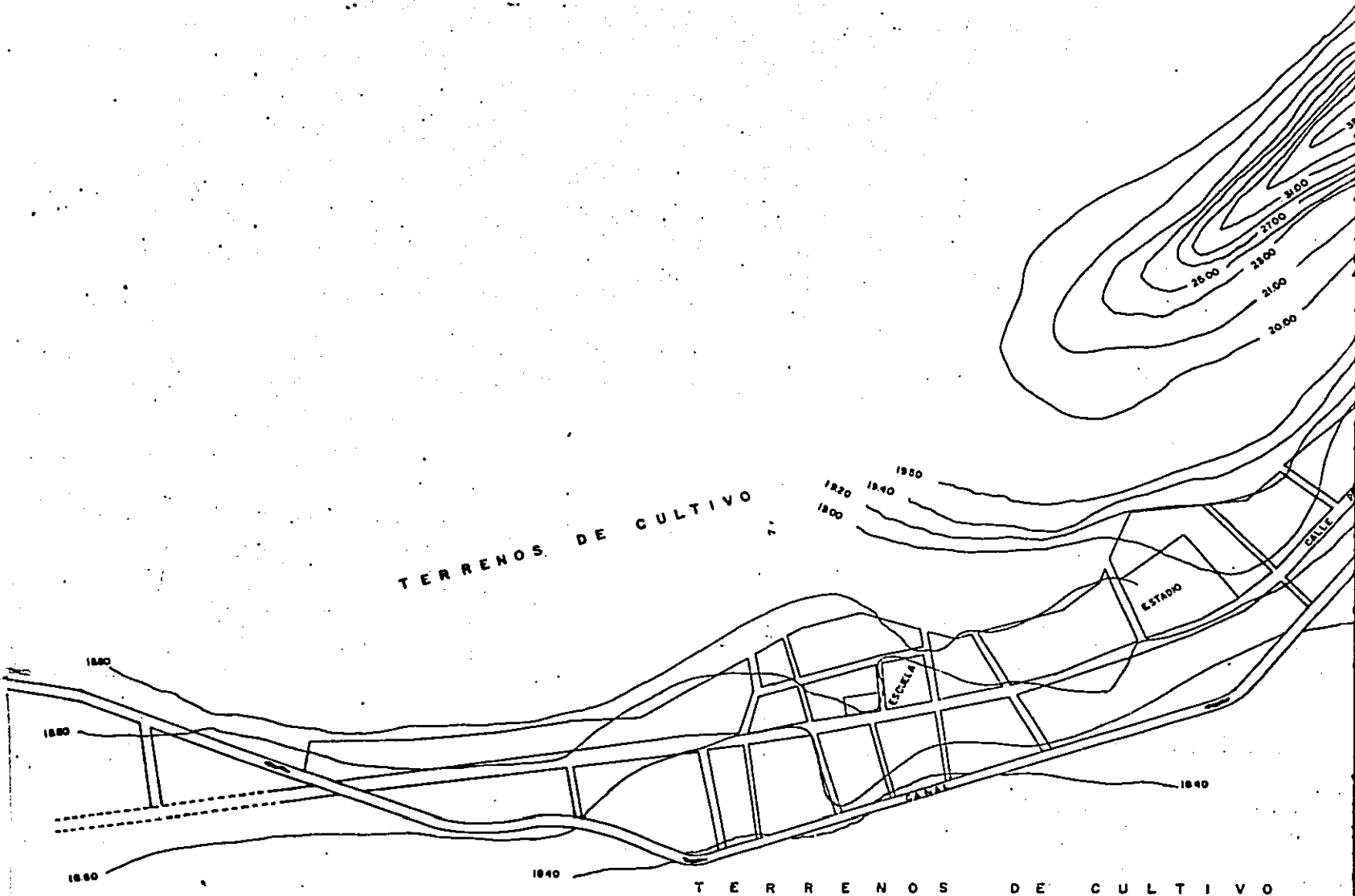
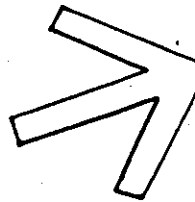
Servicios Médicos: cuenta con un pequeño local - acondicionado para atender los primeros auxilios, para después trasladarlos a la Ciudad de Guasave.

#### 1.1.4.- Estudio Topográfico.

Un estudio de este tipo es reunir los accidentes topográficos más importantes de la zona en que se va a proyectar la red. Se recomienda un plano a escala - 1:2000 en que aparezcan el trazo exacto de sus calles curvas de nivel y las cotas de cada uno de los cruces de sus calles.

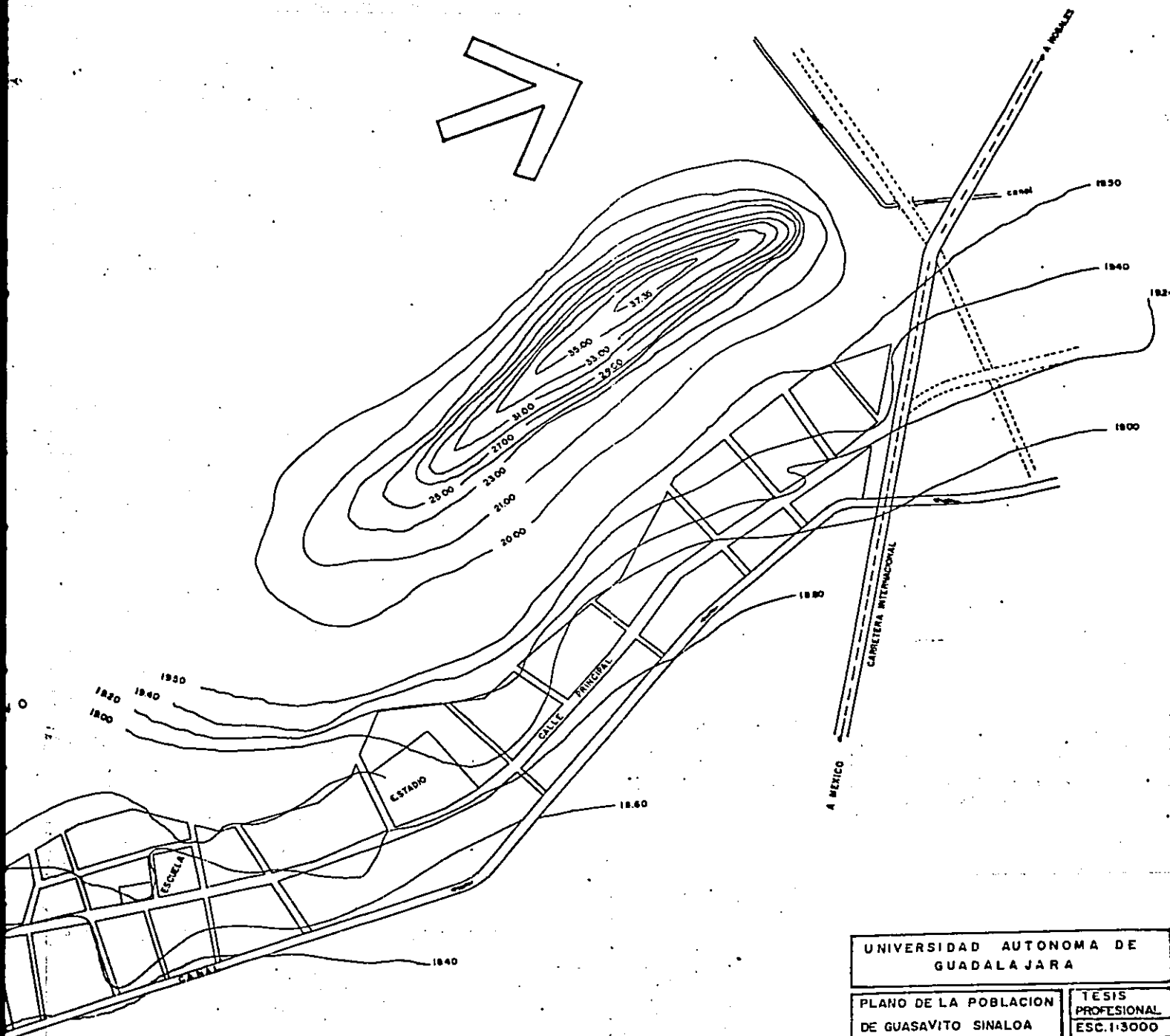
El poblado de Guasavito cuenta con una topografía bastante regular en la que se observa una disminución en la altitud en dirección al Sur. Del punto más alto al punto más bajo existe tan solo un desnivel de 1 metro aproximadamente.

Edafología: el estudio de la composición orgánica de la corteza terrestre de Guasave ha determinado el predominio de suelos Castañosem o Chesnut prototipo de las regiones de clima seco con deficiencia de - humedad, por ello la vegetación se presenta en forma-



TERRENOS DE CULTIVO

TERRENOS DE CULTIVO



UNIVERSIDAD AUTONOMA DE  
GUADALAJARA

PLANO DE LA POBLACION  
DE GUASAVITO SINALOA

TESIS  
PROFESIONAL  
ESC. 1:3000

LUS FERNANDO MAGALLANES QUIÑONEZ

ERRENOS DE CULTIVO

de zacates bajos que se propagan por rizomas. Una característica muy importante de esta unidad edafológica es su riqueza en materia orgánica y un matiz café-castaño en su superficie.

El municipio ha sabido aprovechar la cantidad de estos suelos mediante su explotación agrícola, contra restando los problemas de humedad mediante la contruc ción de obras y sistemas de irrigación.

Geomorfología: su orografía esta formada por amplias llanuras que integran el Valle Agrícola del municipio, que van de las estribaciones de la Sierra -- Madre Occidental a la Sierra de Navachiste en las pro ximidades del Golfo de California.

Geología: la historia geológica del municipio -- muestra formaciones rocosas pertenecientes a los pe-- ríodos cuaternario, pleistoceno y cenozoico; son de - importancia algunas de las regiones Central y Norte - correspondientes al período paleozoico y mezozoico. - Los componentes de estas formaciones geológicas son: gravas, limos y arcillas en forma de llanuras deltaí-- cas con pequeñas franjas de talud y abanicos aluvia-- les.

En la parte Norte, Noroeste y Central del munic pio existen formaciones que datan del período cuater-- nario actual, excepción de la Sierra de Navachiste -- que es el período terciario superior básico, compues-- ta por elevaciones volcánicas, lavas, brechas basálti-- cas y andesitas basálticas.

Hidrología: el Río Sinaloa o Petatlán, nace en - el Surcoeste de Chihuahua en la confluencia de los a-- rroyos de Nahirora y Besanopa municipio de Guadalupe y Calvo; penetra al Estado de Sinaloa por el poniente precisamente por el municipio de Sinaloa de Loyva, en donde recibe como afluentes los Arroyos de Magdalena, San José de Gracia y Bacubrito.

En su recorrido por el Estado, penetra al municipio de Guasave por su parte Noroeste, recibiendo como afluente el Arroyo de Cabrera en la localidad de Brechito, Sindicatura de Benito Juárez. Dentro del municipio, el Río Sinaloa tiene un trayecto de 70 kms. el área de su cuenca hasta la estación hidrométrica de - Jaina es de 8179 kms. cuadrados y su escurrimiento medio anual de 1239 millones de metros cúbicos.

Climatología: el municipio manifiesta un clima - desértico caluroso, sobre todo en su parte Oeste. La estación climatológica " El Nudo ", detectó en un período de observación de 20 años (1960-1982) una temperatura media anual de 24.3°C; máxima de 45°C y una mínima de -1°C. Las temperaturas más altas ocurren durante los meses de Junio a Octubre y los días más --- fríos de Noviembre a Marzo. Esta misma estación climatológica en 40 años de observación (1940-1980), reportó una precipitación de 428.6 milímetros; una máxima de 781.0, una mínima de 233.6 milímetros. La evaporación total promedio en el año es de 1521.44 milímetros.

En el período de 1962 a 1981 la observación climatológica asienta el registro de 3 heladas en el municipio, siendo la primera el 12 de Enero de 1962 y la última el 8 de Enero de 1971. Por otra parte la nubosidad indica un promedio de 200 días despejados y - 134 nublados por año. De 1941 a 1980 la meteorología del municipio señala 6 días con fenómenos especiales, (niebla).

El que el municipio sea un valle colindante con el mar, probablemente influya para que los vientos -- predominantes sean en dirección Suroeste alcanzando - una velocidad máxima de 2 metros por segundo. Este -- mismo acercamiento hacia la costa facilitó la entrada

a Guasave del ciclón " KUUT " en el año de 1981.y ---  
" PAUL " en 1982, éste último con vientos máximos de-  
195 kms. por hora.

### 1.1.5.- Cálculo de la Población Proyecto.

Existen varios métodos para la estimación de la población futura a la cual se dará servicio durante el número de años del período económico del proyecto; este período es de 30 años de duración.

Métodos utilizados:

Método Aritmético.

Método Geométrico.

Método de Incrementos.

Método de Interés Compuesto.

Método Gráfico.

La aplicación de estos métodos esta basada en la información de los censos de la población; mientras mayor sea esta información, habrá más confiabilidad en la estimación de la población proyecto.

A continuación incluimos los datos obtenidos y la forma de hacer el cálculo:

Año	Habitantes
1950	2653
1960	2835
1970	3142
1980	3424

Método Aritmético:

Año	Habitantes	Incrementos
1950	2653	182
1960	2835	307
1970	3142	282
1980	3424	<u>771</u>

$$\text{Incremento promedio} = \frac{\text{Suma de incrementos}}{\text{Número de incrementos}} = \frac{771}{3} = 257$$

$$\text{Incremento anual} = 25.7$$

$$N = 30 \text{ años.}$$



Población Futura = Pob. actual + Incremento anual (N)

$$P.F. = 3424 + 25.7 (30)$$

$$P.F. = 4195 \text{ Hab.}$$

Método Geométrico:

Porcentaje de Incremento =  $\frac{\text{Pob. Final} - \text{Pob. Inicial}}{\text{Pob. Inicial}} (100)$

$$= \frac{2835 - 2653}{2653} (100) = 10.63$$

$$= \frac{3142 - 2835}{2835} (100) = 7.30$$

$$= \frac{3424 - 3142}{3142} (100) = \frac{9.55}{27.48}$$

$$\frac{27.48}{3} = 9.16 \quad \text{Porcentaje anual} = \frac{9.16}{10} = 0.916$$

$$\text{Población 1981} = \frac{0.916 (3424)}{100} + 3424 = 3455$$

$$\text{Incremento de Pob.} = 3455 - 3424 = 31$$

$$\text{Pob. Final} = 3424 + 30 (31)$$

$$P.F. = 4354 \text{ Hab.}$$

Método de Incrementos:

Año	Habitantes	Incrementos	Incrementos de Inc.
1950	2653		
		182	
1960	2835	307	125
			-25
1970	3142	282	
1980	3424	<u>771</u>	<u>100</u>

$$\text{Incrementos} = \frac{771}{3} = 257$$

$$\begin{aligned} \text{Pob. 1990} &= 3424 + 257 + 100 \\ &= 3781 \text{ Hab.} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Pob. 2000} &= 3781 + (257 + 100) + 100 \\ &= 4238 \text{ Hab.} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Pob. 2010} &= 4238 + (257 + 100 + 100) + 100 \\ &= 4795 \text{ Hab.} \end{aligned}$$

#### Método de Interés Compuesto.

$$\text{Pob. Final} = \text{Pob Inicial} (1 + r)^n$$

$$r = ( \text{P.F.} / \text{P.I.} )^{1/10} - 1$$

r = razón de incremento

$$n = 10$$

$$r_1 = ( 2835/2653 )^{1/10} - 1 = 0.006$$

$$r_2 = ( 3142/2835 )^{1/10} - 1 = 0.013$$

$$r_3 = ( 3424/3142 )^{1/10} - 1 = \frac{0.008}{0.027}$$

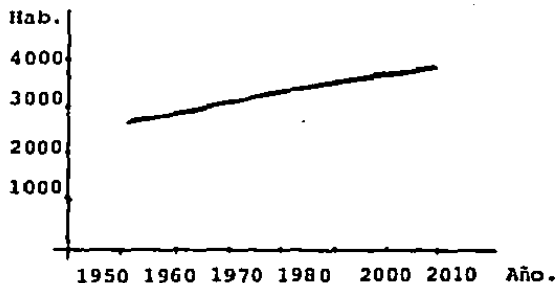
$$\frac{0.027}{3} = 0.009$$

$$\text{Pob. Final} = \text{Pob. Inicial} (1 + r)^n$$

$$\text{P.F.} = 3424 (1 + 0.009)^{30}$$

$$\text{P.F.} = 4480 \text{ Hab.}$$

#### Método Gráfico:



Para nuestro cálculo tomaremos el promedio de todas las poblaciones calculadas por los diferentes métodos:

Aritmético	4195
Geométrico	4354
Incrementos	4795
Interes C.	4480
Gráfico	<u>3896</u>
	21720

Pob. Futura promedio =  $\frac{21720}{5}$  = 4344 Habitantes.

**11.- FUENTE DE ABASTECIMIENTO**

## 2.1.- CARACTERISTICAS.

Todo sistema de aguas incluye una fuente de abastecimiento que puede ser: un lago, un embalse natural ó artificial, un río o agua subterránea. Además debe contar con 4 tipos diferentes de obras para su funcionamiento.

- 1.- Obras de captación.
- 2.- Obras de purificación.
- 3.- Obras de conducción.
- 4.- Obras de distribución.

Las obras de captación están destinadas a tomar el agua de las fuentes de abastecimiento. Es posible que estas fuentes proporcionen caudales suficientes para satisfacer las demandas presentes y futuras. En caso contrario será necesario convertir una fuente intermitente en un abastecimiento continuo almacenando el agua para que de esta forma el suministro sea siempre suficiente.

Las obras de purificación son necesarias y deben introducirse cuando la calidad del agua captada no sea satisfactoria; como en el caso de las corrientes superficiales y embalses. En algunos casos también el agua subterránea se trata.

Las obras de conducción se proyectan para transportar el agua captada y purificada a la comunidad. En muchos casos será necesaria una estación elevadora para que el agua tenga la energía potencial suficiente para escurrir por gravedad a través de las canalizaciones de las calles. La bomba puede descargar el agua en tanques elevados de almacenamiento o depósitos.

Las obras de distribución llevan el agua a los consumidores en el volumen deseado y a la presión - -

apropiada. Estas comprenden; tuberías, válvulas, red de cañerías y bocas de riego para incendio.

La capacidad de este tipo de sistemas se diseña para cubrir las necesidades de una comunidad durante un período de tiempo que normalmente es de 25 a 30 -- años.

En el punto anterior se trato de los tipos de -- obras con que debe contar un sistema completo de aprovechamiento de las aguas; ahora nos referiremos de manera especial al sistema de distribución del agua y -- particularmente a los tipos de redes más comunes.

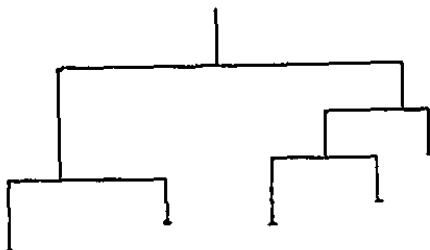
De acuerdo al trazo de las calles, existen 2 modelos de distribución:

El sistema ramificado consiste en un alimentador primario que se va dividiendo en ramales secundarios los cuales a su vez se subdividen en otros tubos más pequeños. En este sistema el agua llega en un solo -- sentido de tal forma que si ocurre una avería, deja -- sin servicio el tramo de la población que está aguas-abajo de ésta. Las terminales de este sistema son llamados tramos muertos.

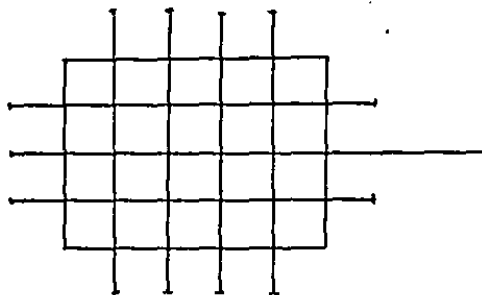
El sistema reticulado o emparrillado nace de formar una malla de tubería, de tal forma que cada tubo recibe agua por sus 2 extremos; lo cual evita los extremos muertos.

Su principal ventaja consiste en la posibilidad de aislar una parte del sistema, por medio de válvulas, sin afectar la complementaria. Es claro que por la cantidad de tubería y piezas especiales este sistema es más costoso.

En nuestro caso particular, utilizaremos el sistema ramificado dado que la población es pequeña y no se cuenta con los recursos económicos deseados para -- un sistema más completo, y el trazo de sus calles así lo requiere.



SISTEMA DE DISTRIBUCION DE TIPO RAMIFICADO



SISTEMA DE DISTRIBUCION DE TIPO RETICULADO

#### 2.1.2.- Estudio del Sistema Existente.

En este inciso se pretende hacer una descripción del sistema con que cuenta la población basado en los datos obtenidos y las propias observaciones.

El sistema establecido cuenta con un pozo profundo como fuente de abastecimiento; éste proporcionará el gasto de diseño de la población. El agua subterránea aquí obtenida tiene clasificación de potable y no se lleva a cabo ningún tratamiento de desinfección.

## 2.2.- FUENTE DE ABASTECIMIENTO.

Las aguas naturales disponibles en el medio ambiente son: aguas meteóricas, superficiales y subterráneas.

Las aguas meteóricas son aquellas procedentes -- directamente de la atmósfera en forma de lluvia. Las aguas superficiales son las que se encuentran en los ríos, lagos, lagunas o las de una cuenca de embalse, presas, etc. Las aguas subterráneas son las que se filtran en el terreno pudiendo aflorar de manera natural en forma de manantiales, o haciendo perforaciones -- (pozos).

La fuente de abastecimiento es el lugar del cual se obtiene el agua para dotar a una población de este elemento vital. Esta fuente puede ser un pozo profundo, una corriente superficial, un lago, un estanque, etc.

### 2.2.1.- Clasificación de las Aguas.

1.- Agua de lluvia: de los techados, almacenada en cisternas, para abastecimientos individuales reducidos. De cuencas mayores preparadas o colectores, almacenada en depósitos para suministros comunales grandes.

2.- Agua Superficial: son aquellas aguas provenientes de los lagos naturales, ríos, de embalses, etc. aunque por lo regular casi siempre estas aguas se encuentran un poco contaminadas.

3.- Agua Subterránea: generalmente es la fuente de abastecimiento principal a nuestro medio, ya que estas aguas tienen muchas ventajas tales como:

a) Por lo regular no se necesita someterlas a un tratamiento de agua.



- b) Es más fácil de captar y más económica.
- c) Desde el punto de vista sanitario, son más recomendables.

Existen varios métodos para abastecernos de este líquido vital, los cuales pueden ser: pozo profundo, manantiales, etc.

En nuestro caso, la fuente de abastecimiento será pozo profundo, el cual es considerado dentro de -- las aguas subterráneas.

#### 2.2.2.- Procedencia.

Como se ha explicado en el punto de vista anterior llamado " fuente de abastecimiento ", se cuenta con varias formas de obtener el agua del medio que -- nos rodea; de éstas debemos seleccionar la que nos -- proporcione mayores facilidades de captación, aunando a esto la garantía del rendimiento necesario. Mencionamos también que el agua subterránea tiene la ventaja de ser más pura que la superficial por el proceso de filtración natural a que ha sido sometida y por es to es práctica común la perforación de pozos para el abastecimiento de las poblaciones.

La población de Guasavito cuenta, desde hace algunos años con un pozo profundo como fuente de abastecimiento, ( como se mencionó con anterioridad, este se logra por medio de pipas ). Este esta localizado a 496 metros al Oeste de la población.

Esto mismo pozo, ya en función, es el que adoptamos como fuente de abastecimiento para nuestro estudio pues según estudios realizados por la Secretaría de Agricultura y Recursos Hidráulicos, este pozo garantiza el gasto deseado.

### 2.2.3.- Calidad del Agua.

El agua pura no se encuentra en la naturaleza. - Cuando el vapor de agua se encuentra en el aire y cae absorbe polvo y disuelve oxígeno, anhídrido carbónico y gases. En la superficie del suelo recoge fango y -- otras materias inorgánicas. Es posible que las bacterias que recoja el agua del aire sean pocas, pero de la superficie del suelo tomará muchas más que al correr por torrentes y ríos. También disolverá pequeñas cantidades de los productos de descomposición de la materia orgánica, tales como nitritos, nitratos, amoníaco y anhídrido carbónico.

Las agua superficiales conservan todas las impurezas por tiempo indefinido; no así las aguas de lluvia que se infiltran en el suelo, pues en este proceso de infiltración pierden fango, las bacterias en -- suspensión y es probable que hasta algunos productos de descomposición. Esta ventaja se contrarresta un -- poco con la dilución de sales que sufre el agua a su paso por los diferentes estratos y su cuantía depende de la longitud del recorrido y la composición química de los estratos atravesados.

En la siguiente tabla se indican las impurezas - que puede contener el agua, y sus efectos:

Impurezas on suspensión	bacterias - algunas dan origen a enfermedades.
	algas, protozoarios - olor, color, turbidez.
	fango - opacidad, turbidez.
Impurezas disueltas	sales
	calcio y magnesio
	bicarbonato - alcalinidad, dureza.
	carbonato - alcalinidad dureza.
	sulfato - dureza.
	cloruro - dureza y corrosión calderas.
	bicarbonato - alcalinidad, efecto de -- ablandamiento.
	carbonato - alcalinidad efecto de ablandamiento.
	sodio
	sulfato - formación de espuma en generadores de vapor.
fluoruro - actúa sobre esmalte de diente	
cloruro - gusto	
óxido de hierro - gusto, agua rojiza, corrosión de metal, dureza.	
manganeso - aguas negruzcas o pardas.	
colorante vegetal - color, acidez.	
gases	
oxígeno - corrosión de metales.	
anhídrido carbónico - corrosión de metales, acidez.	
sulfhídrico - olor a huevos podrido acidez y corrosión metal.	
nitrogeno.	

Para definir un agua potable podemos decir que es aquella que se puede beber sin perjudicar al organismo, de sabor agradable y útil para los usos domésticos. En contraste, un agua contaminada es la que -- contiene microorganismos y sustancias químicas de origen industrial u otro, de modo que resulta inadecuada para su empleo normal.

La dirección de Ingeniería Sanitaria, en su reglamento sobre las obras de provisión de agua establece:

" Se considera agua potable toda aquella cuya ingestión no cause efectos nocivos a la salud ".

El agua contaminada puede producir enfermedades tales como: el tifus y el paratífus, las disenterías amebiana y bacilar, la gastroenteritis, la hepatitis infecciosa, la esquistosomiasis y el cólera asiático. Otra enfermedades de menor importancia, que se transmiten por beber aguas contaminadas son: antrax, tula remia, tuberculosis y varios gusanos parásitos.

La mayoría de estas enfermedades se transmiten por los excrementos y orines de personas enfermas y de portadores de gérmenes. Por esto es muy importante disponer adecuadamente de las aguas residuales -- evitando la contaminación de aguas superficiales y subterráneas.

#### 2.2.4.- Análisis Químico y Bacteriológico del Agua de la Fuente de Abastecimiento.

Por todo lo mencionado anteriormente sobre las impurezas de las aguas, la Secretaría de Salubridad y Asistencia ha fijado las cantidades máximas aceptables de las sustancias que puede contener el agua -- para ser considerada potable. Los límites tolerables aparecen en la tabla siguiente:

<b>Físicos:</b> turbiedad máxima; 10 escala de sílico.	
inodora	
sabor agradable	
color máximo; 20 escala platino-cobalto.	
<b>Químicos:</b> pH de 6.0 a 8.0	miligramos por lt.
Nitrogeno (N) amoniacal hasta	0.50
Nitrogeno (N) proteico, hasta	0.10
Nitrogeno (N) de nitritos (con análisis bacteriológico aceptable)	0.05
Nitrogeno (N) de nitratos, hasta	5.00
Oxígeno (O) consumido en medio ácido hasta	3.00
Sólidos totales, hasta	10.00
Alcalinidad total, expresada $\text{CaCO}_3$ hasta	4.00
Dureza total, expresada $\text{CaCO}_3$ , hasta	3.00
Dureza permanente de no carbonatos expresado en $\text{CaCO}_3$ , en aguas naturales hasta	1.50
Cloruros, expresado en Cl, hasta	2.50
Sulfatos, expresado en $\text{SO}_4$ , hasta	2.50
Magnesio, expresado en Mg, hasta	1.25
Zinc, expresado en Zn, hasta	15.00
Cobre, expresado en Cu, hasta	3.00
Fluoruros, expresado en F1, hasta	1.50
Fierro y Manganeso expresados en Fe y Mn, hasta	0.30
Plomo, expresado en Pb, hasta	0.10
Arsénico, expresado en As, hasta	0.05
Cromo exavalente, expresado en Cr hasta	0.05
Compuestos fenólicos, expresado en fenol, hasta	0.001
Cloro libre de aguas cloradas, no menos de	0.20
Cloro libre en aguas no cloradas, no menos de 0.20 ni más de	1.00

El agua potable estará libre de gérmenes patógenos -- procedentes de la contaminación fecal humana.

A continuación se presenta un estudio realizado a una muestra de agua obtenida de el pozo.

Resultado del examen, físico-químico practicado en muestra de agua del poblado de Guasavito, Sinaloa.

CARACTERES ORGANOLEPTICOS .- Limpida, incolora, inodora e insípida

CARACTERES QUÍMICOS.-	Mgms/Lt o P.P.M.	Tolerancia oficial.
Sólidos Disueltos.-	694.00	500-1000 ..
Alc. de Hidróxidos.- (CaCO <sub>3</sub> )	0.00	
Alc. de Carbonatos.- (CaCO <sub>3</sub> )	0.00	
Alc. de Bicarbonatos.- (CaCO <sub>3</sub> )	278.00	
Alcalinidad Total.- (CaCO <sub>3</sub> )	278.00	400
Dureza Total.- (CaCO <sub>3</sub> )	288.00	300
Calcio.- (Ca++)	103.40	
Magnesio.- (Mg++)	31.60	125
Cloruros Totales.- (Cl').-	126.00	250
Sulfatos Totales.- (SO <sub>4</sub> " )	80.00	250
Nitrógeno de Nitritos.- (N)	0.00	0.05
Nitrógeno de Nitratos.- (N)	0.00	5.00
Hierro.- (Fe)	0.16	0.30
Manganeso.- (Mn)	0.25	0.30
pH.-	7.30	6.0-8.0

La muestra analizada fué tomada el día X11/17/87.

**111.- DISEÑO Y CALCULO DE LA RED**

En la actualidad se han desarrollado varios métodos de análisis de redes, entre los que tienen mayor uso para el cálculo de redes con circulación de agua tenemos:

- Método del tubo equivalente.
- Método del círculo.
- Método de iteraciones ( Cross ).
- Método de tuberías económicas.
- Método de secciones.
- Método por analogía eléctrica.

En este proyecto se hace el cálculo de la red de agua potable por el método de tuberías económicas -- ( Duran y Gama ), el cual tiene su base en la minimización del costo de la tubería dependiente de su longitud, diámetro y material.

Este método consiste en determinar las pérdidas de carga económicas, con las cuales se fija el diámetro.

Antes de entrar a la especificación del sistema empleado y el cálculo de tubería, es necesario hacer la aclaración de algunos conceptos que intervienen de manera determinante en estos puntos.

Cálculo de la cantidad de agua.

Para estimar la cantidad de agua que posiblemente sea demandada será necesario considerar los diversos usos que ésta va a tener dentro del poblado en cuestión.

Consumo Doméstico: se refiere principalmente al uso que los habitantes dan al agua en los diferentes aspectos del hogar; culinario, sanitario y jardines -- principalmente.

Fácilmente deducimos que este consumo varía de acuerdo al clima, costumbres, educación y clase de vida que lleven los habitantes.



**Servicios Públicos:** es el consumo necesario para riegos, limpieza y jardinería dentro de la población.

**Servicio Industrial:** es el agua utilizada para las instalaciones comerciales e industriales.

**Desperdicios y Fugas:** es el agua pérdida en conexiones no autorizadas y fugas en las juntas de las tuberías, filtraciones y escapes; en general, imperfecciones de la red en general.

De los cuatro conceptos antes citados, el más importante para nuestro caso es el del consumo doméstico pues la población es pequeña y no cuenta con servicios públicos establecidos ni industria y comercio considerables; además siendo una comunidad chica los desperdicios son fácil y prontamente detectables.

Otros factores que afectan directamente la cantidad de agua por utilizar son el clima de la zona y la magnitud de la población. En la siguiente tabla se conjugan estos factores al fijar la dotación específica, que es la cantidad de agua por habitante que hay que proporcionar y se expresa en lt/hab/día.

Población proyecto	Tipo de clima		
	CALIDO	TEMPLADO	FRIO
2500 - 15000	150	125	100
15000 - 30000	200	150	125
30000 - 70000	250	200	175
70000 - 130000	300	250	200
130000 o más	350	300	250

También existe otra tabla a este respecto, ha sido elaborada por la Secretaría de Agricultura y Recursos Hidráulicos para las necesidades de nuestro país.

Número de habitantes		Dotación específica		
		MINIMA	MEDIA	MAXIMA
Hasta	5000	100	150	200
	5000 - 15000	200	250	300
	15000 - 25000	250	300	350
	Más de 25000	350	400	500

Una definición de dotación específica es: la cantidad de agua potable que requiere un habitante para cubrir sus necesidades; depende del clima, costumbres situación económica y cultural de la población.

Para el presente proyecto se fijó una dotación específica de 200 lt/hab/día, atendiendo a las observaciones del estudio socio-económico y de la localización.

### 3.1.- Cálculo de la Cantidad de Agua y Factores que la Afectan.

Factores numéricos que afectan el gasto o cantidad de agua.

**Variación Horaria:** el consumo de una población varía durante las distintas horas del día, debido a esto se considera un coeficiente de variación horaria en los cálculos del gasto. Se ha observado que el mayor consumo de agua es entre 7 y 16 horas. Tomaremos como coeficiente de variación horaria 1.50.

**Variación Diaria:** el consumo diario también tiene sus variaciones durante los días de la semana dependiendo de la época de lluvias, temperatura, costumbres y situación económica y cultural de la población para el caso tomaremos un coeficiente de variación diaria de 1.20.

Cantidad de agua en números.

Gasto medio: es el gasto en litros por segundo - que hay que proporcionar a la población.

$$Q_{med} = \frac{\text{Pob. Proyecto} \times \text{Dotación específica}}{\text{Segundos de un día}} = \text{lt/seg}$$

$$Q_{med} = \frac{4344 \times 200}{86400} = 10.055 \text{ lts/seg.}$$

Gasto máximo diario: es el gasto en lts/seg que hay que proporcionar a la población considerando el coeficiente de variación diaria, es decir, en el día de máxima demanda.

$$Q_{máx \text{ diario}} = Q_{med} \times \text{Coeficiente de variación diaria}$$

$$Q_{máx \text{ diario}} = 10.055 \times 1.2 = 12.066 \text{ lts/seg.}$$

Gasto máximo en el día de máxima demanda: es el gasto en lts/seg que hay que proporcionar en la hora de máxima demanda ( gasto máximo horario ).

$$Q_{máx \text{ horario}} = Q_{máx \text{ diario}} \times \text{Coef. de variación Hor.}$$

$$Q_{máx \text{ horario}} = 12.066 \times 1.5 = 18.099 \text{ lts/seg.}$$

Por lo tanto el gasto de la tubería es 18.099 lps

### 3.1.2.- Estimación de las Horas de Bombeo.

Con el gasto de diseño para nuestro sistema ya determinado, podemos calcular el o los depósitos de almacenamiento que será necesario construir, esta construcción se hace por etapas indicadas por el consumo del líquido.

Para esta estimación del volumen necesario de almacenamiento contamos con una tabla de variación de demandas en las 24 horas del día.

Población menor de 10000 habitantes, agrícola, - poco comercial e industrial para climas A', B' según la clasificación de Thornth-Waite.

HORAS	% DEMANDA	DEMANDA	BOMBEO	+ DIFERENCIAS	- ACUMUL
0 - 1	45	16.20			16.20 - 16.20
1 - 2	42	15.12			15.12 - 31.38
2 - 3	40	14.40	43.20	29.06	- 2.32
3 - 4	45	16.20	43.20	27.00	+ 24.68
4 - 5	45	16.20	43.20	27.00	+ 51.68
5 - 6	60	21.60	43.20	21.60	+ 73.28
6 - 7	90	32.40	43.20	10.80	+ 84.08
7 - 8	180	64.80	43.20		21.60 + 62.48
8 - 9	170	61.20	43.20		18.00 + 44.48
9 - 10	155	55.80	43.20		12.60 + 31.88
10 - 11	155	55.80	43.20		12.60 + 19.28
11 - 12	150	54.00	43.20		10.80 + 8.48
12 - 13	140	50.40	43.20		7.20 + 1.28
13 - 14	158	56.88	43.20		13.68 - 12.40
14 - 15	140	50.40	43.20		7.20 - 19.60
15 - 16	150	54.00	43.20		10.80 - 30.40
16 - 17	130	46.80	43.20		3.60 - 34.00
17 - 18	90	32.40	43.20	10.80	- 23.20
18 - 19	105	37.80	43.20	5.40	- 17.80
19 - 20	95	34.20	43.20	9.00	- 8.80
20 - 21	60	21.60	43.20	21.60	+ 12.80
21 - 22	60	21.60	43.20	21.60	+ 34.40
22 - 23	50	18.00			18.00 + 16.20
23 - 24	45	16.20			16.20 00.00
		<u>864</u>	<u>864</u>		

Para obtener el bombeo, utilizamos el gasto de--  
la bomba, este es; 12 lts/seg, convirtiendolos a  $m^3/h$

$$\text{BOMBEO} = 12 \frac{\text{lts}}{\text{seg}} \times \frac{1 \text{ m}^3}{1000 \text{ lt}} \times \frac{3600 \text{ seg}}{1 \text{ hr}} = 43.20 \text{ m}^3/\text{hr.}$$

$$\begin{aligned} \text{DEMANDA} &= \% \text{ DEMANDA} \times Q_{\text{med}} \text{ en } m^3/\text{hr.} \\ &= .45 \times 10.055 \frac{\text{lts}}{\text{seg}} \times \frac{1 \text{ m}^3}{1000 \text{ lt}} \times \frac{3600 \text{ seg}}{1 \text{ hr}} \\ &= 16.20 \text{ m}^3/\text{hr.} \end{aligned}$$

Se fijan las horas de bombeo, sacándose un por--  
centaje de la siguiente manera:

$$\text{Hrs. de bombeo} = \frac{864}{43.20} = 20 \text{ horas de bombeo.}$$

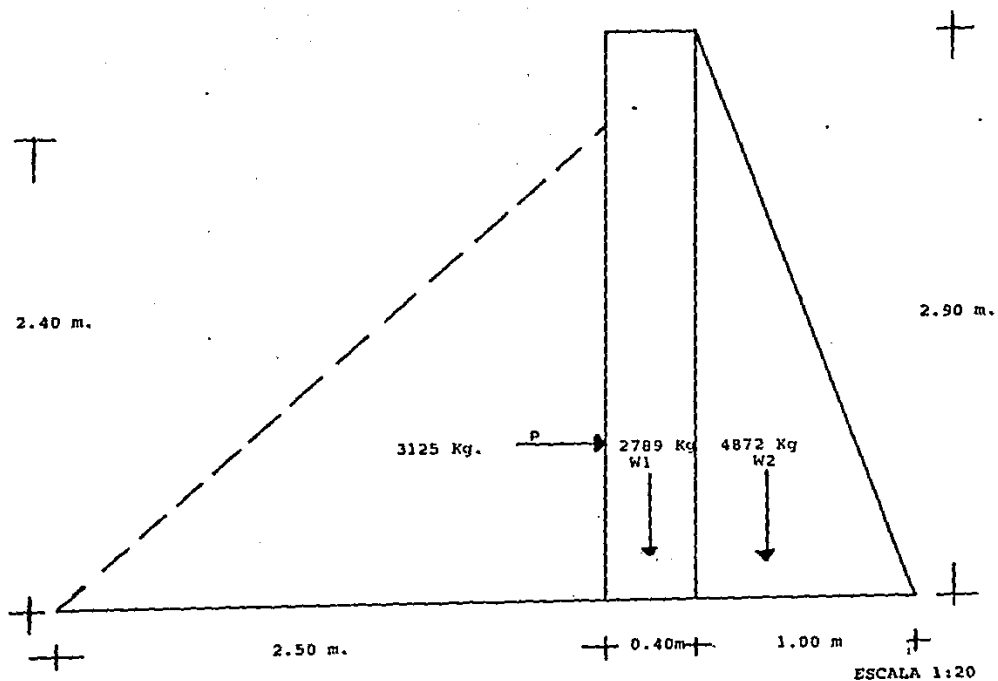
Se procede a sacar la diferencia entre DEMANDA y BOMBEO, al mismo tiempo se van acumulando en la última columna. La suma de los valores más altos de déficit y almacenado nos proporciona el volumen del tanque.

$$\text{CAPACIDAD DEL TANQUE} = 84.08 + 34.40 = 118.48 \text{ m}^3$$

### 3.1.3.- Cálculo del Tanque de Almacenamiento.

Por los cálculos vemos que debemos tener un depósito que albergue  $118.48 \text{ m}^3$ ; los depósitos a construir que serán 2 tanques con el 50 % de la capacidad total estarán interconectados entre sí, para darles un mejor mantenimiento y limpieza.

Para la interconexión de tanques se utilizarán tubos del diámetro de la tubería de alimentación, colocados antes de la válvula de control con la que se alimenta la red de distribución.



En las figuras siguientes se presentan las dimensiones del tanque y las revisiones estructurales de los muros y sus esfuerzos.

El tanque tendrá muros de mampostería, bóveda de ladrillo, el piso de loza de cemento, así como de un recubrimiento interno de enjarre con cemento y malla de alambre para evitar filtraciones.

#### Revisión Estructural del Tanque.

gM = Peso volumétrico de la mampostería.

gA = Peso Volumétrico del Agua.

P = Empuje del Agua.

W1 = Poso en Kgs. de la parte Rectangular.

W2 = Peso en Kgs. de la parte Triangular.

$$gM = 2400 \text{ Kg/m}^3$$

$$gA = 1000 \text{ Kg/m}^3$$

$$W1 = 0.40(2.9)2400(1) = 2784 \text{ Kg.}$$

$$W2 = \frac{1.40(2.9)}{2} 2400(1) = 4872 \text{ Kg.}$$

$$P = \frac{(2.50)^2}{2} 1000(1) = 3125 \text{ Kg.}$$

$$MA = 0$$

$$W2(0.66) + W1(1.2) - P(0.80) - (W1 + W2)x = 0$$

$$x = \frac{4872(0.66) + 2784(1.2) - 3125(0.80)}{7656}$$

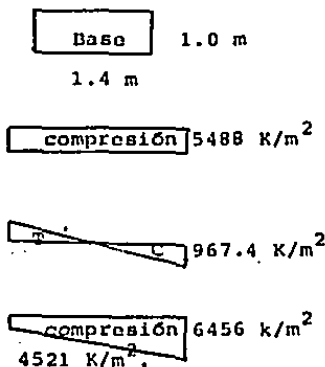
$$x = \frac{4056.32}{7656} = 0.5298 \text{ mt.}$$

∴ La resultante R = W1 + W2 está dentro del tercio medio de la base lo que asegura la estabilidad del -- muro.

#### Cálculo de Esfuerzos.

Debido a que los muros son de mampostería, la --

suma de esfuerzos no debe producir tensión en la base pues la mampostería solo trabaja a compresión.



Esfuerzo de compresión debido a peso propio.

$$\sqrt{1} = \frac{P}{A} = \frac{W1 + W2}{A} = \frac{7656}{1.4(1)} =$$

$$\sqrt{1} = 5488.57 \text{ Kg/m}^2.$$

Esfuerzo.

$$\sqrt{2} = \frac{My}{I}, \text{ donde } M = R(e)$$

$$M = 7656(.17) = 1301.52 \text{ Kg/m}$$

$$y = 0.70 \text{ m.}$$

$$I = \frac{1(1.40)^3}{12} = 0.2287\text{m}^4$$

$$\sqrt{2} = \frac{1301.52(0.17)}{0.2287} = 967.4 \text{ K/m}^2$$

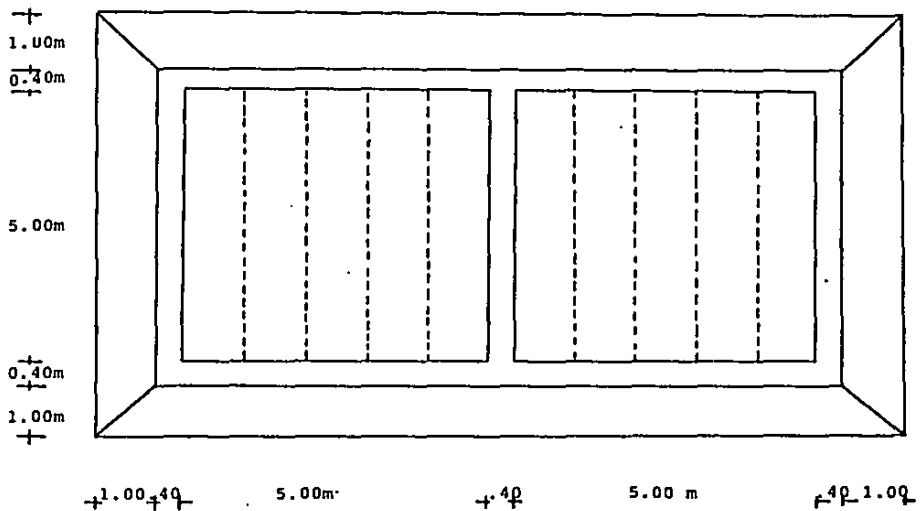
#### Diseño de Vigas.

Dado que los tanques serán cuadrados, cada uno de sus lados tiene una longitud efectiva de 5.00 m y la corona de los muros mide 0.40 m, se colocarán vigas en uno de los sentidos con separación igual a 1 m quedando como se muestra en la figura; todas las vigas estarán unidas entre sí por tirantes y amarradas en su principio y final por castillos de amarre. Las vigas de los extremos no están sometidas a flexión -- pues están apoyadas en toda su longitud sobre la corona de los muros de mampostería.

Para el cálculo de las dimensiones de la viga se consideró un peso muerto debido al ladrillo -- mortero y aplanado superior igual a 200 Kg/m<sup>2</sup>; y una carga viva de 100 Kg/m<sup>2</sup>.



VIGUERIA



ESCALA 1:75

$$Wt = 300 \text{ Kg/m}^2$$

$$L = 5.80 \text{ m.}$$

$$\text{Momento} = \frac{W L^2}{8} = \frac{300 (5.8)^2}{8} = 1261.50 \text{ Kg/m.}$$

$$\text{Esfuerzo} = 1520 \text{ Kg/cm}^2 = \frac{M}{S} = \frac{1261.50}{15.2} = 82.9 \text{ cm}^3$$

Se tomarán vigas de 6" x 4" ya que tiene un módulo de sección mayor que S. ( Vigas IPR )

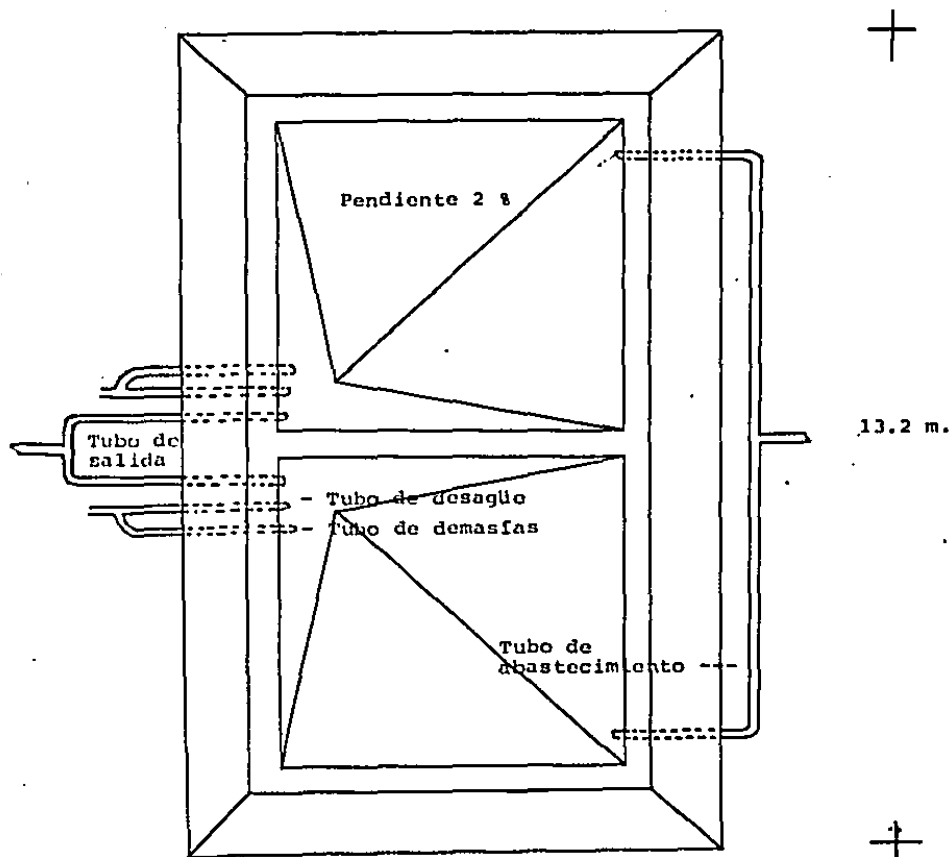
Acabados:

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. Proporción de mortero 1:3.

En el piso: Losa de concreto de 5 cm. de espesor con agregado máximo de 3/4" y proporción 1:2:3. La pendiente del piso será del 2%.

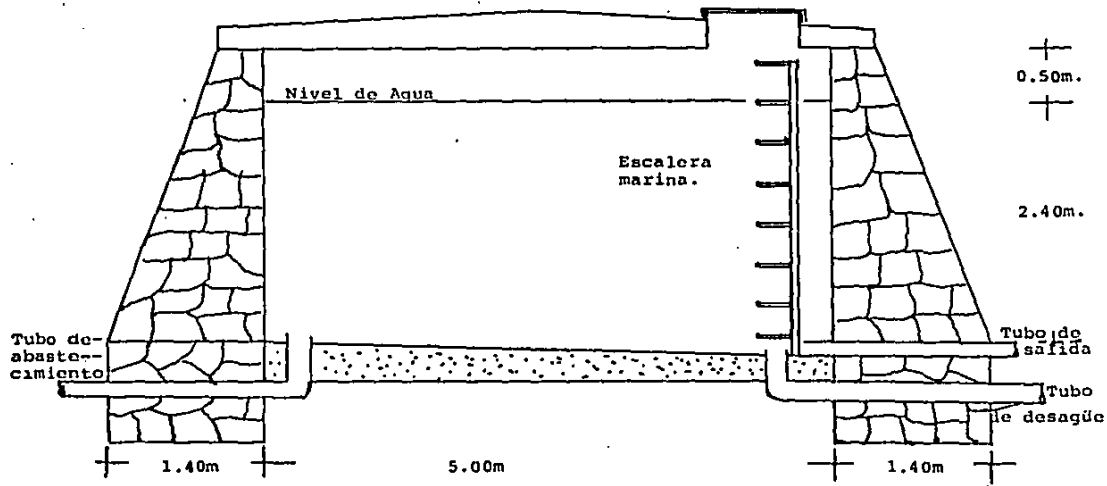
En toda la superficie interior del tanque tendrá un recubrimiento de " Polimer ", producto impermeabilizante que se aplica como pintura, y que puede aplicarse cuando sea necesario. A continuación se presentan las figuras detalladas del tanque de almacena - miento.

PLANTA



ESCALA 1:75

C O R T E



ESCALA 1:40

3.2.- ESPECIFICACIONES DEL SISTEMA A EMPLEAR.

Anteriormente señalamos el uso del método de las tuberías económicas de Durán y Gama, como base de nuestro análisis de la red de agua potable: el 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.

A continuación se dará la descripción del método de Durán y Gama:

$C = a + bD$  Costo Unitario.

$a =$  Costo de la ubicación ( transporte ).

$b =$  Costo del material.

$L_1 Q_1 D_1, L_2 Q_2 D_2, L_3 Q_3 D_3, \dots, L_{n-1} Q_{n-1} D_{n-1}, L_n Q_n D_n,$   
 $P_0 \quad P_1 \quad P_2 \quad P_3 \quad P_{n-1} \quad P_{n-1} \quad P_n$

El costo total de la línea será:

$C = (a+bD_1)L_1 + (a+bD_2)L_2 + (a+bD_3)L_3 + \dots + (a+bD_n)L_n$

Derivando el costo con respecto a  $P_1, P_2, \dots, P_{n-1}$ .

$$1) \frac{dC}{dP_1} = L_1 b \frac{dD_1}{dP_1} + L_2 b \frac{dD_2}{dP_1} = 0$$

$$2) \frac{dC}{dP_2} = L_2 b \frac{dD_2}{dP_2} + L_3 b \frac{dD_3}{dP_2} = 0$$

$$3) \frac{dC}{dP_{n-1}} = L_{n-1} b \frac{dD_{n-1}}{dP_{n-1}} + L_n b \frac{dD_n}{dP_{n-1}} = 0$$

Aplicando la fórmula de Chezy - Darcy.

$$H_f = f \frac{L}{D} \frac{V^2}{2g} = f \frac{L}{D} \frac{V^2 A^2}{2g A^2} = \frac{f L}{2g D} \frac{Q^2}{A^2 D^4} = \frac{K L Q^2}{D^5}$$

$$H_f = K \frac{L Q^2}{D^5} \quad \therefore \quad D = K L^{1/5} Q^{2/5} H^{-1/5} \quad \text{pero } H_1 = P_0 - P_1$$

$$D_1 = K L_1^{1/5} Q_1^{2/5} (P_0 - P_1)^{-1/5}$$

Derivando:  $D_1/P_1, D_2/P_1, D_2/P_2, D_3/P_2, D_3/P_3$ .

$$\frac{dD1}{dP1} = \frac{1}{5} K L_1^{1/5} Q_1^{2/5} (P0 - P1)^{-6/5}$$

$$\frac{dD2}{dP1} = -\frac{1}{5} K L_2^{1/5} Q_2^{2/5} (P1 - P2)^{-6/5}$$

$$\frac{dD2}{dP2} = \frac{1}{5} K L_2^{1/5} Q_2^{2/5} (P1 - P2)^{-6/5}$$

$$\frac{dD3}{dP2} = -\frac{1}{5} K L_3^{1/5} Q_3^{2/5} (P2 - P3)^{-6/5}$$

$$\frac{dD3}{dP3} = \frac{1}{5} K L_3^{1/5} Q_3^{2/5} (P2 - P3)^{-6/5}$$

Sustituyendolas en las ecuaciones 1,2,3,tenemos

$$L_1 b \frac{1}{5} K L_1^{1/5} Q_1^{2/5} (P0-P1)^{-6/5} - L_2 b \frac{1}{5} K L_2^{1/5} Q_2^{2/5} (P1-P2)^{-6/5} = 0$$

$$L_1^{6/5} Q_1^{2/5} (P0 - P1)^{-6/5} = L_2^{1/5} Q_2^{2/5} (P1 - P2)^{-6/5} \dots 1$$

$$L_2 b \frac{1}{5} K L_2^{1/5} Q_2^{2/5} (P1-P2)^{-6/5} - L_3 b \frac{1}{5} K L_3^{1/5} Q_3^{2/5} (P2-P3)^{-6/5} = 0$$

$$L_2^{6/5} Q_2^{2/5} (P1 - P2)^{-6/5} = L_3^{1/5} Q_3^{2/5} (P2 - P3)^{-6/5} \dots 2$$

dos cantidades iguales a una tercera, son iguales entre si, por lo que:

$$L_1^{6/5} Q_1^{2/5} (P0-P1)^{-6/5} = L_2^{6/5} Q_2^{2/5} (P1-P2)^{-6/5} = L_3^{6/5} Q_3^{2/5} (P2-P3)^{-6/5}$$

elevando todo a 5/6.

$$\frac{L_1 Q_1^{1/3}}{P0-P1} = \frac{L_2 Q_2^{1/3}}{P1-P2} = \frac{L_3 Q_3^{1/3}}{P2-P3} = \dots = \frac{L_n Q_n^{1/3}}{P_{n-1}-P_n}$$

si hacemos  $\Lambda = LQ^{1/3}$  tenemos:

$$\frac{\Lambda_1}{P0-P1} = \frac{\Lambda_2}{P1-P2} = \frac{\Lambda_3}{P2-P3} = \dots = \frac{\Lambda_n}{P_{n-1}-P_n} = \frac{\Lambda}{P0-P_n}$$

dando  $P0-P_n$  = Pérdida de carga total en la línea. Con esto podemos relacionar cada tramo con la línea completa, de tal forma que:

$$\frac{A1}{P0-P1} = \frac{\Sigma A}{P0-Pn}$$

dónde:

$$P0-P1 = \frac{A1}{\Sigma A} (P0 - Pn)$$

será la carga por perder en el primer tramo, y así podremos calcular las pérdidas en los tramos subsecuentes.

$$P1-P2 = \frac{A2}{\Sigma A} (P0-Pn)$$

A continuación presentamos una secuencia del cálculo explicando por pasos la aplicación del método.

1.- Para determinar el gasto unitario del sistema, dividimos el gasto máximo horario del día de máxima demanda (gasto de diseño) entre la longitud de los circuitos principales.

$$Q \text{ unitario} = \frac{18.01}{6600} = 0.0028 \text{ Lt/seg. Por unidad -}$$

de longitud.

Multiplicando este gasto por la longitud de cada tramo, obtenemos el gasto parcial que llevará cada tramo del circuito; éste se anota en el registro, anotando en la siguiente columna el gasto acumulado.

2.- Para obtener la "A" la cual consiste en multiplicar la longitud por el gasto acumulado a la un tercio.

3.- Para obtener las pérdidas utilizamos la siguiente fórmula:

$$Hf = \left[ \frac{\text{carga por perder}}{\Sigma A} \right] (A1, A2, \dots, An)$$

4.- Cálculo del diámetro; mediante la fórmula o el nomograma de Hazen y Williams se obtiene el diámetro necesario para la red; partiendo del gasto acumulado y longitud de cada tramo, ambos conocidos, junto con la pérdida para determinar el diámetro correspondiente a cada tramo. Si el diámetro indicado no es --

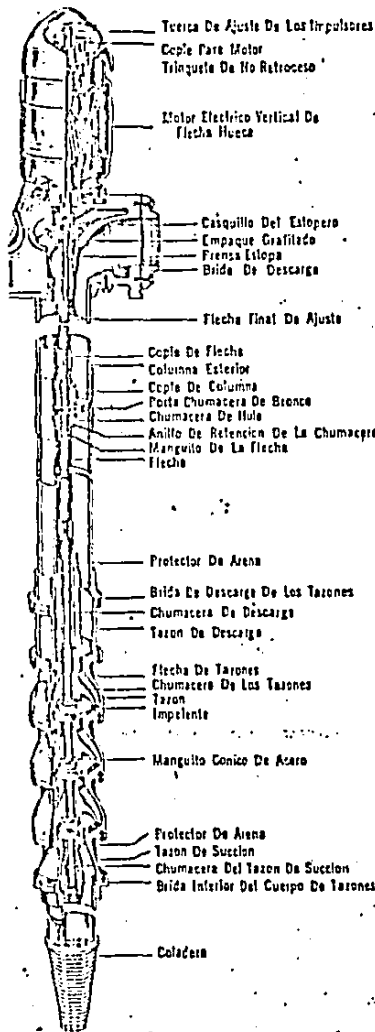
comercial, se toma el diámetro comercial inmediato su perior y así determinar la pérdida efectiva para el tramo.

5.- Finalmente se saca la carga piezométrica, -- restando a la cota del terreno la pérdida de carga; -- luego se calcula la carga disponible en cada punto, -- que es el resultado de restar la cota del terreno a -- la cota piezométrica tomando, la cota del tramo anterior.

• Fórmula de Hazen y Williams:

$$H_f = \left[ \frac{Q}{.2785 C D^{2.63}} \right]^{1.85} L$$





## DATOS DEL EQUIPO DE BOMBEO

MARCA: Peñoles Tiso  
 MODELO: BLB - 2-4-1"-200  
 DIAMETRO DE COLUMNA: 10.16 cm.  
 LONGITUD DE COLUMNA: 60.95 mts.  
 TIPO: Turbina Lubrificada Agua

## DATOS DEL MOTOR ELECTRICO ACOPLADO

MARCA: Siemens  
 CABALLAJE: 25 H.P.  
 VOLTAJE: 220 Volts  
 FRECUENCIA: 60 CPS.  
 No. DE POLOS: 4 (1760 r.p.m.)  
 ARRIBAZON: Nemo 204 TP.  
 TIPO: 1PH2204-4YKBL

## DATOS DEL ARRANCADOR AUTOMATICO

MARCA: Siemens  
 TIPO: K9DI  
 VOLTAJE: 220 Volts  
 FRECUENCIA: 60 CPS.  
 TIPO: Tension Reducida  
 Interruptor Termomagnetico Integrado.

## DIAGRAMA DE CONECCION

- MOTOR VERTICAL FLECHA HUECA DESCRITO
- LINEA DAJA TENSION CABLE COBRE TW4 DENTRO DE POLIDUCTO 11/8"
- ARRANCADOR AUTOMATICO A TENSION REDUCIDA DESCRITO



UNIVERSIDAD AUTONOMA DE  
GUADALAJARA

EQUIPO DE  
BOMBEO

TESIS  
PROFESIONAL

LUIS FERNANDO MAGALLANES Q.

### 3.3.- CALCULO DE LA TUBERIA.

TRA- NO.	L (m)	GASTO Q	GASTO ACUM.	Q <sup>1/3</sup>	A=LQ <sup>1/3</sup>	g	PER- DIDAS	COTA PIEZOME- TRICA.	COTA TERREN- NAT.	CARGA DISPO- NIBLE.
1- 2	45	0.126	0.126	0.505	22.751	2	0.065	28.707	18.70	10.007
2- 4	219	0.616	0.965	0.988	203.474	3	0.209	28.773	18.70	10.073
4- 5	46	0.129	1.226	1.069	49.204	3	0.056	28.983	18.75	10.233
5- 6	27	0.075	1.302	1.091	29.458	3	0.033	29.039	18.80	10.239
6- 8	274	0.770	2.719	1.391	381.190	4	0.434	29.072	18.80	10.272
8-10	176	0.495	3.439	1.503	264.584	4	0.301	29.507	18.00	10.707
10-12	59	0.165	4.030	1.584	93.457	6	0.106	29.808	18.65	11.158
12-16	91	0.255	4.879	1.712	155.822	6	0.177	29.914	18.60	11.314
16-20	80	0.225	5.962	1.836	146.935	6	0.167	30.092	18.60	11.492
20-22	17	0.047	6.894	1.871	31.845	6	0.036	30.259	18.80	11.459
22-24	71	0.199	7.267	1.924	136.639	6	0.155	30.296	18.60	11.496
24-26	98	0.275	8.294	2.002	196.248	6	0.223	30.451	18.75	11.701
26-29	41	0.115	8.946	2.060	84.495	6	0.096	30.675	18.80	11.675
29-30	145	0.407	9.354	2.091	303.252	6	0.345	30.771	18.70	11.071
30-32	134	0.376	10.04	2.140	286.872	6	0.326	31.116	18.80	12.316
32-33	72	0.202	10.68	2.185	157.349	6	0.179	31.443	18.70	12.743
33-36	124	0.348	11.62	2.246	278.580	6	0.317	31.622	18.90	12.722
36-38	145	0.407	12.38	2.284	331.308	8	0.377	31.940	18.90	13.040
38-41	107	0.300	12.89	2.315	248.783	8	0.283	32.317	18.95	13.367
41-42	82	0.230	13.12	2.338	191.775	8	0.218	32.600	18.95	13.650
42-45	13	0.317	13.92	2.384	269.496	8	0.307	32.819	19.00	13.819

TRA-MO.	L (m)	GASTO Q	GASTO ACUM.	Q <sup>1/3</sup>	A=LO <sup>1/3</sup>	Ø	PER-DIDAS	COTA PIEZOMETRICA.	COTA TERRE. NAT.	CARGA DISPO-NIBLE.
45-TAN	359	1.041	18.09	2.625	942.476	8	1.073	32.126	19.20	13.926

4828.321

Carga por perder = 34.20 - (18.70 + 10) = 5.5 m.

$$H_f = \frac{5.5}{4828.32} (A_1, A_2, \dots, A_n)$$

45-48	96	0.268	3.573	1.528	146.77	4	0.496	32.629	19.20	13.429
48-50	90	0.253	2.933	1.426	128.37	3	0.434	32.195	19.30	12.895
50-53	114	0.320	1.957	1.248	142.28	3	0.481	31.713	19.10	12.613
53-54	37	0.104	1.637	1.176	45.53	3	0.154	31.559	19.05	12.509
54-55	195	0.548	1.532	1.151	224.51	3	0.759	30.800	18.95	11.850
55-56	350	0.984	0.984	0.994	348.18	2	1.300	29.500	19.50	10.000

1071.685

Carga por perder = 33.1264 - (10 + 19.50) = 3.6264 m.

$$H_f = \frac{3.6264}{1071.6853} (A_1, A_2, \dots, A_n)$$

30-31	110	0.309	0.309	0.679	70.690	2	0.132	31.116	18.50	12.616
31-35	158	0.444	0.753	0.910	143.795	3	0.268	31.248	19.20	12.048
33-35	58	0.163	0.916	0.970	56.279	3	0.105	31.517	19.20	12.317

270.765

Carga por perder = 31.6228 - 31.1168 = 0.5060

$$H_f = \frac{0.5060}{270.765} (A_1, A_2, \dots, A_n)$$

TRA-MO.	L (m)	GASTO Q	GASTO ACUM.	Q <sup>1/3</sup>	A=LQ <sup>1/3</sup>	σ	PER-DIDAS	COTA PIEZOMETRICA.	COTA TERRE. NATUR.	CARGA DISPO-NIBLE.
12-14	70	0.196	0.196	0.584	40.944	2	0.065	29.914	18.85	11.064
14-18	59	0.165	0.362	0.713	42.081	2	0.067	29.980	18.80	11.180
18-23	112	0.315	0.677	0.878	97.384	3	0.155	30.047	18.80	11.247
23-25	76	0.213	0.891	0.962	73.148	3	0.116	30.202	18.65	11.552
24-25	80	0.225	1.116	1.037	82.995	3	0.132	30.319	28.65	11.669

336.553

Carga por perder = 30.4517 - 29.9149 = 0.5368 m.

$$H_f = \frac{0.5368}{336.5539} (A_1, A_2, \dots, A_n)$$

Punto 49 = C. Piez. punto 48 - (10 + C.T.N. 49)  
 = 32.6297 - (10 + 19.45)

$$= 3.1797 \quad Q = 0.3713 \quad L = 132 \quad \therefore D = 2''$$

Punto 51 = C. Piez. punto 50 - (10 + C.T.N. 51)  
 = 32.1953 - (10 + 19.50)

$$= 2.6953 \quad Q = 0.3488 \quad L = 124 \quad \therefore D = 2''$$

Punto 52 = C. Piez. punto 50 - (10 + C.T.N. 52)  
 = 32.1953 - (10 + 19.40)

$$= 2.7953 \quad Q = 0.3741 \quad L = 133 \quad \therefore D = 2''$$

Punto 46 = C. Piez. punto 45 - (10 + C.T.N. 46)  
 = 33.1264 - (10 + 19.10)

$$= 4.0264 \quad Q = 0.1434 \quad L = 51 \quad \therefore D = 2''$$

Punto 44 = C. Piez. punto 42 - (10 + C.T.N. 44)  
 = 32.8194 - (10 + 19.10)

$$= 3.7194 \quad Q = 0.3150 \quad L = 112 \quad \therefore D = 2''$$

- Punto 43 = C. Piez. punto 42 - (10 + C.T.N. 43)  
 = 32.8194 - (10 + 18.90)  
 = 3.9194    Q = 0.1688    L = 60    .'. D = 2"
- Punto 40 = C. Piez. punto 38 - (10 + C.T.N. 40)  
 = 32.3175 - (10 + 19.00)  
 = 3.3175    Q = 0.2081    L = 74    .'. D = 2"
- Punto 39 = C. Piez. punto 38 - (10 + C.T.N. 39)  
 = 32.3175 - (10 + 18.90)  
 = 3.4175    Q = 0.1547    L = 55    .'. D = 2"
- Punto 37 = C. Piez. punto 36 - (10 + C.T.N. 37)  
 = 31.9401 - (10 + 19.30)  
 = 2.6401    Q = 0.2644    L = 94    .'. D = 2"
- Punto 34 = C. Piez. punto 33 - (10 + C.T.N. 34)  
 = 31.6228 - (10 + 18.70)  
 = 2.9228    Q = 0.1631    L = 58    .'. D = 2"
- Punto 28 = C. Piez. punto 26 - (10 + C.T.N. 28)  
 = 30.6752 - (10 + 18.60)  
 = 2.0752    Q = 0.2559    L = 91    .'. D = 2"
- Punto 27 = C. Piez. punto 26 - (10 + C.T.N. 27)  
 = 30.6752 - (10 + 18.60)  
 = 2.0752    Q = 0.2813    L = 100    .'. D = 2"
- Punto 57 = C. Piez. punto 24 - (10 + C.T.N. 57)  
 = 30.4517 - (10 + 18.40)  
 = 2.0517    Q = 0.3122    L = 111    .'. D = 2"
- Punto 23 = C. Piez. punto 22 - (10 + C.T.N. 23)  
 = 30.2961 - (10 + 18.80)  
 = 1.4961    Q = 0.2138    L = 76    .'. D = 2"

Punto 21 = C. Piez. punto 20 - (10 + C.T.N. 21)  
= 30.2598 - (10 + 18.40)  
= 1.8598    Q = 0.3375    L = 120    .'. D = 2"

Punto 19 = C. Piez. punto 18 - (10 + C.T.N. 19)  
= 30.0473 - (10 + 18.70)  
= 1.3473    Q = 0.1406    L = 50    .'. D = 2"

Punto 18 = C. Piez. punto 16 - (10 + C.T.N. 16)  
= 30.0924 - (10 + 18.80)  
= 1.2924    Q = 0.1913    L = 68    .'. D = 2"

Punto 17 = C. Piez. punto 16 - (10 + C.T.N. 17)  
= 30.0924 - (10 + 18.60)  
= 1.4924    Q = 0.3600    L = 128    .'. D = 2"

Punto 15 = C. Piez. punto 14 - (10 + C.T.N. 15)  
= 29.9802 - (10 + 18.70)  
= 1.2802    Q = 0.1913    L = 68    .'. D = 2"

Punto 13 = C. Piez. punto 12 - (10 + C.T.N. 13)  
= 29.9149 - (10 + 18.40)  
= 1.5149    Q = 0.3966    L = 141    .'. D = 2"

Punto 11 = C. Piez. punto 10 - (10 + C.T.N. 11)  
= 29.8084 - (10 + 18.40)  
= 1.4084    Q = 0.4247    L = 151    .'. D = 2"

Punto 9 = C. Piez. punto 8 - (10 + C.T.N. 9)  
= 29.5070 - (10 + 18.65)  
= 0.8570    Q = 0.2250    L = 80    .'. D = 2"

Punto 7 = C. Piez. punto 6 - (10 + C.T.N. 7)  
= 29.0728 - (10 + 18.65)  
= 0.4228    Q = 0.6469    L = 230    .'. D = 2"

$$\begin{aligned}
 \text{Punto 3} &= \text{C. Piez. punto 2} - (10 + \text{C.T.N. 3}) \\
 &= 28.7738 - (10 + 18.75) \\
 &= 0.0238 \quad Q = 0.3544 \quad L = 126 \quad \therefore D = 2"
 \end{aligned}$$

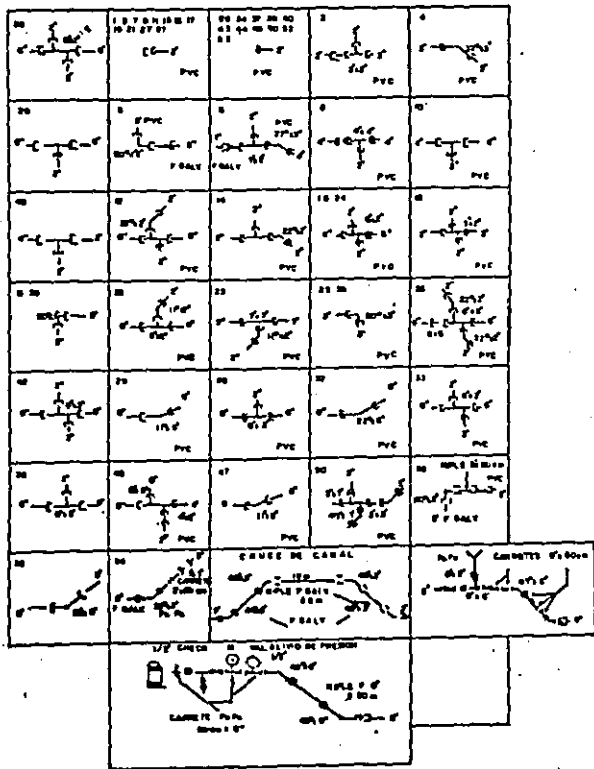
Nota: Los tramos de tubería 5-6 y 53-54 son de fierro galvanizado.

### 3.3.1.- Línea de Conducción del Pozo al Tanque de Almacenamiento.

$\beta$	Longitud	h1	h2	hf	0.1hf	htotal	H.P.
2	260	82	15	71.02	7.10	175.12	37.35
4	260	82	15	2.74	0.27	100.00	21.58
6	260	82	15	0.52	0.05	97.57	20.81
8	260	82	15	0.15	0.01	97.17	20.72

Por lo tanto tomaremos de 6" la tubería de conducción del pozo al tanque de almacenamiento.



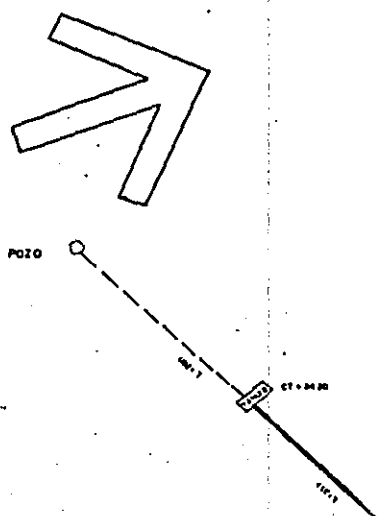


### DATOS DE PROYECTO

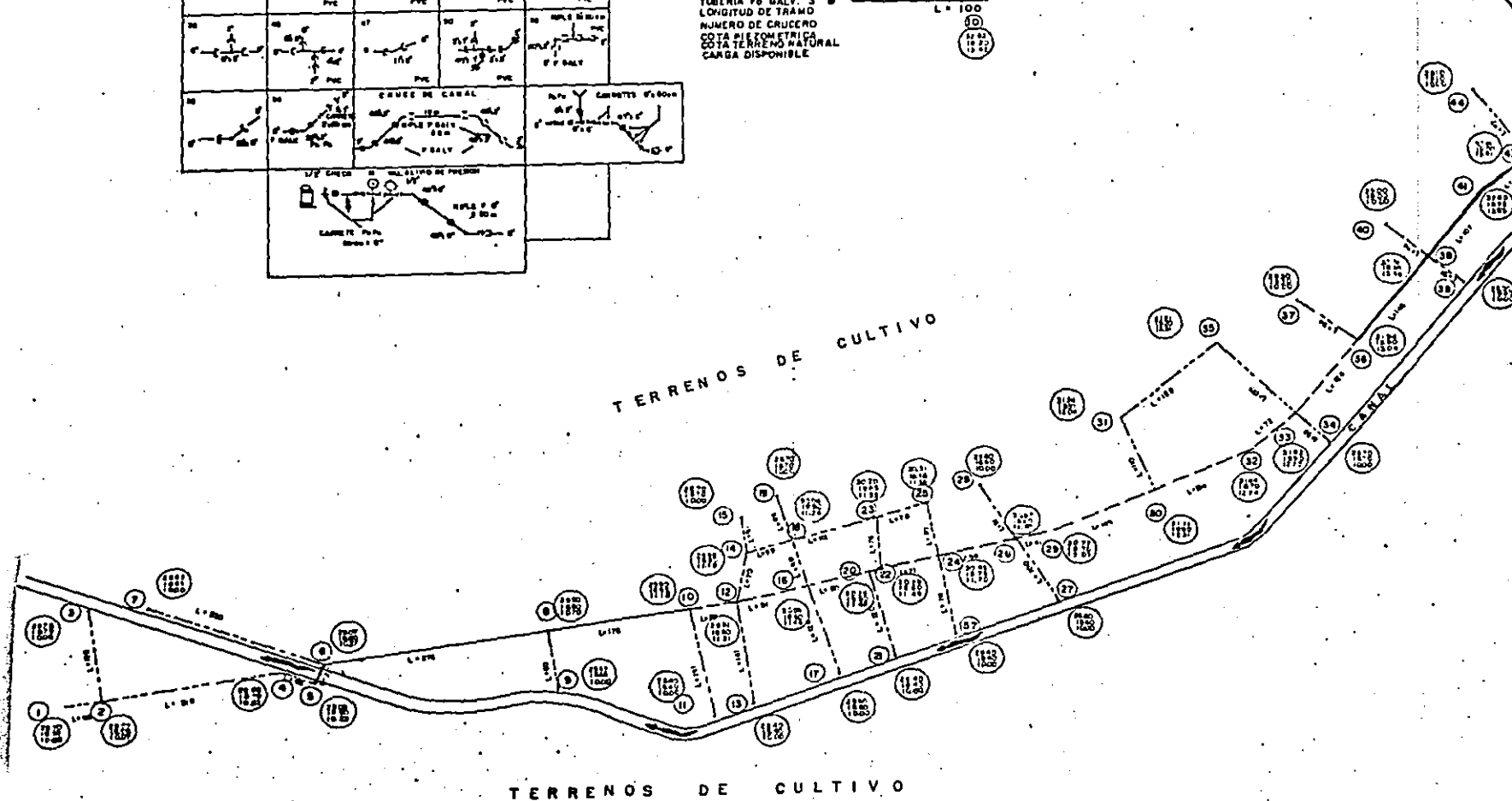
POBLACION ACTUAL	3424 HAB.
POBLACION FUTURA	4544 HAB.
ODTACION ESPECIFICA	200 LYS/HAB/DIA
GASTO MEDIO	10055 L.P.S.
COEFICIENTE DE VARIACION DIARIA	12
GASTO MAXIMO DIARIO	12.56 L.P.S.
COEFICIENTE DE VARIACION HORARIA	1.5
GASTO MAXIMO HORARIO	18.099 L.P.S.
FUENTE DE ABASTECIMIENTO	POZO PROFUNDO

### SIMBOLOGIA

TUBERIA DE PVC 2" Ø	---
TUBERIA DE PVC 3" Ø	----
TUBERIA DE PVC 4" Ø	-----
TUBERIA DE PVC 6" Ø	-----
TUBERIA DE PVC 8" Ø	-----
TUBERIA Fg GALV. 3"	-----
LONGITUD DE TRAMO	L = 100
NUMERO DE CAJERO	(10)
COTA BIELOM NATORAL	(11.2)
COTA TERRENO NATURAL	(11.2)
CARGA DISPONIBLE	(11.2)



### TERRENOS DE CULTIVO



### TERRENOS DE CULTIVO

### DATOS DE PROYECTO

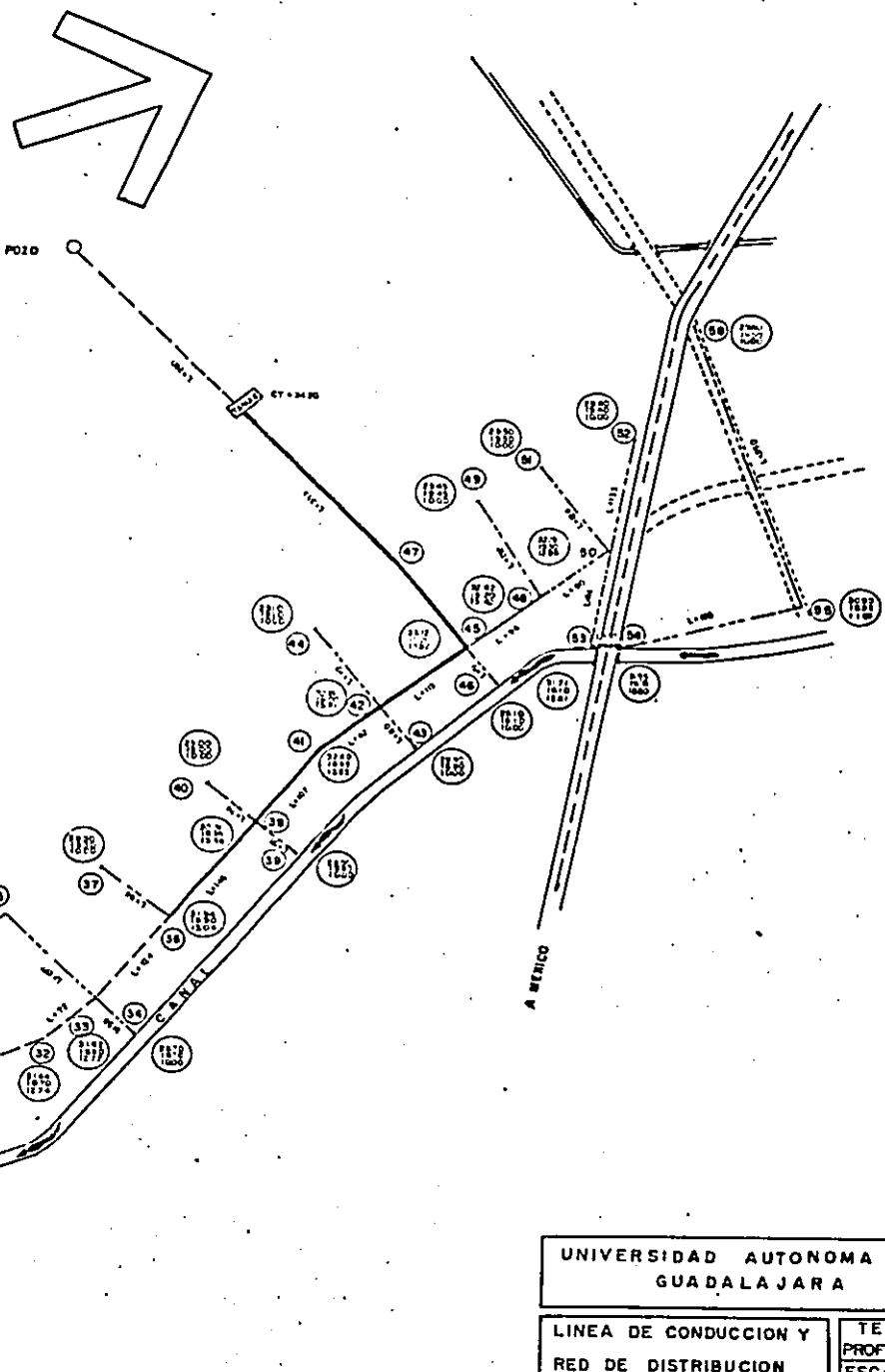
POBLACION ACTUAL	3424 HAB.
POBLACION FUTURA	4344 HAB.
DOTACION ESPECIFICA	200 LYS/HAB/DIA
GASTO MEDIO	10055 L.P.S.
COEFICIENTE DE VARIACION DIARIA	1.2
GASTO MAXIMO DIARIO	12.64 L.P.S.
COEFICIENTE DE VARIACION HORARIA	1.5
GASTO MAXIMO HORARIO	18.098 L.P.S.
FUENTE DE ABASTECIMIENTO	POZO PROFUNDO

### SIMBOLOGIA

TUBERIA DE PVC 2"	—
TUBERIA DE PVC 3"	—
TUBERIA DE PVC 4"	—
TUBERIA DE PVC 6"	—
TUBERIA DE PVC 8"	—
TUBERIA Fe GALV. 3"	—
LONGITUD DE TRAMO	L = 100
NUMERO DE CRUCERO	10
COTA PISOTOMETRICA	11.21
COTA TERRENO NATURAL	11.22
CARGA DISPONIBLE	11.23

RENOS DE CULTIVO

DE CULTIVO



UNIVERSIDAD AUTONOMA DE  
GUADALAJARA

LINEA DE CONDUCCION Y  
RED DE DISTRIBUCION

TESIS  
PROFESIONAL  
ESC: 1:3000

LUIS FERNANDO MAGALLANES QUIÑONEZ

#### IV.- PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO

#### 4.1.- Procedimiento Constructivo.

Las zanjas para tuberías de agua deben alinearse cuidadosamente y no es necesario una nivelación muy precisa para su colocación; más bien debe cuidarse -- que sean suficientemente cubiertas para protegerlas -- contra las cargas producidas por el tráfico y evitar la congelación del agua en climas muy fríos. Por lo -- tanto la profundidad varía entre 0.70 y 2.40 metros. -- También debe tomarse en cuenta la futura nivelación y pavimentación de las calles. La colocación de las líneas de tuberías de agua potable se hace a 1.20 mts. -- de separación de la banqueta.

El ancho de la zanja debe ser lo suficiente para trabajar con amplitud alrededor del tubo (ver Figura).

La excavación se hace a mano o con máquinas excavadoras, en la figura anterior se dan los anchos y -- profundidades para los diferentes diámetros.

El material de relleno no debe contener cenizas, ni escombros, ni grandes piedras.

En cuanto al material de los tubos podemos decir que los hay de fundición, asbesto cemento y P.V.C., es -- tos últimos son muy utilizados en tuberías de diáme-- tro pequeño como en el presente caso.

El manejo de los tubos pequeños se puede hacer a mano para su colocación dentro de la zanja la cual -- puede hacerse mediante una cuerda en cada extremo del tubo. Se recomienda que la plantilla de asiento este bien apisonada lo mismo que el relleno alrededor del -- tubo.

#### Instalación de Tuberías.

Previamente a la instalación de la tubería, esta -- deberá estar limpia de tierra, exceso de pintura, ---

# ZANJAS PARA TUBERIA DE ASBESTO-CEMENTO Y P.V.C.

## ANCHO.- (FIG.1)

El ancho de la zanja deberá ser de 50 cm más el diámetro exterior del tubo, para tuberías con diámetro exterior igual o menor de 20 cm. Cuando este sea mayor de 20 cm, el ancho de la zanja será de 50 cm. más dicho diámetro.

En la tabla mostrada abajo, se indica el ancho mínimo de zanjas en función de la profundidad, debiéndose usar este ancho de que el ancho señalado en función del diámetro exterior, sea mínimo.

## PROFUNDIDAD.- (FIG.1)

La profundidad de la excavación será la fijada en el proyecto. Si no se hace así, la profundidad mínima será de 90 cm. más el diámetro exterior de la tubería por instalar, cuando se trate de tuberías con diámetro exterior igual o menor de 20 cm. y será el doble de dicho diámetro para tuberías de diámetro mayor de 20 cm. Para tuberías menores de 3 cm. la profundidad mínima de 70 cm.

## FONDO.-

Debe asegurarse cuidadosamente a mano las cavidades o cuestas (Fig. 2, 3 y 4) para evitar la compresión de los joints de las tuberías que permita que la tubería caiga en hasta su longitud sobre el fondo de la zanja a la plantilla opresada. El espesor de esta será de 10 cm.

## RELLENO.-

Se utilizará material estrado de las excavaciones, pero hasta 30 cm. arriba del alma del tubo se usará tierra escoria de pelda. Esta relleno será compactado y el resto a volteo. En zonas urbanas con pavimento, todo el relleno será optimado.

DIAMETRO NOMINAL		Ancho	Profundidad	Volumen
métricos	pulgadas	en cm.	en cm.	en metros cúbicos
25.4	1	80	70	0.35 m <sup>3</sup>
30.8	2	83	70	0.39 "
33.8	2.5	80	100	0.60 "
76.2	3	80	100	0.60 "
101.6	4	80	100	0.80 "
127.0	5	70	110	0.77 "
203.2	8	78	115	0.80 "
254.0	10	80	120	0.96 "
304.8	12	85	125	1.08 "
355.6	14	90	130	1.17 "
406.4	16	100	140	1.40 "
457.2	18	115	145	1.67 "
508.0	20	120	150	1.80 "
609.6	24	130	165	2.10 "
762.0	30	150	185	2.70 "
914.4	36	170	220	3.74 "

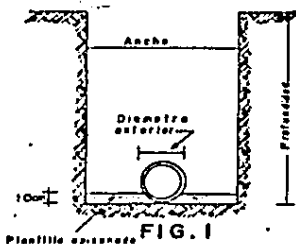


FIG. 1



FIG. 2

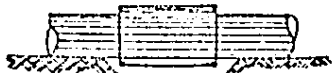


FIG. 4



FIG. 3

UNIVERSIDAD AUTONOMA DE  
GUADALAJARA

ZANJAS PARA  
TUBERIA

TESIS  
PROFESIONAL

LUIS FERNANDO MAGALLANES Q.

aceite, polvo o cualquier otro material que se encuentre en su interior o en las caras exteriores de los extremos del tubo que se instalará en los coples correspondientes.

Una vez bajada al fondo de las cepas, las tuberías deberán ser alineadas y colocadas, procediéndose a continuación a instalar las juntas correspondientes.

La tubería se tenderá de manera que se apoye en toda la longitud en el fondo de la excavación previamente afinada y los coples nunca deberán descansar sobre el lecho de la cepa, debiendo estar correctamente alojada dentro de la misma.

Las piezas de los dispositivos mecánicos o de cualquier otra índole usados para mover las tuberías que se pongan en contacto con ellas, deberán ser de madera, hule, cuero, yute o lona para evitar que las dañe.

Al proceder a su instalación, se evitará que penetre en su interior agua o cualquier otra sustancia y que se ensucien las partes interiores de los coples.

Cuando el proyecto indique que el trazo es en curva, la deflexión máxima permisible será de 5° por tramo de tubería.

Cuando se presenten interrupciones en los trabajos o al final de cada jornada de labores, deberán taparse los extremos abiertos de las tuberías cuya instalación no esté determinada, de manera que no puedan penetrar a su interior materiales, tierra, animales.

No se deberá instalar tubería cuando exista agua en el interior de las cepas.

Prueba de Tuberías: Una vez terminada la instalación de alguno o varios tramos completos de tuberías se procederá a la prueba de la misma, debiéndose llenar la tubería de agua cuando menos 24 horas antes de la prueba, la que se hará con dos manómetros, siendo-

la presión 1.5 veces, la presión de trabajo de la tubería siendo permisible una fuga de 3.5 lbs. por centímetro de diámetro por Km. de tubería en una hora, o sea que los manómetros no deben de bajar más de 3.5 - lbs. en una hora.

Las pruebas de tubería deberán efectuarse primeramente por tramos no mayores de 400 mts. y posteriormente, circuitos completos incluyendo válvulas.

Las pruebas antes descritas se harán después de haberse construido el último atraque de concreto. Se colocarán atraques de concreto en los cambios de dirección y en las puntas muertas.

#### Instalación de Válvulas y Piezas Especiales.

Antes de su instalación, las piezas especiales - deberán ser limpiadas de tierra, exceso de pintura, -- aceite, polvo o cualquier otro material que se encuentre en el interior o las juntas.

Previamente al tendido de un tramo de tubería se instalarán los cruceros, colocándose tapas ciegas provisionales en los extremos de esos cruceros que no se conecten de inmediato. Los cruceros se colocarán en posición horizontal con los vástagos de las válvulas perfectamente verticales y estarán formados por las cruces, tees, codos, válvulas y demás piezas especiales que señale el proyecto.

La unión de las bridas de piezas especiales, deberá efectuarse cuidadosamente, apretando los tornillos y tuercas de forma de aplicar una presión uniforme que impida fugas de agua. Si durante la prueba de presión hidrostática a que se encuentren conectadas, se observaran fugas, deberá desarmarse la junta para volverla a unir de nuevo, empleando un sello de plomo de repuesto. Además las piezas especiales que presenten fugas deberán ser reemplazadas.

**V.- VOLUMENES DE OBRA**



5.1.- Relación de Piezas Especiales y Tramos de Proyecto.

A continuación se darán a conocer las diferentes piezas especiales y su cantidad, así como la cantidad de metros de los diferentes diámetros de tubería utilizados.

	Cantidad
TAPON CAMPANA DE P.V.C. 2" Diám.	11
TAPON ESPIGA DE P.V.C. 2" Diám.	12
TAPON CAMPANA DE P.V.C. 3" Diám.	1
TEE DE P.V.C. DE 8"x2" Diám.	1
" " " " 6"x6" "	1
" " " " 6"x4" "	1
" " " " 6"x2" "	2
" " " " 4"x4" "	1
" " " " 4"x2" "	1
" " " " 3"x3" "	2
" " " " 3"x2" "	2
" " " " 2"x2" "	1
CODO DE P.V.C. DE 90°x2" "	5
" " " " 45°x3" "	1
" " " " 45°x2" "	1
" " " " 22°x8" "	1
" " " " 22°x6" "	1
" " " " 22°x3" "	3
" " " " 22°x2" "	3
" " " " 11°x6" "	1
" " " " 11°x2" "	2
CRUZ DE P.V.C. DE 8"x8" "	1
" " " " 8"x2" "	2
" " " " 6"x3" "	2
" " " " 6"x2" "	3
" " " " 3"x2" "	1

	Cantidad
REDUCCION CAMPANA DE P.V.C. 8"x6" Diám.	1
" " " " 8"x4" "	1
" " " " 4"x3" "	2
" " " " 3"x2" "	2
REDUCCION ESPIGA DE P.V.C. 8"x2" "	1
" " " " 6"x4" "	1
" " " " 3"x2" "	5
ADAPTADOR ESPIGA DE P.V.C. 3" "	3
EXTREMIDAD CAMPANA DE P.V.C. 6" "	1
" ESPIGA DE P.V.C. 3" "	1
EMPAQUE DE NEOPRENO DE 3" "	1
COPLES DE Fo. GALV. DE 3" "	15
CODO DE Fo. GALV. 90°x3" "	1
" " " " 45°x3" "	4
NIPLE Fo.GALV. DE 3.5 mt. x 3" "	2
" " " " .50 mt. x 3" "	1
CODO Fo.Fo. DE 22°x3" "	1
" " " 45°x6" "	2
CARRETES DE Fo.Fo. de .50 mt x 6" "	3
BRIDA SOLDABLE DE Fo.Fo. DE 6" "	2
EMPAQUE DE PLOMO DE Fo.Fo. DE 6" "	7
TORNILLOS DE 3/4"x1 1/2" "	60
TORNILLOS DE 5/8"x2 1/2" "	20
TEE DE Fo.Fo. DE 6"x3" "	1
VALVULA COMPUERTA DE 3" "	1
" ALIMENTADORA DE AIRE DE 1/2" "	1
" ALIVIADORA DE PRESION 1/2" "	1
MANOMETRO DE PRESION	1
VALVULA CHACK DE 6" "	1
EXTREMIDAD DE Fo.Fo. DE 3" "	1
IPLE DE Fo.NEGRO DE 2.5 mt. x 6" "	1
CARRETES DE Fo.Fo. DE .50 mt. x 3" "	1
BRIDA SOLDABLE DE Fo.Fo. 3" "	1

	Cantidad
EMPAQUE DE PLOMO DE Fo.Fo. DE 3" Diám.	2

	Cantidad	Unidad
TUBERIA DE P.V.C. DE 2"	3067	mts.
TUBERIA DE P.V.C. DE 3"	1185	"
TUBERIA DE P.V.C. DE 4"	546	"
TUBERIA DE P.V.C. DE 6"	1192	"
TUBERIA DE P.V.C. DE 8"	806	"
TUBERIA DE Fo. GALV. 3"	64	"

**VI.- CONCLUSIONES**

### 6.1.- Conclusiones.

Una de las causas que me inclinó a elegir el tema de esta tesis es que, es deplorable la carencia de abastecimiento de agua para muchas poblaciones que, aunque no son importantes en tamaño lo son en economía, ya que esta población es agrícola 100%. Este problema, como otros, también importantes son los que frenan el desarrollo de los poblados pequeños, como lo es Guasavite Sinaloa.

Como puede deducirse, el principal objeto de mi tesis es acercar lo más posible a la realidad el proyecto, tratando de que este sea un proyecto realizabile.

Creo haber tomado en cuenta todos los puntos necesarios para llevar a cabo mi estudio, satisfaciendo a este respecto las necesidades de la población.

Doy por terminado mi trabajo, esperando que el tema del mismo sea de interes general.

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

### ABASTECIMIENTO DE AGUA Y ALCANTARILLADO

Ernest W. Stell.

Editorial Gustavo Gili.

### INGENIERIA SANITARIA APLICADA A SANEAMIENTO Y SALUD - PUBLICA.

Unda Opazo - Salinas Cordero.

UTEHA.

### APUNTES DE LA CATEDRA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE.

Ing. Carlos Trujillo del Rfo.

### APUNTES DE LAS CATEDRAS DE HIDRAULICA.

Ing. Sebastian Becerra.

Ing. Guillermo Garcia.

### NORMAS DE LA CONSTRUCCION DE REDES DE AGUA POTABLE Y- ALCANTARILLADO.

Editado por SEDUE.

### NORMAS DE PROYECTO PARA OBRAS DE APROVISIONAMIENTO DE AGUA POTABLE EN LOCALIDADES URBANAS DE LA REPUBLICA - MEXICANA.

Editado por SAHOP, en 1981.