

27 870115

24

# UNIVERSIDAD AUTONOMA DE GUADALAJARA

INCORPORADA A LA UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO

ESCUELA DE INGENIERIA CIVIL



TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN

"Proyecto de Abastecimiento de Agua Potable a la Población  
de Ayotlán, Jalisco"

TESIS PROFESIONAL  
QUE PARA OBTENER EL TITULO DE  
INGENIERO CIVIL

PRESENTA

**Marco Antonio Sánchez Martínez**

GUADALAJARA, JAL., 1988



Universidad Nacional  
Autónoma de México

Dirección General de Bibliotecas de la UNAM

**Biblioteca Central**



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

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

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

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

# INDICE

	PAG.
I. INTRODUCCION	1
II. ESTUDIOS PRELIMINARES	4
2.1. ESTUDIO GEOGRAFICO	5
2.2. ESTUDIO TOPOGRAFICO	5
2.3. ESTUDIO CLIMATOLOGICO	6
2.4. ESTUDIO HIDROLOGICO	7
2.5. ESTUDIO SOCIOECONOMICO	9
2.6. ESTUDIO GEOLOGICO	17
2.7. ESTUDIO DE COMUNICACIONES	17
III. CALCULO DE LA POBLACION FUTURA	19
3.1. CALCULO DE LA POBLACION FUTURA POR EL METODO ARITMETICO	21
3.2. CALCULO DE LA POBLACION FUTURA POR EL METODO GEOMETRICO	22
3.3. CALCULO DE LA POBLACION FUTURA POR EL METODO DE INCREMENTOS DIFERENCIALES	24
3.4. CALCULO DE LA POBLACION FUTURA POR EL METODO DE LA FORMULA DEL INTERES COM- PUESTO	24
3.5. CALCULO DE LA POBLACION FUTURA POR EL METODO GRAFICO	26

3.6. POBLACION FUTURA ESTIMADA PARA EL AÑO 1998	27
IV. CALCULO DE VOLUMENES	29
4.1. DOTACION ESPECIFICA	30
4.2. VOLUMENES NECESARIOS	33
V. FUENTE DE ABASTECIMIENTO	35
5.1. POZO PROFUNDO	38
VI. REGULACION	42
6.1. CALCULO DE VOLUMENES DEL TANQUE	43
6.2. DISEÑO Y CALCULO ESTRUCTURAL DEL TANQUE	53
6.3. CALCULO DE LA VIGUERIA PARA TECHAR EL TANQUE	86
VII. CONDUCCION	104
7.1. CALCULO DE LA LINEA ECONOMICA DE BOMBEO	105
VIII. RED DE DISTRIBUCION	110
8.1. CALCULO HIDRAULICO Y DISEÑO DE LOS CRUCES PRINCIPALES	112
IX. VOLUMENES DE OBRA	121
X. CONCLUSIONES	125
BIBLIOGRAFIA	127

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

En todos los tiempos, todas las poblaciones han debido preocuparse de su suministro de agua. Incluso las poblaciones antiguas de importancia se dieron pronto cuenta de que el carácter local de sus suministros -pozos poco profundos, manantiales y arroyos- era inadecuado para cubrir las modestas demandas sanitarias de entonces, y se vieron obligados a construir acueductos que trajeran el agua de fuentes lejanas, cabe decir, sin embargo, que tales sistemas de suministro no pueden compararse con los tipos modernos; sólo unos pocos ciudadanos entre los más ricos disponían de agua corriente en sus casas o jardines, mientras la mayor parte de los habitantes transportaban el agua a sus viviendas, en vasijas, desde un número reducido de depósitos de agua. Las poblaciones medievales eran más pequeñas que en la antigüedad y el suministro público de agua era prácticamente inexistente. Los acueductos que había en la antigua Atenas, Roma y poblaciones provinciales romanas, cayeron en desuso y su utilidad fue hasta olvidada.

El ingeniero de obras hidráulicas, en los tiempos antiguos, tropezaba con el gran problema de no disponer de un tipo de tubería que pudiese resistir siquiera moderadas presiones. Usó tuberías de arcilla y plomo; pero, aún son éstas, como con sus acueductos y túneles de mampostería, seguía la línea de pendientes hidráulicas, y raramente dispuso sus conducciones bajo presión.

Fue en el siglo XVII cuando se hicieron los primeros experimentos con tubería de hierro fundido, pero solamente a mediados del siglo XVIII empezaron a ser suficientemente baratas para permitir su amplio uso. La duración del hierro fundido y su inmunidad contra roturas y escapes hicieron pronto su uso casi universal, aunque el acero y otros materiales fueron también empleados. Este audaz avance, junto con el desarrollo de los métodos de elevación de agua, hicieron económicamente posible, incluso para los pueblos más pequeños, la canalización de suministros de agua y su entrega en las casas de los ciudadanos.

Existen otros tipos de tubería que se utilizan en la actualidad para suministrar de agua potable a presión hasta las casas de los ciudadanos como son la tubería de asbesto-cemento y la tubería P.V.C.

## II. ESTUDIOS PRELIMINARES



## 2.1. ESTUDIO GEOGRAFICO

El municipio se localiza en la región centro del Estado de Jalisco.

Limita al norte con el municipio de Arandas.

Al sur con el Estado de Michoacán.

Al oriente con los municipios de Degollado y Jesús María.

Y al poniente con los municipios de la Barca y Atotonilco El Alto.

Su extensión geográfica es de 518.57 km<sup>2</sup>.

La cabecera municipal que es Ayotlán tiene la siguiente localización geográfica.

Latitud norte 20° 32'

Longitud oeste 102° 20'

Altitud sobre el nivel del mar 1600 metros.

## 2.2. ESTUDIO TOPOGRAFICO

Orográficamente en el municipio se presentan tres formas características de relieve:

La primera corresponde a zonas accidentadas y abarca aproximadamente 47.64% de la superficie.

La segunda corresponde a zonas semiplanas y abarca aproximadamente 15.27% de la superficie.

Y la tercera corresponde a zonas planas y abarca aproximadamente 37.09% de la superficie.

Las zonas accidentadas se localizan en su mayoría, al noroeste y al sur de la cabecera municipal, y están formadas por alturas de 1600 a 2300 metros sobre el nivel del mar.

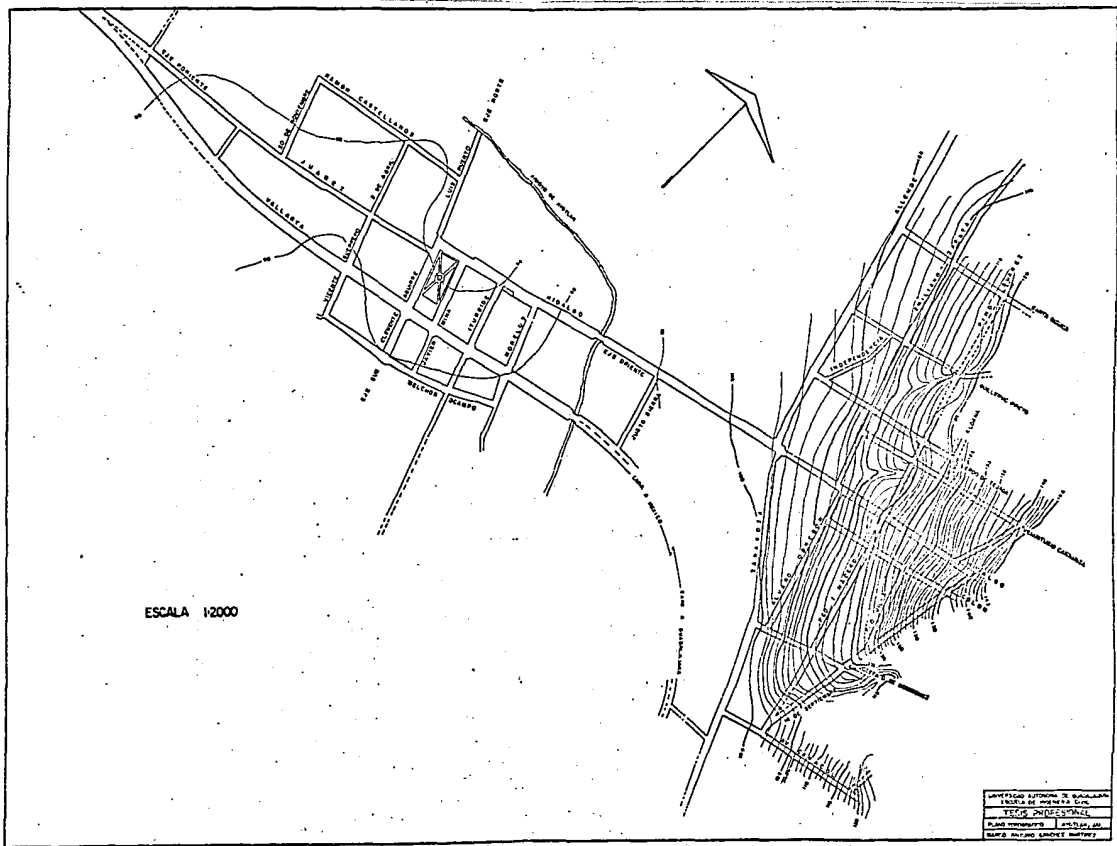
Las zonas semiplanas, se localizan en el sur y suroeste principalmente, están formadas por alturas de 1600 a 1800 metros sobre el nivel del mar.

Las zonas planas, se localizan en el sur, suroeste y noroeste, están formadas por alturas de 1600 metros sobre el nivel del mar.

### 2.3. ESTUDIO CLIMATOLOGICO

El clima en el municipio de acuerdo a la clasificación de C.W. Thornthwaite es semiseco y semicálido con régimen de lluvias en los meses de junio a septiembre, que representa el 83% del total anual.

Los meses más calurosos son: junio y julio, con temperaturas medias de 24.5 y 26.6°C respectivamente.



La dirección de los vientos, en general es sureste a noroeste con una velocidad de 3 km por hora.

La temperatura media anual es de 21.1°C. La temperatura máxima extrema de 39.5°C y se presentó en el mes de julio del año 1947; la mínima extrema fue de 2.5°C y ocurrió en el año de 1943 en el mes de diciembre.

#### 2.4. ESTUDIO HIDROLOGICO

La precipitación media anual es de 800 mm. La lluvia del año más abundante representa el 141% de la media anual y se presentó en el año de 1955; el más escaso significa el 70% y ocurrió en el año de 1957. La lluvia máxima promedio en 24 horas es de 43 mm, sin embargo se han presentado máximas de 94.7 mm y 83.7 mm en los meses de julio y junio respectivamente.

Los recursos hidrológicos del municipio se componen básicamente de los siguientes elementos:

Ríos: río Lerma y Huáscato.

Arroyos de caudal permanente: San Onofre, Colorado, Tuxpan, Charco Verde y río Chico.

Arroyos de caudal solamente durante la época de lluvias: Ayotlán, Corales, Atargea, los Mezquites, Tuxpan, Peña Blanca, Barranca Honda, Polas, Cerezos y Socomuta.

Otros recursos naturales son: nacimiento Ciénega de Tlaxcala, la presa de Santa Rita, aguas termales en el poblado de Agua Caliente.

Presas y bordos, presas: la Sabinilla-San Onófre; bordos: Negro, Jagüey Blanco.

El volumen de precipitación pluvial anual en el municipio se estima en 397.7 millones de metros cúbicos. De esto escurren 39.5 millones de metros cúbicos. De los que sólo se aprovechan 51.4% (18.4 millones de metros cúbicos), por 7 unidades de captación con las cuales se beneficia una superficie de 4220 ha.

De las obras existentes, 4 pertenecen a la grande y pequeña irrigación, que almacena 9.3 millones de metros cúbicos, con los que se riegan 1620 ha.

Por medio de volúmenes captados se riegan 4220 hectáreas entre las cuales no se incluyen las regadas por pozos profundos, que representa 15.9% de la superficie de labor del municipio, porcentaje que resulta alto comparado con el que se registra a nivel estatal y que es de 14.2%.

También del total de la superficie bajo riego, el 36% se encuentra incorporado a los distritos de riego de los ríos Lerma y Zula, que hacen uso de las corrientes superficiales. Además de las unidades de riego que actualmente operan en el municipio, se encuentra casi por concluirse el

sistema, el cual una vez logrado permitirá incrementar en un gran porcentaje la superficie bajo riego hasta hoy bastante reducida.

Por otra parte la utilización de las aguas subterráneas en el municipio está limitada, pues de acuerdo a la información que se dispone (1980), se explotaban con 8 pozos con profundidades que iban de 20 hasta 36 metros.

## 2.5. ESTUDIO SOCIOECONOMICO

En el sector educativo, el municipio necesita ampliar el nivel cultural, dando oportunidad de acción a profesionistas y técnicos para que cooperen al desarrollo del municipio.

Cabe señalar que los habitantes de las diferentes localidades, al terminar su educación primaria, necesitan dirigirse a la cabecera para continuar en ella sus estudios de niveles superiores.

Salud, en lo relacionado a la salud, los problemas son más cuantiosos en las zonas rurales, ya que los programas de sanidad permanente se ubican en las localidades urbanas de mayor importancia del municipio.

Abasto, en lo referente a los abastos, el municipio es autosuficiente, dada su localización, más no es cómodo ni -

económico para los habitantes de las zonas rurales tener que dirigirse a la población cabecera para su abastecimiento de los artículos de primera necesidad, por lo que tienen que surtirse en pequeños comercios de la propia localidad.

Recreación, por lo que respecta a lo recreativo, debido a la falta de instalaciones de esta índole, abundan los casos de ociosidad y malvivencia en los habitantes.

La población cuenta con el siguiente equipamiento urbano:

- Cine
- Lienzo charro
- Parque
- Tiendas Conasupo
- Bodegas
- Centro de salud
- Hospital
- Primaria completa
- Secundaria
- Educación técnica
- Características de las viviendas del municipio
- Tenencia de la tierra.
- Propia. 72%
- Rentada 28%.
- Números de cuartos por vivienda.
- Un cuarto 37%

-Dos o más cuartos 63%

Servicios en las viviendas.

-Drenaje 9%

-Electricidad 29%

Material en los techos.

-Concreto o similares 7%

-Otros 93%

Pisos en los cuartos.

-Tierra 67%

-Otros 33%

Con cuarto para cocinar.

-Que además se usa como dormitorio 19%

-Independiente 31%

Combustible para cocinar.

-Gas, electricidad o petróleo 17%

-Leña o carbón 83%.

Actividades económicas.

Las actividades económicas del municipio presentan las siguientes características. De las actividades productivas del municipio, destacan, por el valor de su producción y el número de personas dedicadas a ellas, las actividades agropecuarias.

De acuerdo a la clasificación agrológica de los suelos, 17900 hectáreas eran susceptibles a dedicarse a la agricultura, según datos del inventario agrológico de 1980, correspon



diendo la mayoría a suelos de regular calidad. En ese mismo año se registraron 2800 hectáreas bajo riego.

Los principales cultivos son: maguey, maíz y sorgo, alcanzándose volúmenes menores de estos últimos. Los rendimientos logrados son semejantes a los obtenidos a nivel estatal, como consecuencia de que el uso de la tecnología agrícola y de los fertilizantes se aplican en un 65% de la superficie cultivada.

Los pastizales cubren una superficie de 24000 hectáreas, significando un 47% de la superficie total. La ganadería ha tenido un buen desarrollo, registrando el inventario ganadero de 1580, un total de 25500 cabezas de ganado bovino, que produjeron 870 toneladas de carne en pie y 3.1 millones de litros de leche, con vacas manejadas en un 35% bajo condiciones de estabulación y semiestabulación.

El ganado porcino registró un inventario a ese mismo año, de 81600 cabezas, produciéndose 2950 toneladas de carne en pie.

Según el censo de 1980, la actividad industrial registró 26 establecimientos de este tipo, dedicados en su mayoría a la fabricación de productos alimenticios. El valor de la producción industrial alcanzó 4.6 millones de pesos, generando un valor agregado de 1.9 millones de pesos.

La actividad comercial se desenvuelve en 106 estableci-

mientos dedicados en su mayoría a la venta de artículos de consumo popular; seis de los giros están registrados como - causantes mayores, lo que indica que el comercio atiende ne cesidades de otro tipo de bienes.

Los servicios bancarios son prestados por el Banco Na- cional de México a donde acuden los diversos sectores econó micos a satisfacer sus necesidades de depósito, ahorro e in versión.

Los demás servicios son prestados por 53 establecimien tos dedicados a diversas actividades.

Niveles de vida. Ayotlán se encuentra en condiciones - muy desfavorables, siendo el municipio que tiene el nivel - de vida más bajo entre todos los que integran la región cen tro.

También en comparación con los promedios estatales, es te municipio se encuentra en condiciones de vida muy defi- cientes, principalmente en los aspectos referentes a vivien da sin agua potable, sin drenaje, ingresos, alimentación y analfabetismo.

## INDICADORES DEL NIVEL DE VIDA EN %

	JALISCO	MUNICIPIO
PERSONAS CON INGRESOS INFERIORES A \$ 500,000 MENSUALES	40	75
PERSONAS QUE NO CONSUMEN LECHE, CARNE Y HUEVOS	25	46
PERSONAS SIN AGUA POTABLE EN SU VIVIENDA	32	94
PERSONAS SIN DRENAJE EN SU VIVIENDA	45	91
PERSONAS QUE OCUPAN VIVIENDAS DE UN CUARTO	25	33
TASA DE MORTANDAD	0.92	0.74
PERSONAS ANALFABETAS	19	38

Población económicamente activa, la población económicamente activa representó 24.3% de la población total en 1980 y 24.7% en 1970, lo que denota en parte las pocas oportunidades de empleo remunerado que se viene dando en el municipio.

La estructura de la población económicamente activa muestra la economía agropecuaria del municipio: 78.9% del total en 1980; mientras que las actividades industriales ocupan el 8.6% de la población activa; los servicios y otras ac

tividades insuficientemente especificadas 12.5%.

En el periodo 1970-1980 las tendencias observadas en la estructura de la población económicamente activa fueron las siguientes:

Las actividades agropecuarias redujeron su capacidad de absorber mano de obra de 88.1% a 78.9%; las actividades industriales incrementaron su participación, pasando del 4.7% en 1970 al 8.6% en 1980; los servicios aumentaron su participación al pasar del 7.2% al 12.5% en el periodo mencionado.

Inversión pública, la inversión pública y estatal ejercida en el municipio durante los últimos nueve años se ha dado en la siguiente manera:

Ha venido incrementándose gradualmente, llegando en el periodo 1977-1979, a casi duplicar la cifra que había alcanzado durante el lapso 1971-1976.

En términos porcentuales, son importantes los aumentos observados en dos campos prioritarios de la producción y la infraestructura, como son el sector agropecuario y forestal y las comunicaciones y transportes. Por otra parte, y dejando de lado su importancia absoluta, es significativo señalar la disminución registrada en el sector de los asentamientos humanos, sector estrechamente ligado con el desarrollo urbano.

Con respecto a la distribución de la inversión por sectores, es manifiesto que el grueso de los recursos se ha - destinado a favorecer renglones relacionados con la infraestructura y con el aparato productivo, dejado en segundo plazo a sectores vinculados con las condiciones de vida de la población.

Coordinación del municipio con instituciones y organismos del sector público federal y estatal.

-SAHOP

-Secretaría de Comercio

-CONASUPO

-Secretaría de Educación Pública

-CAPFCE

-Secretaría de la Reforma Agraria

-Secretaría de Salubridad y Asistencia

-Desarrollo Integral de la Familia (DIF)

-Tesorería General del Estado.

-Departamento de Obras Públicas del Estado

-Departamento de Planeación y Urbanización del Estado

El municipio presta los siguientes servicios públicos:

-Agua potable

-Alumbrado público

-Drenaje y alcantarillado

-Panteones

- Parques y jardines
- Rastro
- Vigilancia.

## 2.6. ESTUDIO GEOLOGICO

Todo el municipio se localiza en una zona sísmica. Las zonas inestables son la falla de Xacamboxo y una serie de fracturas, así como posibles derrumbes en bancos de material rodeando la cabecera municipal que es el poblado de Ayotlán.

Las zonas inundables se encuentran en la parte norte de la cabecera, por el río Ayotlán en el poblado Acahualtes, por el mismo río, y parte del poblado la Rivera por el río Lerma.

Las principales características de las zonas erosionadas del municipio tienen origen aluvial y alcanzan un total de 2300 hectáreas en diverso grado de deterioro. De estas zonas, se considera como de erosión fuerte una superficie de 500 hectáreas, como de erosión media 500 hectáreas y como erosión leve 1000 hectáreas.

## 2.7. ESTUDIO DE COMUNICACIONES

El poblado cuenta con los siguientes servicios: teléfono, telégrafo y correos.

El transporte público urbano es insuficiente está formado por seis autos de alquiler y el transporte público foráneo es bueno en general, está formado por múltiples líneas de paso; no existen líneas que salgan de la cabecera municipal.

El poblado no cuenta con servicio de ferrocarril y aeropuertos.

III. CALCULO DE LA POBLACION  
FUTURA



Antes de formular un proyecto de abastecimiento de agua, ha de decidirse el período de tiempo que las instalaciones servirán a la comunidad, antes de que deban abandonarse o ampliarse por ser ya inadecuadas. Estos períodos se denominan períodos de vida y tienen una relación muy importante con la cuantía de los fondos que deben ser invertidos en la construcción de las instalaciones de agua potable. Puesto que muchas poblaciones están creciendo día con día en cantidad de habitantes, el período de vida depende principalmente del grado de crecimiento de su población. El problema consiste en prever, tan exactamente como sea posible, la población futura dentro de un determinado número de años.

Para determinar la vida útil del proyecto el manual de normas de proyecto para obras de aprovechamiento de agua potable en localidades urbanas de la República Mexicana propone los siguientes puntos.

1. Para localidades de 2,500 a 15,000 habitantes de proyecto, de 6 a 10 años.
2. Para localidades de 15,000 o más habitantes de proyecto, hasta 15 años.

De acuerdo al último censo oficial efectuado en el año de 1980 la población de Ayotlán contaba con 6126 habitantes por lo tanto se ha escogido un período de proyecto de 10 años.

Para obtener la población futura para un periodo de 10 años nos apoyamos en la media obtenida por los 5 métodos siguientes:

- Método aritmético
- Método geométrico
- Método de incrementos
- Método de la fórmula del interés compuesto
- Método grafico.

Como podrá verse posteriormente en cada uno de los métodos anteriores se obtendrán resultados diferentes por lo que se tendrán que obtener la media de los 5 métodos para obtener la población de proyecto.

### 3.1. CALCULO DE LA POBLACION FUTURA POR EL METODO ARITMETICO

Consiste en suponer un crecimiento constante, para lo cual es necesario conocer los crecimientos anteriores, determinando una cifra constante para un tiempo fijo, se aplica a los años futuros.

ANO	POBLACION	INCREMENTOS POR DECADAS
1980	6 126	927
1970	5 199	816
1960	4 383	700
1950	3 883	

Incremento promedio en una década es 814 habitantes.

Incremento promedio en un año es 81 habitantes.

Población para el año 1998 =  $6126 + (81 \times 18) = 7584$

Población para el año 1998 = 7584 habitantes.

### 3.2. CALCULO DE LA POBLACION FUTURA POR EL METODO GEOMETRICO

Consiste en suponer el mismo crecimiento que el método anterior, pero no en forma absoluta, sino por ciento de la población que lo produjo y fijando un promedio se aplica cada vez los años futuros.

Fórmula.

$$\% \text{ crecimiento} = \frac{Pf - Pi}{Pi} (100)$$

Donde:

Pf = Población final

Pi = Población inicial.

ASO	POBLACION	CRECIMIENTO
1980	6 126	17.83
1970	5 199	18.62
1960	4 383	19.01
1950	3 683	

Promedio de porcentaje de incrementos en una década -  
18.48%.

Promedio del porcentaje de incrementos en un año -  
= 1.848.

Población para 1981.

$$1.848 = \frac{(pf - 6\ 126)}{6\ 126} \times 100$$

$$pf = \frac{1.848 (6\ 126)}{100} + 6\ 126$$

Población para 1981 = 6 239

Incremento promedio en un año.

$$6\ 239 - 6\ 126 = 113.$$

Población para el año 1998 = 113 (18) + 6 126 = 8 160

Población para el año 1998 = 8 160 habitantes

### 3.3. CALCULO DE LA POBLACION FUTURA POR EL METODO DE INCREMENTOS DIFERENCIALES

Este método se basa en encontrar la población futura sumando la población inicial más el promedio de incrementos - más el promedio de las diferencias.

ANO	POBLACION	INCREMENTOS	DIFERENCIAS
1980	6 126	927	111
1970	5 199	816	
1960	4 383	700	116
1950	3 683		

Promedio de incrementos por década = 814

Promedio de diferencias por década = 114

Población (1990) = Población (1980) + promedio de incrementos + promedio de diferencias

Población (1990) = 6 126 + 814 + 114 = 7 054

Población (1998) = 7 054 +  $\frac{8}{10}$  (928) +  $\frac{8}{10}$  (114) = 7 887

Población para el año 1998 = 7 887 habitantes.

### 3.4. CALCULO DE LA POBLACION FUTURA POR EL METODO DE LA FORMULA DEL INTERES COMPUESTO

Este método consiste en obtener la razón de incremento

promedio para posteriormente explicarla a la siguiente fórmula con los años deseados de vida útil del proyecto.

Fórmula:

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

Donde:

- n = Número de años
- Pi = Población inicial
- Pf = Población final
- r = Raza de incremento.

AÑO	POBLACION	RAZON DE INCREMENTO
1980	6 126	.0165
1970	5 199	.0172
1960	4 383	.0176
1950	3 683	

Razón de incremento promedio en una de cada .0171.

$$4\ 383 = 3\ 683 (1 + r_1)^{10}$$

$$r_1 = \left(\frac{4383}{3683}\right)^{1/10} - 1 = 0.0176$$

$$5\ 199 = 4\ 383 (1 + r_2)^{10}$$

$$r_2 = \left( \frac{5\ 199}{4\ 383} \right)^{1/10} - 1 = 0.0172$$

$$6\ 126 = 5\ 199 (1 + r_2)^{10}$$

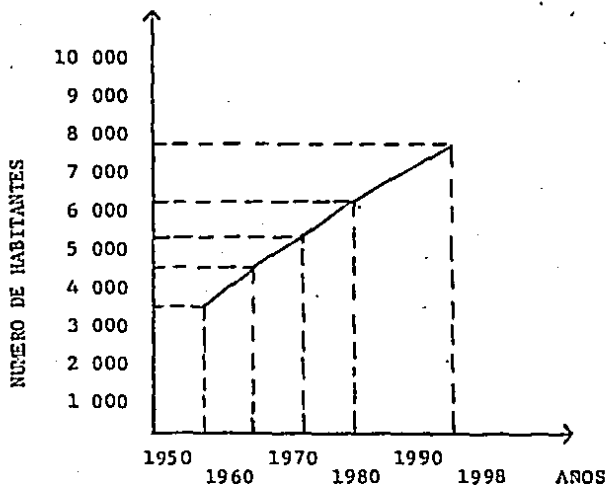
$$r_3 = \left( \frac{6\ 126}{5\ 199} \right)^{1/10} - 1 = 0.0165$$

$$\text{Población (1998)} = 6\ 126 (1 + 0.0171)^{18} = 8\ 312$$

Población para el año 1998 = 8 312 habitantes

### 3.5. CALCULO DE LA POBLACION FUTURA POR EL METODO GRAFICO

Se representa en un sistema de ejes coordenadas se dibuja una gráfica con los datos del censo de cada año como ordenadas y como abscisas las fechas de ellos. A continuación se unen puntos por líneas rectas, que se extienden hasta la fecha de proyecto, para leer en el eje de ordenadas la población futura.



Población para el año 1998 = 7 800 habitantes.

### 3.6. POBLACION FUTURA ESTIMADA PARA EL AÑO 1998

Como ya se dijo anteriormente para sacar la población futura para el año 1998 se obtiene la media de los cinco métodos anteriores.

-Método aritmético	7 584 habitantes
-Método geométrico	8 160 habitantes
-Método de incrementos Dif.	7 887 habitantes
-Método de la fórmula del interés compuesto	8 312 habitantes
-Método gráfico	7 800 habitantes
	<u>39 743 habitantes</u>



$$\frac{39,743}{5} = 7\,948$$

Población estimada para el año 1998 = 7 948 habitantes.

Población de proyecto = 7 950 habitantes.

#### IV. CALCULO DE VOLUMENES

#### 4.1. DOTACION ESPECIFICA

La dotación específica, está regulada por el número de habitantes de un lugar, en si el número de litros de agua - por habitante y por día, el cual depende de aspectos tan fundamentales como son: el clima, grado sociocultural, grado socioeconómico y calidad de agua.

##### Clasificación del agua según su uso.

Uso doméstico. Incluye el suministro de agua a las casas, hoteles, etc., para uso sanitario, culinario, bebida, lavado, 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 litros por habitante por día. En este empleo se incluye también el acondicionamiento del aire de residencias y el riego de jardines particulares, práctica que puede tener considerables efectos sobre el consumo total en algunas partes del territorio. El consumo doméstico puede preverse que será aproximadamente un 50% del promedio total del de la población, pero cuando el consumo total es pequeño la proporción será usualmente mucho mayor.

Uso comercial e industrial. El agua así clasificado, es la que se suministra a las instalaciones industriales y comerciales. Su importancia dependerá de las condiciones locales, tales como la existencia de grandes industrias, y si éstas patrocinan o no las empresas de suministro público de

agua. La cantidad de agua requerida para uso comercial e industrial se ha relacionado con el área de construcción de los edificios servidos.

Usos públicos. Los edificios públicos, tales como: cárceles y escuelas, y los servicios públicos (riego y limpieza de las calles y protección contra incendios) requieren mucha agua. Se cifra en 50 a 75 litros por habitante. La cuantía efectiva del agua usada para extinción de incendios no puede influir mucho en el consumo medio, pero los incendios muy grandes dan lugar a que la proporción de este empleo sea alta durante cortos períodos.

Pérdidas y derroches. Este consumo de agua se califica, a veces, como no medibles, aunque parte de las pérdidas y derroches puede considerarse medibles en el sentido de que su causa y cuantía son aproximadamente conocidas. El agua no medible es la que se pierde, debido a conexiones no autorizadas, fugas en redes de distribución, bombas o depósito. Es indudable que el volumen de este agua, incluyendo la derrochada por los consumidores, puede reducirse mucho mediante una cuidadosa conservación de las redes y una medición general de todos los servicios de agua.

En una red sometida totalmente a medida y moderadamente bien conservada, el agua no calculable, prescindiendo del deslizamiento de las bombas, sería de un 10%.

Para determinar la cantidad de agua que se requiera para las condiciones inmediatas y futuras de la localidad, se recomienda adoptar los siguientes valores para la dotación específica, en función del clima y del número de habitantes considerados como población de proyecto, valores proporcionados por el manual de normas de proyecto para el aprovechamiento de agua potable en las localidades urbanas de la República Mexicana.

POBLACION DE PROYECTO HABITANTES	TIPO DE CLIMA		
	CALIDO	TEMPLADO LT/HAB/DIA	FRIO
De 2,500 a 15,000	150	125	100
De 15,000 a 30,000	200	150	125
De 30,000 a 70,000	250	200	175
De 70,000 a 150,000	300	250	200
De 150,000 o más	350	300	250

Dado el grado sociocultural, grado socioeconómico, el clima y el número de habitantes, en nuestro caso se escogió una dotación específica para la población de 125 lts/hab/día.

Una vez obtenidos los estudios de población y la dotación específica se procede a la determinación de los gastos. Los cuales servirán para el diseño de las partes que forman el sistema de abastecimiento de agua potable.

## 4.2. VOLUMENES NECESARIOS

Gasto medio anual, es el consumo que en forma continua se tendrá durante el año.

$$Q_{ma} = \frac{\text{Población de proyecto} \times \text{dotación específica (lts/hab/día)}}{\text{Número de segundos de un día}}$$

Población de proyecto	7 950 habitantes
Dotación específica	125 lts/hab/día

$$Q_{ma} = \frac{7\ 950 (125)}{86\ 400} = 11.50 \text{ lts/seg}$$

Gasto medio anual = 11.50 lts/seg.

Coefficientes de variación diaria y horaria.

Los coeficientes de variación diaria y horaria se fijarán en función de un estudio específico realizado en la localidad, cuando no sea posible obtener estos datos, se recurrirá a información en las localidades de características similares. Los valores más frecuentemente usados son de 1.2 y 1.5 respectivamente. Sin embargo, el ámbito de variación puede ser el siguiente:

Coefficiente de variación diaria 1.2 a 1.5

Coefficiente de variación horaria 1.5 a 2.0

Para este proyecto se ha decidido utilizar las siguientes coeficientes por ser las más frecuentes para este tipo de clima y dadas sus características socioeconómicas de la población.

Coeficiente de variación horario 1.5

Coeficiente de variación diario 1.2.

Gasto máximo diario. Se obtiene multiplicando el gasto medio anual por el coeficiente de variación diaria.

Gasto máximo diario =  $11.50 (1.2) = 13.8$  lts/seg

Gasto máximo diario = 13.8 lts/seg.

Con el gasto máximo diario se diseña la línea de conduc  
ción.

Gasto máximo horario = Gasto máximo diario x coeficien-  
te de variación horario.

Gasto máximo horario =  $13.8 (1.5) = 20.7$  lts/seg.

Gasto máximo horario = 20.7 lts/seg

Con el gasto máximo horario se diseña la red de distri  
bución.

V. FUENTE DE ABASTECIMIENTO



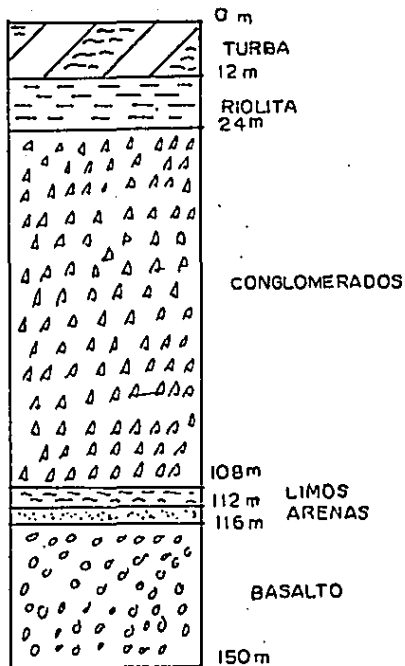
Es el lugar o la forma en donde podemos conseguir el agua, existen tres tipos de aguas meteóricas, aguas superficiales y aguas subterráneas.

Aguas meteóricas. Son aquellas que provienen de la atmósfera a través de la precipitación pluvial.

Aguas superficiales. Son aquellas que se encuentran almacenadas sobre la superficie terrestre o bien que fluyen sobre la superficie terrestre.

Aguas subterráneas. Son aquellas que después de una precipitación pluvial pasan a través de los diferentes estratos terrestres para encontrar un estrato impermeable, en el cual se aloje el agua o siga una trayectoria natural.

Después de haber considerado todas las posibles fuentes de abastecimiento para la población de Ayotlán; se ha decidido que la más conveniente es la explotación de aguas subterráneas en base al estudio geológico realizado (que a continuación se muestra) y por tratarse de aguas subterráneas extraídas por medio de un pozo profundo es necesario darle un tratamiento de desinfección debido a la contaminación que esta agua pueda adquirir al ser almacenada y conducida a través de la red, la desinfección consistirá en añadir cloro al agua en una cantidad que varía de 20 a 50 partes por millón en el agua, con el fin de que por lo menos 0.2 partes por millón de cloro libre se tengan en el agua en el momento en



ESCALA VERTICAL 1:1000

UNIVERSIDAD AUTONOMA DE GUADALAJARA  
ESCUELA DE INGENIERIA CIVIL

TESIS PROFESIONAL

CORTE GEOLOGICO

MARCO ANTONIO SANCHEZ MARTINEZ

que los usuarios quieran del agua y así garantizar el agua - sea potable.

### 5.1. POZO PROFUNDO

Un pozo profundo, se considera aquel que tiene una profundidad de más de 30 metros, el acuífero es una formación - capaz de transportar agua, su particularidad es la de ser - muy poroso. Se encuentra por lo común en lugares como los si guientes:

Donde existieron mares de la época terciaria, lechos de lagunas y de ríos antiguos, de los localizados en los valles todos están formados por aguas y arenas.

Los datos del pozo donde se va a realizar la explotación del agua subterránea son los siguientes:

Ubicación. En las afueras de la localidad, al este y - aproximadamente a 1 km.

Profundidad. 150 metros.

Díámetro de perforación:

De 0 a 18 m	24"
De 18 a 139 m	17 1/2"
De 139 a 150 m	17 1/2"

**Tuberías de ademe colocadas:**

De 0 a 18 m	10" x 1/4"
De 0 a 36 m (liso)	12" x 1/4"
De 36 a 106 m (ranurado)	12" x 1/4"
De 106 a 118 m (liso)	12" x 1/4"
De 118 a 150 m (ranurado)	12" x 1/4"

Grava colocada de 1/4" a 1/2" de 0 a 150 m.

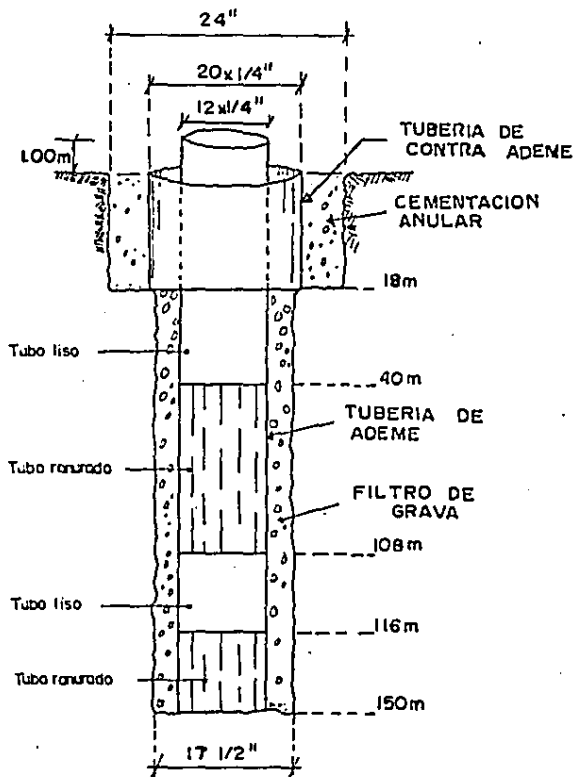
Cementación anular de 24" a 20" de 0 a 18 m.

**Datos de aforo:**

Nivel estático 35 metros

Nivel dinámico 60 metros

Gasto máximo aforado 50 l.p.s.



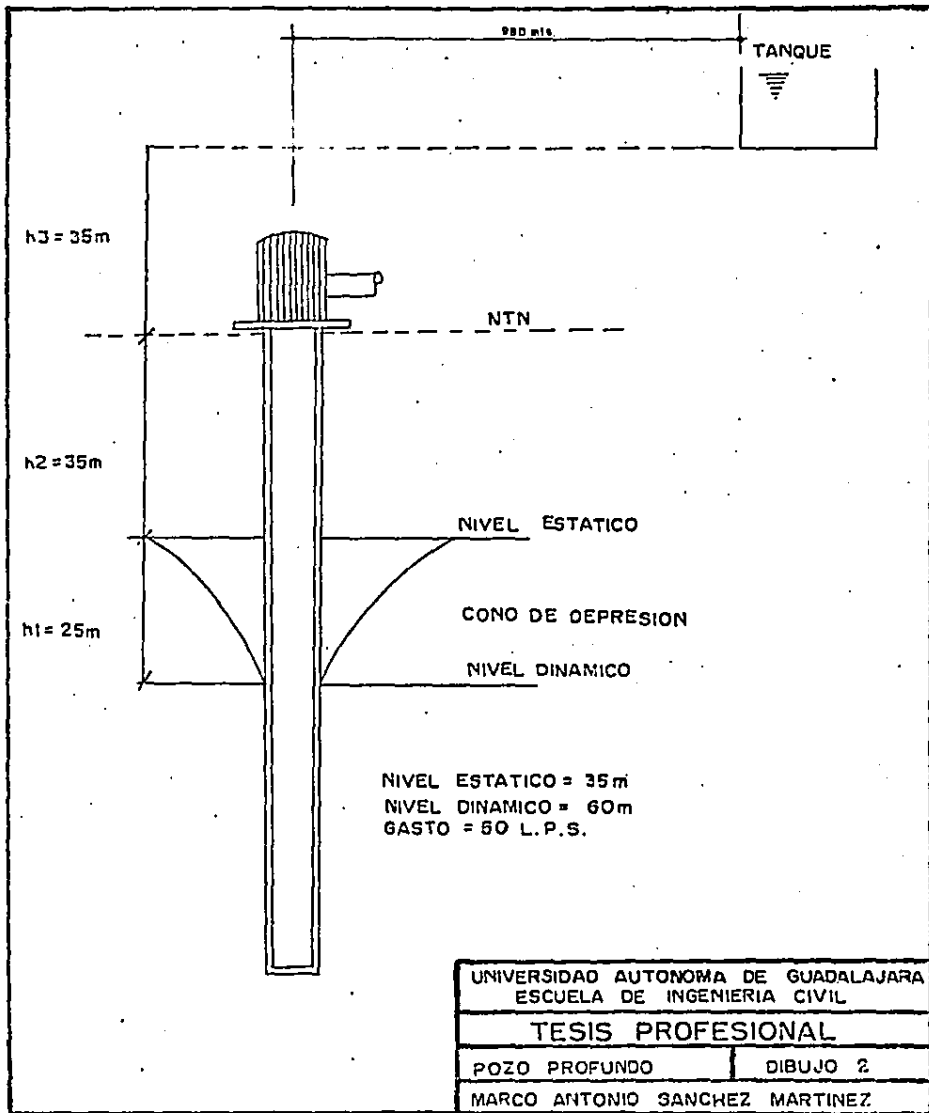
UNIVERSIDAD AUTONOMA DE GUADALAJARA  
 ESCUELA DE INGENIERIA CIVIL

**TESIS PROFESIONAL**

POZO PROFUNDO

DIBUJO I

MARCO ANTONIO SANCHEZ MARTINEZ



UNIVERSIDAD AUTONOMA DE GUADALAJARA  
 ESCUELA DE INGENIERIA CIVIL

TESIS PROFESIONAL

POZO PROFUNDO

DIBUJO 2

MARCO ANTONIO SANCHEZ MARTINEZ

## VI. . REGULACION

La regulación tiene como finalidad regular la alimentación contra la demanda.

Cuando la demanda es menor que el gasto de llegada procedemos a almacenar el agua, y la utilizamos cuando la demanda sea mayor que la cantidad de agua que llega de la fuente de abastecimiento, además al tener agua almacenada el tanque regulador nos sirve para que en caso de que surja alguna falla en la bomba o en la conducción; no tener que suspender el servicio, también nos sirve para satisfacer posibles demandas extras (por ejemplo los incendios) y mantener la presión en la red de alimentación, dando la altura conveniente al tanque para que se puedan absorber las pérdidas de carga de los circuitos de alimentación, dejando una carga útil o carga disponible mínima de 10.00 metros, de tal forma que el servicio doméstico se alimente directamente de la red de distribución.

#### 6.1. CALCULO DE VOLUMENES DEL TANQUE

El volumen de agua que se necesita dependerá de un análisis entre aportación y demandas obtenido mediante una tabla donde se proponen: un porcentaje de bombeo (que es el cociente de las horas que tiene un día y las horas de bombeo) y un porcentaje de demanda que fue obtenido mediante un estudio comparativo, realizado en diversas poblaciones y posteriormente obtener las diferencias y las diferencias acumula-



das para calcular el volumen necesario del tanque regulador.

A continuación se proponen diferentes porcentajes de bombeo.

$$\% B = \frac{24}{8} \times 100 = 300$$

$$\% B = \frac{24}{12} \times 100 = 200$$

$$\% B = \frac{24}{16} \times 100 = 150$$

$$\% B = \frac{24}{20} \times 100 = 120$$

$$\% B = \frac{24}{24} \times 100 = 100$$

Con los porcentajes de bombeo calculados anteriormente se hacen cinco tablas de demandas, con el fin de obtener el volumen más conveniente para construir el tanque.

TABLA DE DEMANDAS PARA 8 HORAS DE BOMBEO.

HORA	% BOMBEO	% DEMANDA	DIFERENCIAS	DIF. ACUM.
0- 1		- 45	- 45	- 45
1- 2		- 45	- 45	- 90
2- 3		- 45	- 45	-135
3- 4		- 45	- 45	-180
4- 5		- 45	- 45	-225
5- 6	300	- 60	-240	15
6- 7	300	- 90	210	225
7- 8	300	-135	165	390
8- 9	300	-150	150	540
9-10	300	-150	150	690
10-11	300	-150	150	840
11-12	300	-140	160	1000
12-13	300	-120	180	1180
13-14		-140	-140	1040
14-15		-140	-140	900
15-16		-130	-130	770
16-17		-130	-130	640
17-18		-120	-120	520
18-19		-100	-100	420
19-20		-100	-100	320
20-21		- 90	- 90	230
21-22		- 90	- 90	140
22-23		- 80	- 80	60
23-24		- 60	- 60	0

TABLA DE DEMANDAS PARA 12 HORAS DE BOMBEO

HORA	% BOMBEO	% DEMANDA	DIFERENCIAS	DIF. ACUM.
0- 1		- 45	- 45	- 45
1- 2		- 45	- 45	- 90
2- 3		- 45	- 45	-135
3- 4		- 45	- 45	-180
4- 5		- 45	- 45	-225
5- 6	200	- 60	140	- 85
6- 7	200	- 90	110	25
7- 8	200	-135	65	90
8- 9	200	-150	50	140
9-10	200	-150	50	190
10-11	200	-150	50	240
11-12	200	-140	60	300
12-13	200	-120	80	380
13-14	200	-140	60	440
14-15	200	-140	60	500
15-16	200	-130	70	570
16-17	200	-130	70	640
17-18		-120	-120	520
18-19		-100	-100	420
19-20		-100	-100	320
20-21		- 90	- 90	230
21-22		- 90	- 90	140
22-23		- 80	- 80	60
23-24		- 60	- 60	0

TABLA DE DEMANDAS PARA 16 HORAS DE BOMBEO

HORA	% BOMBEO	% DEMANDA	DIFERENCIAS	DIF. ACUM.
0- 1		- 45	- 45	- 45
1- 2		- 45	- 45	- 90
2- 3		- 45	- 45	-135
3- 4		- 45	- 45	-180
4- 5		- 45	- 45	-225
5- 6	150	- 60	90	-135
6- 7	150	- 90	60	- 75
7- 8	150	-135	15	- 60
8- 9	150	-150	0	- 60
9-10	150	-150	0	- 60
10-11	150	-150	0	- 60
11-12	150	-140	10	- 50
12-13	150	-120	30	- 20
13-14	150	-140	10	- 10
14-15	150	-140	10	0
15-16	150	-130	20	20
16-17	150	-130	20	40
17-18	150	-120	30	70
18-19	150	-100	50	120
19-20	150	-100	50	170
20-21	150	- 90	60	230
21-22		- 90	- 90	140
22-23		- 80	- 80	60
23-24		- 60	- 60	0

TABLA DE DEMANDAS PARA 20 HORAS DE BOMBEO

HORA	% BOMBEO	% DEMANDA	DIFERENCIAS	DIF. ACUM.
0- 1		- 45	- 45	- 45
1- 2		- 45	- 45	- 90
2- 3		- 45	- 45	-135
3- 4		- 45	- 45	-180
4- 5	120	- 45	75	-105
5- 6	120	- 60	60	- 45
6- 7	120	- 90	30	- 15
7- 8	120	-135	- 15	- 30
8- 9	120	-150	- 30	- 60
9-10	120	-150	- 30	- 90
10-11	120	-150	- 30	-120
11-12	120	-140	- 20	-140
12-13	120	-120	0	-140
13-14	120	-140	- 20	-160
14-15	120	-140	- 20	-180
15-16	120	-130	- 10	-190
16-17	120	-130	- 10	-200
17-18	120	-120	0	-200
18-19	120	-100	20	-180
19-20	120	-100	20	-160
20-21	120	- 90	30	-130
21-22	120	- 90	30	-100
22-23	120	- 80	40	- 60
23-24	120	- 60	60	0

TABLA DE DEMANDAS PARA 24 HORAS DE BOMBEO

HORA	% BOMBEO	% DEMANDA	DIFERENCIAS	DIF. ACUM.
0- 1	100	- 45	55	55
1- 2	100	- 45	55	110
2- 3	100	- 45	55	165
3- 4	100	- 45	55	220
4- 5	100	- 45	55	275
5- 6	100	- 60	40	315
6- 7	100	- 90	10	325
7- 8	100	-135	- 35	290
8- 9	100	-150	- 50	240
9-10	100	-150	- 50	190
10-11	100	-150	- 50	140
11-12	100	-140	- 40	100
12-13	100	-120	- 20	80
13-14	100	-140	- 40	40
14-15	100	-140	- 40	40
15-16	100	-130	- 30	- 30
16-17	100	-130	- 30	- 60
17-18	100	-120	- 20	- 80
18-19	100	-100	0	- 80
19-20	100	-100	0	- 80
20-21	100	- 90	10	- 70
21-22	100	- 90	10	- 60
22-23	100	- 80	20	- 40
23-24	100	- 60	40	0

Cálculo del volumen del tanque para diferentes horas de bombeo.

El volumen del tanque de almacenamiento se calcula con la siguiente fórmula.

$$\text{Vol.} = \frac{(\text{Suma de Dif. Máx. Abs}/100) (\text{QMD}) 3\ 600}{1000}$$

Donde

QMD = Gasto máximo diario.

Suma de diferencias máximas absolutas y/o suma del valor absoluto del negativo mayor y el positivo mayor de las diferencias acumuladas.

Para 8 horas de bombeo.

Diferencias máximas absolutas.

$$1\ 180 + 225 = 1\ 405$$

$$1\ 405/100 = 14.05$$

$$\text{QMD} = 13.8 \text{ lts/seg.}$$

$$\text{Vol.} = \frac{(\text{Suma Dif. Máx. Abs}/100) (\text{QMD}) 3\ 600}{100}$$

$$\text{Vol.} = \frac{14.05 (13.8) 3600}{1000}$$

$$\text{Vol.} = 698 \text{ m}^3$$

Para 12 horas de bombeo.

Diferencias máximas absolutas.

$$640 + 225 = 865$$

$$865/100 = 8.65$$

$$\text{QMD} = 13.8 \text{ lts/seg.}$$

$$\text{Vol.} = \frac{8.65 (13.8) 3\ 600}{1000}$$

$$\text{Vol.} = 429.73 \text{ m}^3.$$

Para 16 horas de bombeo.

Diferencias máximas absolutas.

$$230 + 225 = 455$$

$$455/100 = 4.55$$

$$\text{QMD} = 13.8 \text{ lts/seg.}$$

$$\text{Vol.} = \frac{4.55 (13.8) 3\ 600}{1000}$$

$$\text{Vol.} = 226.04 \text{ m}^3.$$

Para 20 horas de bombeo

$$200 + 0 = 200$$

$$200/100 = 2$$

$$\text{QMD} = 13.8 \text{ lts/seg}$$

$$\text{Vol.} = \frac{2(13.8) 3\ 600}{1000}$$

$$\text{Vol.} = 99.36 \text{ m}^3.$$

Para 24 horas de bombeo.

Diferencias máximas absolutas.



$$325 + 80 = 405$$

$$405/100 = 4.05$$

$$QMD = 37.91 \text{ ltn/seg.}$$

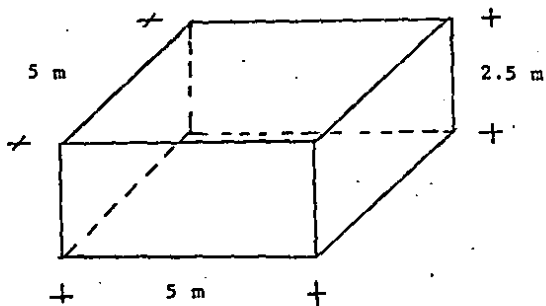
$$\text{Vol.} = \frac{4.05 (13.8) 3\ 600}{1000}$$

$$\text{Vol.} = 201.20 \text{ m}^3.$$

Resumen.

HORAS DE BOMBEO	CAPACIDAD DEL TANQUE m <sup>3</sup>
8	698.00
12	429.73
16	226.04
20	99.36
24	201.20

Debido a la limitación del terreno se optó por escoger el tanque de menor capacidad que es de 99.36 m<sup>3</sup> y se bombeará durante 20 horas, teniendo las siguientes dimensiones.



## 6.2. DISEÑO Y CALCULO ESTRUCTURAL DEL TANQUE

Para la población se construirá un tanque superficial y este se encuentra localizado en la cota de terreno 150 siendo 52 m el punto más bajo del poblado con respecto al tanque estando localizado al este del pueblo.

Para la construcción del tanque se utilizará mamposte--  
ría, que tiene la ventaja de ser demasiado permiable, por lo  
que es necesario impermeabilizarlo, aplanando los muros en -  
su pared interior, con un mortero de cemento arena; poste --  
riormente se termina con un pulido fino de cemento, estos -  
tanques deben de cubrirse para evitar la contaminación de -  
polvo y tierra en el agua que se encuentra ahí almacenado.

El tanque de almacenamiento debe dividirse en tres par--  
tes, con el objeto de que dos de ellas estén llenas y otra -  
vacía, para facilitar el mantenimiento al tanque.

Volumen necesario = 99.36 m<sup>3</sup>

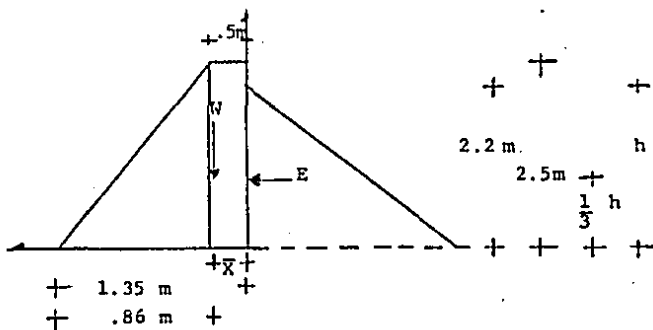
Volumen propuesto al 50% = 49.68 m<sup>3</sup>

El dimensionamiento del tanque es: 5 x 5 x 2.5 m

El volumen del tanque a captar es igual a 5 x 5 x 2.2  
= 55 m<sup>3</sup> por lo tanto si son dos partes del tanque que se van  
a estar utilizando el volumen a captar va a ser igual a 55 -  
m<sup>3</sup> x 2 = 110 m<sup>3</sup>.

Cálculo de muros exteriores.

Supóngase que las dimensiones son:



El análisis del muro se efectúa por metro lineal de muro y es calculado contra el deslizamiento, contra el volteamiento y para los esfuerzos admisibles del terreno.

Cálculo contra el deslizamiento.

Consiste en que la fuerza contra el deslizamiento debe de ser mayor que el empuje del agua.

$$F > E$$

Donde:

F = Fuerza contra el deslizamiento

E = Empuje del agua

$$E = \frac{1}{2} h^2$$

Donde:

$\gamma$  = Peso específico del agua (1000 kg/m<sup>3</sup>)

h = Altura total del agua que actúa sobre el muro del tanque

$$E = \frac{1}{2} (1000) 2.2^2$$

$$E = 2420 \text{ kg}$$

$$F = MW$$

Donde:

M = Coeficiente de fricción entre el muro y el terreno que es igual a .6 por el tipo de terreno

W = Peso de la mampostería que es igual a 2,000 kg/m<sup>3</sup>

$$A = \frac{1.35 + .5}{2} (2.5) = 2.31 \text{ m}^2$$

$$W = 2.31 (2,000) = 4620 \text{ kg}$$

$$F = .6 (4,620) = 2772 \text{ kg}$$

Fuerza contra el deslizamiento empuja del agua.

Por lo tanto el muro no se desliza.

Cálculo contra el volteamiento.

El momento resistente debe ser mayor 1.5 veces que el momento de volteamiento.

$$\frac{NR}{RV} > 1.5$$

Donde:

MR = Momento resistente

MV = Momento de volteamiento

$$X = \frac{2.5 (.5) .25 + (.85 \times 2.5/2).78}{2.31}$$

$$X = .49 \text{ m}$$

$$MV = 2420 (.733) = 1774 \text{ kg-m}$$

$$MR = 4620 (.86) = 3973 \text{ kg-m}$$

$$\frac{3973}{1774} = 2.24 > 1.5$$

El momento resistente es mayor 2.24 veces que el momento de volteamiento por lo tanto el muro no se voltea.

Cálculo para los esfuerzos admisibles del terreno, se calcula mediante la siguiente fórmula y no se deben producir esfuerzos de tensión en la base del muro.

$$f = \frac{P}{A} \pm \frac{MC}{I}$$

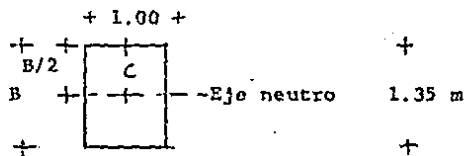
Donde:

$f$  = Esfuerzo producido en el terreno

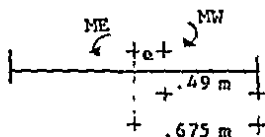
P = Peso de la mampostería

A = Area de la base

- M = Momento producido en el centro de la base
- C = Distancia del centroide de la base a la fibra más comprimida.
- I = Inercia de la base.



El centroide encuentra a .675 de la última fibra en com presión.



$$\Sigma MR = MW - ME$$

Donde:

MW = Momento producido por la mampostería.

ME = Momento producido por el empuje del agua

ΣM = Momento resultante de la diferencia del momento producido por la mampostería y el momento producido por el empuje del agua.

$$\Sigma M = 2420 (.733) - 4620 (.675 - 49)$$

$$\Sigma M = 919.16 \text{ kg-m}$$

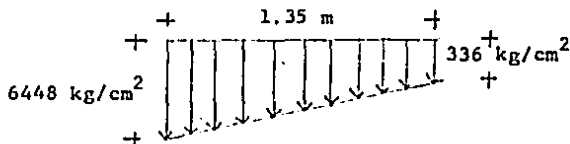
$$\bar{V} = \frac{4620}{1.35 (1)} + \frac{919.16 (.675) 12}{(1) 1.35^3}$$

$$\bar{V} = 3422 \pm 3026$$

$$\bar{V}_c = 6448 \text{ kg/m}^2$$

$$\bar{V}_c = 396 \text{ kg/m}^2$$

#### DIAGRAMA DE ESFUERZOS EN LA BASE



El esfuerzo máximo admisible a la compresión del terreno es igual a 9,000 kg/m<sup>2</sup> de acuerdo al análisis de capacidad de carga realizado al terreno.

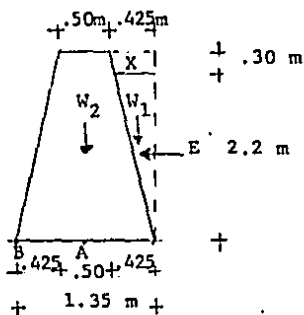
Por lo tanto el terreno resiste los esfuerzos producidos.

Más adelante de este capítulo se anexa un reporte proporcionalizado por el laboratorio para determinar la capacidad de carga del terreno.

Cálculo de los muros interiores.

Se sigue el mismo procedimiento que para el cálculo de muros exteriores.

Supóngase que las dimensiones son las siguientes:



Cálculo para los esfuerzos admisibles del terreno.

$$\frac{.425}{2.5} = \frac{X}{2.2}$$

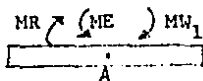
$$X = .374$$

$$W_1 = \frac{.374 (2.2)}{2} (1000) = 411.4 \text{ kg}$$



$$(+ MA = 0; - 2420 (.733) + 411.4 (.25 + 2/3 (.374) + .051) + MR$$

$$MR = 1547.45 \text{ kg-m } \curvearrowright +$$



$$A = \frac{.425 (2.5)}{2} (2) + .50 (2.50) = 2.31 \text{ m}^2$$

$$A = 2.31 \text{ m}^2$$

$$W_2 = 2.31 (2000) = 4620$$

$$W_2 = 4620 \text{ kg}$$

$$\sqrt{V} = \frac{P}{A} \pm \frac{MC}{I}$$

$$\sqrt{V} = \frac{4620}{1.35(1)} \pm \frac{(1547.45)(135/2)(12)}{1 (1.35)^3}$$

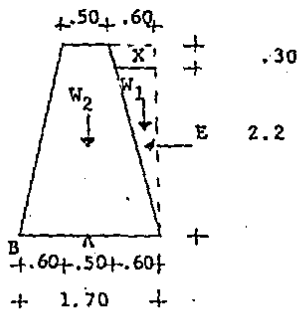
$$\sqrt{V} = 3422 \pm 5094$$

$$\sqrt{C} = 8516 \text{ kg/m}^2$$

$$\sqrt{T} = -1672 \text{ kg/m}^2$$

Existen esfuerzos de tensión por lo tanto se necesita ampliar la base.

Supóngase que las dimensiones son las siguientes:



Cálculo para los esfuerzos admisibles del terreno.

$$\frac{.60}{2.5} = \frac{X}{2.2}$$

$$X = .528$$

$$W_1 = \frac{.528 (2.2)}{2} (1000) = 580.8 \text{ kg}$$

$$W_2 = 580.8 \text{ kg}$$

$$MA = 0; - 2420 (.733) + 580.8 (.25 + 2/3 (.60) + .072) + MR$$

$$MR = 1354.52 \text{ kg} \cdot \text{m} \quad (+)$$

$$\overbrace{MR}^{\nearrow} \quad \underbrace{ME}_{\searrow} \quad \underbrace{MW_1}_{\searrow}$$

$$A = \frac{.60 (2.5)}{2} (2) + .5 (2.50) = 2.75 \text{ m}^2$$

$$A = 2.75 \text{ m}^2$$

$$W_2 = 2.75 (2000) = 5500 \text{ kg}$$

$$W_2 = 5500 \text{ kg}$$

$$\bar{V} = \frac{P}{A} \pm \frac{MC}{I}$$

$$\bar{V} = \frac{5500}{1.60(1)} \pm \frac{(1354.57)(1.70/2)(12)}{1 (1.60)^3}$$

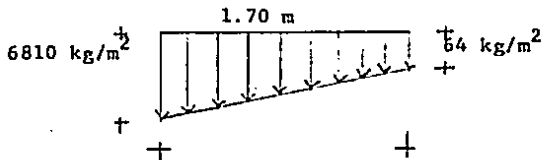
$$\bar{V} = 3437 \pm 3373$$

$$\bar{V}_c = 6810 \text{ kg/m}^2$$

$$\bar{V}_c = 64 \text{ kg/m}^2$$

El esfuerzo máximo admisible del terreno es igual a 9,000 kg/m<sup>2</sup> por lo tanto no se produce falla.

#### DIAGRAMA DE ESFUERZO EN LA BASE



Cálculo contra el volteamiento debe cumplirse la siguiente relación.

$$\frac{MR}{MV} > 1.5$$

Donde:

MR = Momento resistente

MV = Momento de volteamiento

F =  $1.70/2 = .85$

MV =  $2420 (.733) = 1774 \text{ kg-m}$

MR =  $4620 (.85) + 580.8 (1.572)$

MR =  $4840.01 \text{ kg-m}$

$\frac{4840.01}{1774} = 2.73 > 1.5$

El momento resistente es mayor 2.73 veces que el momento de volteamiento por lo tanto el muro no se voltea.

Cálculo contra el deslizamiento.

Fuerza contra el deslizamiento empuje.

E =  $2420 \text{ kg}$

F =  $\mu(W)$

$\mu = .6$

W =  $5500 \text{ kg}$

F =  $.6 (5500) = 3300 \text{ kg}$

$3300 > 2420$

Por lo tanto el muro no se desliza.

Reporte de laboratorio para obtener la capacidad de carga del terreno.

#### Antecedentes.

Se practicarán tres sondeos con posteadora manual de 10 cm de diámetro hasta la profundidad de 5.00 metros. Localizados en los lugares donde se consideran las cargas críticas en el proyecto de construcción del tanque de almacenamiento, se realizó la prueba de penetración standard con muestreador partido de 34 mm de diámetro y martinete de 74 kg de peso, para determinar el diagrama de consistencias relativas y los cortes estratigráficos de los sondeos efectuados, se extrajeran muestras a cada metro de profundidad en cada sondeo y hasta la profundidad estudiada, se adjuntan los cortes estratigráficos y los diagramas de consistencia de los sondeos efectuados.

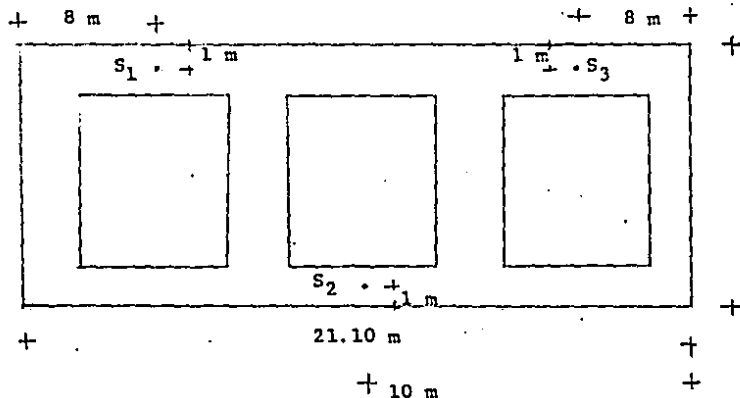
#### Pruebas de campo y laboratorio.

Se analizarán en el laboratorio las muestras extraídas a cada metro de profundidad, para determinar sus propiedades físicas y mecánicas tales como: pesos volumétricos, densidades, humedades, granulometrías, límites de consistencia; determinando su clasificación por el sistema unificado de clasificación de suelos (S.V.C.S.) con los resultados se calcu-

larán las propiedades físicas como relación de vacíos, porosidad y grado de saturación, se determinó el ángulo de fricción interno de las muestras estudiadas.

Se realizó la prueba de compresión sin confinar, determinándose la cohesión de las muestras analizadas, se adjuntan los resultados obtenidos de las pruebas realizadas.

#### UBICACION DE SONDEOS



## PRUEBA DE COMPRESION SIN CONFINAR

SONDEO	PROFUNDIDAD METROS	QV k /cm <sup>2</sup>
S - 1	1.00 a 2.00	1.17
S - 1	3.00 a 4.00	0.84
S - 1	4.00 a 5.00	1.76
S - 2	1.00 a 2.00	1.06
S - 2	2.00 a 3.00	0.86
S - 2	3.00 a 4.00	0.66
S - 2	4.00 a 5.00	1.13
S - 3	3.00 a 4.00	0.976

Cohesión mínima es igual a 3.3 Ton/m<sup>2</sup>.

DIAGRAMA DE CONSISTENCIA Y CORTE  
ESTRATIGRAFICO

PERFORACION N° 1

VALORES DE "N"

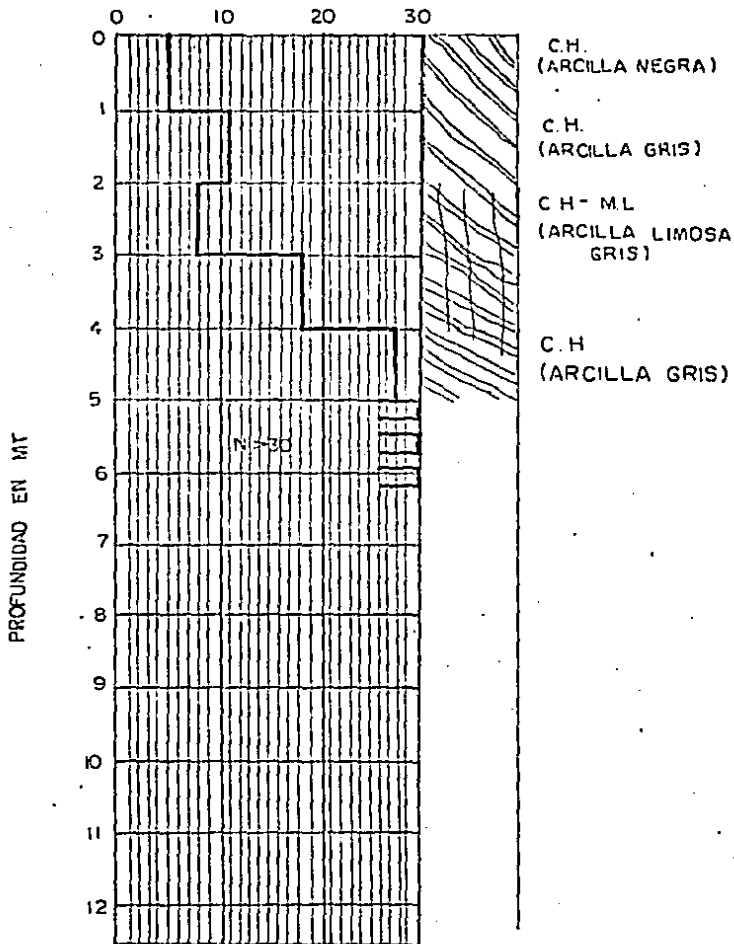




DIAGRAMA DE CONSISTENCIA Y CORTE  
ESTRATIGRAFICO

PERFORACION N° 2

VALORES DE "N"

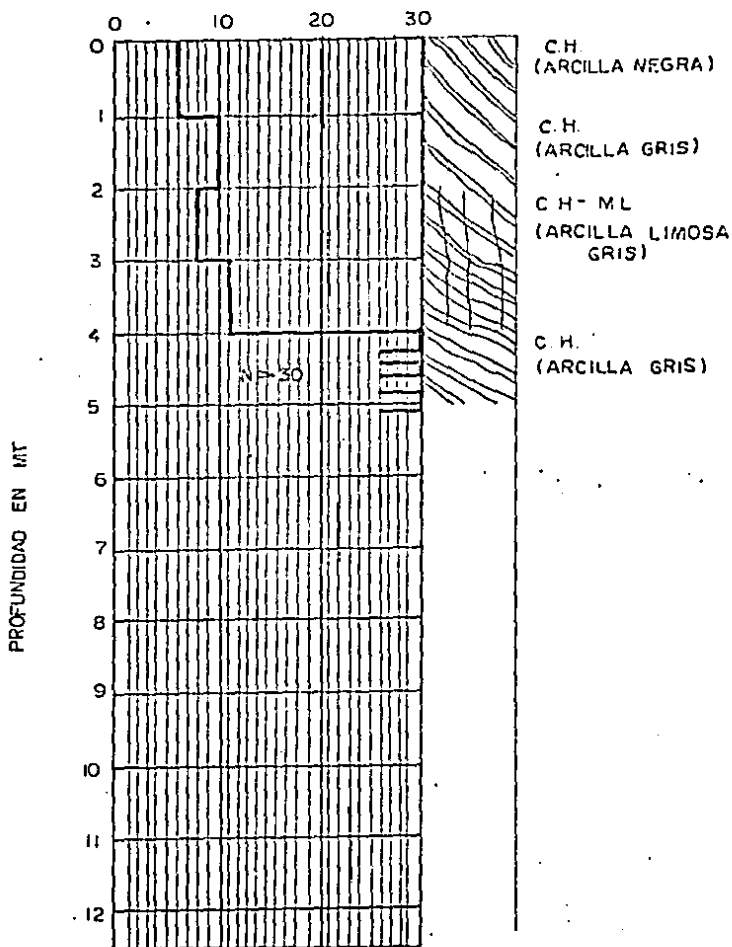
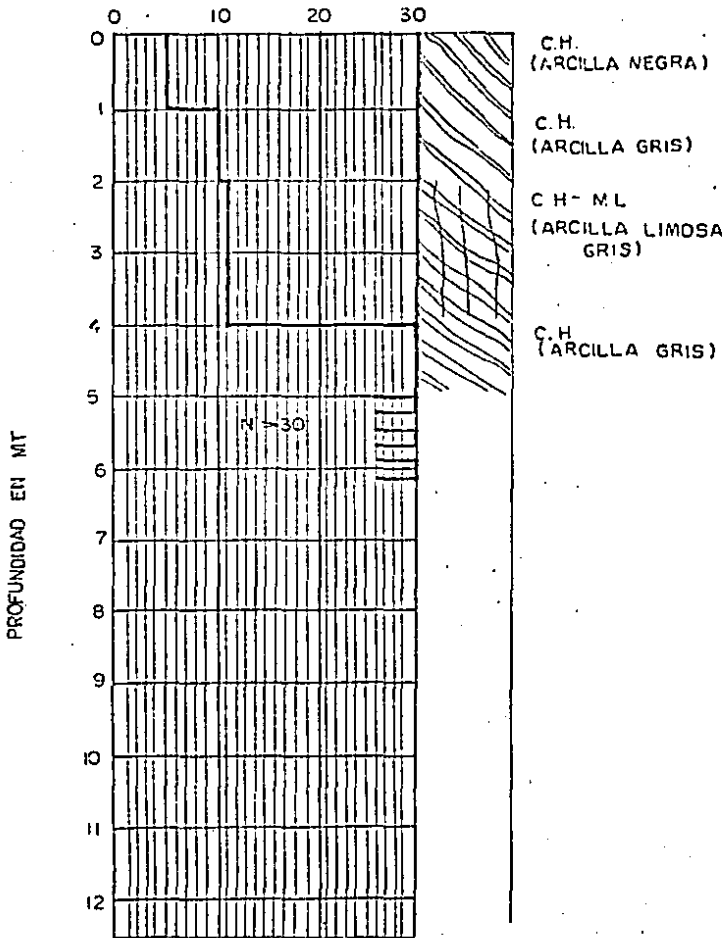


DIAGRAMA DE CONSISTENCIA Y CORTE  
ESTRATIGRAFICO

PERFORACION N° 3

VALORES DE "N"



CARACTERISTICAS FISICAS Y MECANICAS DE LOS MATERIALES

PERFORACION	1
ESTUDIO	TANQUE DE REGULACION
PROFUNDIDAD DE	0.0 - 1.0 metros
PESO VOLUMETRICO SECO	
NATURAL	890 kg/m <sup>3</sup>
PESO VOLUMETRICO SECO	
Y SUELTO	1041 kg/m <sup>3</sup>
DENSIDAD	2.35
HUMEDAD NATURAL	39.40%
PASA LA MALLA NO. 4	10.0%
PASA LA MALLA NO. 40	95%
PASA LA MALLA NO. 200	76%
LIMITE LIQUIDO	54.12%
LIMITE PLASTICO	28.31%
INDICE PLASTICO	25.31%
CONTRACCION LINEAL	16.80%
CLASIFICACION S.U.C.S.	CH
NUMERO DE GOLPES "N"	5
RELACION DE VACIOS	1.63
POROSIDAD	62.0%
GRADO DE SATURACION	63.50%
COMPACIDAD RELATIVA	58.1%
CONSISTENCIA	MEDIA
ANGULO DE FRICCION INTERNA	4°.

CARACTERISTICAS FISICAS Y MECANICAS DE LOS MATERIALES

PERFORACION	1
ESTUDIO	TANQUE DE REGULACION
PROFUNDIDAD DE	1.0 - 2.0 metros
PESO VOLUMETRICO SECO NATURAL	897 kg/m <sup>3</sup>
PESO VOLUMETRICO SECO Y SUELTO	944 kg/m <sup>3</sup>
DENSIDAD	2.40
HUMEDAD NATURAL	63.00%
PASA LA MALLA NO. 4	100%
PASA LA MALLA NO. 40	95%
PASA LA MALLA NO. 200	82%
LIMITE LIQUIDO	90.91%
LIMITE PLASTICO	39.27%
INDICE PLASTICO	51.64%
CONTRACCION LINEAL	20.70%
CLASIFICACION S.U.C.S.	CH
NUMERO DE GOLPES "N"	11
RELACION DE VACIOS	1.70
POROSIDAD	63.0%
GRADO DE SATURACION	100%
COMPACIDAD RELATIVA	54.0%
CONSISTENCIA	COMPACTA
ANGULO DE FRICCION INTERNA	6°

## CARACTERISTICAS FISICAS Y MECANICAS DE LOS MATERIALES

PERFORACION	1
ESTUDIO	TANQUE DE REGULACION
PROFUNDIDAD DE	2.0 - 3.0 metros
PESO VOLUMETRICO SECO NATURAL	874 kg/m <sup>3</sup>
PESO VOLUMETRICO SECO Y SUELTO	940 kg/m <sup>3</sup>
DENSIDAD	2.56
HUMEDAD NATURAL	83.06%
PASA LA MALLA NO. 4	100%
PASA LA MALLA NO. 40	94%
PASA LA MALLA NO. 200	81%
LIMITE LIQUIDO	90.90%
LIMITE PLASTICO	37.28%
INDICE PLASTICO	53.62%
CONTRACCION LINEAL	20.90%
CLASIFICACION S.U.C.S.	CH
NUMERO DE GOLPES "N"	8
RELACION DE VACIOS	1.94%
POROSIDAD	66.0%
GRADO DE SATURACION	100%
COMPACIDAD RELATIVA	14.6%
CONSISTENCIA	MEDIA
ANGULO DE FRICCION INTERNA	4°

CARACTERISTICAS FISICAS Y MECANICAS DE LOS MATERIALES

PERFORACION	1
ESTUDIO	TANQUE DE REGULACION
PROFUNDIDAD DE	3.0 - 4.0 metros
PESO VOLUMETRICO SECO NATURAL	1071 kg/m <sup>3</sup>
PESO VOLUMETRICO SECO Y SUELTO	937 kg/m <sup>3</sup>
DENSIDAD	2.53
HUMEDAD NATURAL	80.04%
PASA LA MALLA NO. 4	100%
PASA LA MALLA NO. 40	95%
PASA LA MALLA NO. 200	82%
LIMITE LIQUIDO	91.95%
LIMITE PLASTICO	39.21%
INDICE PLASTICO	52.74%
CONTRACCION LINEAL	20.00%
CLASIFICACION S.U.C.S.	CH
NUMERO DE GOLPES "N"	18
RELACION DE VACIOS	1.38
POROSIDAD	58.00%
GRADO DE SATURACION	100%
COMPACIDAD RELATIVA	22.6%
CONSISTENCIA	MAXIMO COMPACTA
ANGULO DE FRICCION INTERNA	12°

## CARACTERÍSTICAS FÍSICAS Y MECANICAS DE LOS MATERIALES

PERFORACION	1
ESTUDIO	TANQUE DE REGULACION
PROFUNDIDAD DE	4.0 - 5.0 metros
PESO VOLUMETRICO SECO NATURAL	1120 kg/m <sup>3</sup>
PESO VOLUMETRICO SECO Y SUELTO	930 kg/m <sup>3</sup>
DENSIDAD	2.61
HUMEDAD NATURAL	75.16%
PASA LA MALLA NO. 4	100%
PASA LA MALLA NO. 40	94%
PASA LA MALLA NO. 200	83%
LIMITE LIQUIDO	90.90%
LIMITE PLASTICO	21.42%
INDICE PLASTICO	44.48%
CONTRACCION LINEAL	21.10%
CLASIFICACION S.U.C.S.	CH
NUMERO DE GOLPES "N"	28
RELACION DE VACIOS	1.32
POROSIDAD	57.0%
GRADO DE SATURACION	100%
COMPACIDAD RELATIVA	35.39%
CONSISTENCIA	MUY COMPACTA
ANGULO DE FRICCION INTERNA	12°

## CARACTERISTICAS FISICAS Y MECANICAS DE LOS MATERIALES

PERFORACION	2
ESTUDIO	TANQUE DE REGULACION
PROFUNDIDAD DE	0.0 - 1.0 metros
PESO VOLUMETRICO SECO NATURAL	850 kg/m <sup>3</sup>
PESO VOLUMETRICO SECO Y SUELTO	1000 kg/m <sup>3</sup>
DENSIDAD	2.36
HUMEDAD NATURAL	38.95%
PASA LA MALLA NO. 4	100%
PASA LA MALLA NO. 40	94%
PASA LA MALLA NO, 200	75%
LIMITE LIQUIDO	58.12%
LIMITE PLASTICO	29.75%
INDICE PLASTICO	28.37%
CONTRACCION LINEAL	16.00%
CLASIFICACION S.U.C.S.	CH
NUMERO DE GOLPES "N"	6
RELACION DE VACIOS	1.78
POROSIDAD	64.0%
GRADO DE SATURACION	60.85%
COMPACIDAD RELATIVA	67.6%
CONSISTENCIA	MEDIA
ANGULO DE FRICCION INTERNA	4°



CARACTERISTICAS FISICAS Y MECANICAS DE LOS MATERIALES

PERFORACION	2
ESTUDIO	TANQUE DE REGULACION
PROFUNDIDAD DE	1.0 - 2.0 metros
PESO VOLUMETRICO SECO NATURAL	866 kg/m <sup>3</sup>
PESO VOLUMETRICO SECO Y SUELTO	940 kg/m <sup>3</sup>
DENSIDAD	2.40
HUMEDAD NATURAL	83.51%
PASA LA MALLA NO. 4	100%
PASA LA MALLA NO. 40	95%
PASA LA MALLA NO. 200	83%
LIMITE LIQUIDO	91.90%
LIMITE PLASTICO	40.12%
INDICE PLASTICO	51.78%
CONTRACCION LINEAL	21.0%
CLASIFICACION S.U.C.S.	CH
NUMERO DE GOLPES "N"	10
RELACION DE VACIOS	1.77
POROSIDAD	64.0%
GRADO DE SATURACION	100%
COMPACIDAD RELATIVA	16.2%
CONSISTENCIA	COMPACTA
ANGULO DE FRICCION INTERNA	6°

CARACTERISTICAS FISICAS Y MECANICAS DE LOS MATERIALES

PERFORACION	2
ESTUDIO	TANQUE DE REGULACION
PROFUNDIDAD DE	2.0 - 3.0 metros
PESO VOLUMETRICO SECO NATURAL	855 kg/m <sup>3</sup>
PESO VOLUMETRICO SECO Y SUELTO	920 kg/m <sup>3</sup>
DENSIDAD	2.44
HUMEDAD NATURAL	86.74%
PASA LA MALLA NO. 4	100%
PASA LA MALLA NO. 40	95%
PASA LA MALLA NO. 200	81%
LIMITE LIQUIDO	89.10%
LIMITE PLASTICO	37.25%
INDICE PLASTICO	51.85%
CONTRACCION LINEAL	20.15%
CLASIFICACION S.U.C.S.	CH
NUMERO DE GOLPES "N"	8
RELACION DE VACIOS	1.85
POROSIDAD	65.0%
GRADO DE SATURACION	100%
COMPACIDAD RELATIVA	4.8%
CONSISTENCIA	MEDIA
ANGULO DE FRICCION INTERNA	4°

CARACTERISTICAS FISICAS Y MECANICAS DE LOS MATERIALES

PERFORACION	2
ESTUDIO	TANQUE DE REGULACION
PROFUNDIDAD DE	3.0 - 4.0 metros
PESO VOLUMETRICO SECA NATURAL	1041 kg/m <sup>3</sup>
PESO VOLUMETRICO SECO Y SUELTO	938 kg/m <sup>3</sup>
DENSIDAD	2.43
HUMEDAD NATURAL	71.78%
PASA LA MALLA NO. 4	100%
PASA LA MALLA NO. 40	97%
PASA LA MALLA NO. 200	82%
LIMITE LIQUIDO	92.95%
LIMITE PLASTICO	40.210%
INDICE PLASTICO	52.74%
CONTRACCION LINEAL	21.01%
CLASIFICACION S.U.C.S.	CH
NUMERO DE COLPES "N"	11
RELACION DE VACIOS	1.32
POROSIDAD	57.0
GRADO DE SATURACION	100%
COMPACIDAD RELATIVA	40.10%
CONSISTENCIA	COMPACTA
ANGULO DE FRICCION INTERNA	6°

ESTA TESIS NO DEBE  
SALIR DE LA BIBLIOTECA

79

CARACTERISTICAS FISICAS Y MECANICAS DE LOS MATERIALES

PERFORACION	2
ESTUDIO	TANQUE DE REGULACION
PROFUNDIDAD DE	4.0 - 5.0 metros
PESO VOLUMETRICO SECO NATURAL	1138 kg/m <sup>3</sup>
PESO VOLUMETRICO SECO Y SUELTO	933 kg/m <sup>3</sup>
DENSIDAD	2.51
HUMEDAD NATURAL	68.17%
PASA LA MALLA NO. 4	100%
PASA LA MALLA NO. 40	94%
PASA LA MALLA NO. 200	83%
LIMITE LIQUIDO	90.91%
LIMITE PLASTICO	40.42%
INDICE PLASTICO	50.49%
CONTRACCION LINEAL	21.00%
CLASIFICACION S.U.C.S.	CH
NUMERO DE GOLPES "N"	42
RELACION DE VACIOS	1.22
POROSIDAD	55.0%
GRADO DE SATURACION	100%
COMPACIDAD RELATIVA	45.03%
CONSISTENCIA	DURA
ANGULO DE FRICCION INTERNA	14°

## CARACTERISTICAS FISICAS Y MECANICAS DE LOS MATERIALES

PERFORACION	3
ESTUDIO	TANQUE DE REGULACION
PROFUNDIDAD DE	0.0 - 1.0 metros
PESO VOLUMETRICO SECO NATURAL	910 kg/m <sup>3</sup>
PESO VOLUMETRICO SECO Y SUELTO	1010 kg/m <sup>3</sup>
DENSIDAD	2.36
HUMEDAD NATURAL	41.05%
PASA LA MALLA NO. 4	100%
PASA LA MALLA NO. 40	93%
PASA LA MALLA NO. 200	74%
LIMITE LIQUIDO	56.10%
LIMITE PLASTICO	28.00%
INDICE PLASTICO	28.10%
CONTRACCION LINEAL	15.75%
CLASIFICACION S.U.C.S.	CH
NUMERO DE GOLPES "N"	5
RELACION DE VACIOS	1.63
POROSIDAD	62.0%
GRADO DE SATURACION	66.20%
COMPACIDAD RELATIVA	53.5%
CONSISTENCIA	MEDIA
ANGULO DE FRICCION INTERNA	4°

CARACTERISTICAS FISICAS Y MECANICAS DE LOS MATERIALES

PERFORACION	3
ESTUDIO	TANQUE DE REGULACION
PROFUNDIDAD DE	1.0 - 2.0 metros
PESO VOLUMETRICO SECO NATURAL	936 kg/m <sup>3</sup>
PESO VOLUMETRICO SECO Y SUELTO	938 kg/m <sup>3</sup>
DENSIDAD	2.39
HUMEDAD NATURAL	83.51%
PASA LA MALLA NO. 4	100%
PASA LA MALLA NO. 40	96%
PASA LA MALLA NO. 200	80%
LIMITE LIQUIDO	92.00%
LIMITE PLASTICO	41.12%
INDICE PLASTICO	50.88%
CONTRACCION LINEAL	20.17%
CLASIFICACION S.U.C.S.	CH
NUMERO DE GOLPES "N"	10
RELACION DE VACIOS	1.56
POROSIDAD	61.0%
GRADO DE SATURACION	100%
COMPACIDAD RELATIVA	16.6%
CONSISTENCIA	COMPACTA
ANGULO DE FRICCION INTERNA	6°

## CARACTERISTICAS FISICAS Y MECANICAS DE LOS MATERIALES

PERFORACION	3
ESTUDIO	TANQUE DE REGULACION
PROFUNDIDAD DE	2.0 - 3.0 metros
PESO VOLUMETRICO SECO NATURAL	954 kg/m <sup>3</sup>
PESO VOLUMETRICO SECO Y SUELTO	910 kg/m <sup>3</sup>
DENSIDAD	2.60
HUMEDAD NATURAL	86.75%
PASA LA MALLA NO. 4	100%
PASA LA MALLA NO. 40	94%
PASA LA MALLA NO. 200	82%
LIMITE LIQUIDO	90.17%
LIMITE PLASTICO	39.15%
INDICE PLASTICO	51.02%
CONTRACCION LINEAL	21.00%
CLASIFICACION S.U.C.S.	CH
NUMERO DE GOLPES "N"	11
RELACION DE VACIOS	1.70
POROSIDAD	63.0%
GRADO DE SATURACION	100%
COMPACIDAD RELATIVA	6.7%
CONSISTENCIA	COMPACTA
ANGULO DE FRICCION INTERNA	6°

CARACTERISTICAS FISICAS Y MECANICAS DE LOS MATERIALES

PERFORACION	3
ESTUDIO	TANQUE DE REGULACION
PROFUNDIDAD DE	3.0 - 4.0 metros
PESO VOLUMETRICO SECO NATURAL	1046 kg/m <sup>3</sup>
PESO VOLUMETRICO SECO Y SUELTO	938 kg/m <sup>3</sup>
DENSIDAD	2.49
HUMEDAD NATURAL	83.33%
PASA LA MALLA NO. 4	100%
PASA LA MALLA NO. 40	96%
PASA LA MALLA NO. 200	82%
LIMITE LIQUIDO	91.30%
LIMITE PLASTICO	41.28%
INDICE PLASTICO	50.02%
CONTRACCION LINEAL	19.19%
CLASIFICACION S.U.C.S.	CH
NUMERO DE GOLPES "N"	11
RELACION DE VACIOS	1.38
POROSIDAD	58.0%
GRADO DE SATURACION	100%
COMPACIDAD RELATIVA	15.9%
CONSISTENCIA	COMPACTA
ANGULO DE FRICCION INTERNA	6°



CARACTERISTICAS FISICAS Y MECANICAS DE LOS MATERIALES

PERFORACION	3
ESTUDIO	TANQUE DE REGULACION
PROFUNDIDAD DE	4.0 - 5.0 metros
PESO VOLUMETRICO SECO NATURAL	1145 kg/m <sup>3</sup>
PESO VOLUMETRICO SECO Y SUELTO	935 kg/m <sup>3</sup>
DENSIDAD	2.50
HUMEDAD NATURAL	113.75%
PASA LA MALLA NO. 4	100%
PASA LA MALLA NO. 40	93%
PASA LA MALLA NO. 200	83%
LIMITE LIQUIDO	91.19%
LIMITE PLASTICO	41.19%
INDICE PLASTICO	50.00%
CONTRACCION LINEAL	21.05%
CLASIFICACION S.U.C.S.	CH
NUMERO DE GOLPES "N"	30
RELACION DE VACIOS	1.17
POROSIDAD	54.0%
GRADO DE SATURACION	100%
COMPACIDAD RELATIVA	55%
CONSISTENCIA	MUY COMPACTA
ANGULO DE FRICCION INTERNA	12°

## CONCLUSIONES

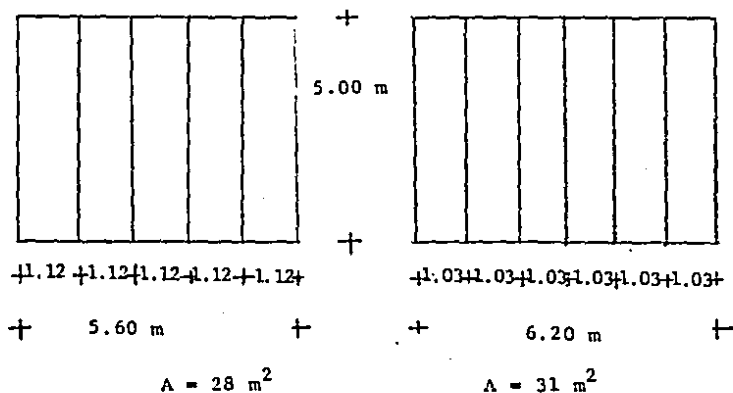
El subsuelo del terreno está formado por arcillas de tipo lilitas, de alta plasticidad considerándose preconsolidado superficialmente y normalmente consolidado a profundidades de 1.00 metros hasta 500 metros, estudiados el número de sensibilidad media de las arcillas analizadas es del orden de 3, por lo que su expansión se considera media con los cambios de humedad. El nivel de aguas freáticas se localizó a una profundidad media de 400 metros.

La capacidad de carga obtenida de la teoría de Terzaghi es del orden de 9 Ton/m<sup>2</sup>. Pudiéndose proyectar la cimentación por ampliación de base.

### 6.3. CALCULO DE LA VIGUERIA PARA TECHAR EL TANQUE

El tanque de almacenamiento de agua se techará usando viga de acero cubriendo las claras con bóveda de ladrillo de lama y se recubrirá la parte inferior del techo con un aplastado de cemento-arena con fin de proteger el acero contra la corrosión que pueda existir por la presencia del agua y en la parte superior con un relleno de pedacería de ladrillo y mortero de arena-cemento.

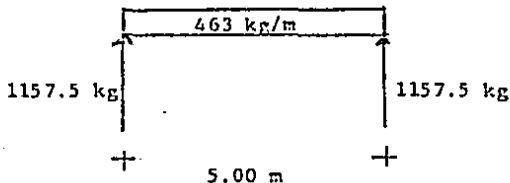
Las áreas que serán techadas son las siguientes.



Existen dos partes del tanque que tienen una área de  $28 \text{ m}^2$  y otra parte con un área igual a  $31 \text{ m}^2$  por lo tanto el área total a techar es igual a  $28 \times 2 + 31 = 87 \text{ m}^2$ .

Análisis de cargas para las vigas que estarán separadas a cada 1.12 metros.

Peso propio (viga 6")		24 kg/m
Ladrillo para bóveda	$180 \text{ kg/m}^2 \times 1.12 \text{ m}$	202 kg/m
Relleno ( $1600 \text{ kg/m}^3 \times 0.07 \text{ m}$ )	$112 \text{ kg/m}^2 \times 1.12 \text{ m}$	<u>125</u> kg/m
		351 kg/m
Carga viva	$100 \text{ kg/m}^2 \times 1.12 \text{ m}$	<u>112</u> kg/m
		463 kg/m



$$M = \frac{WL^2}{8}$$

Donde:

M = Momento flexionante producido

L = Longitud del claro

$$M = \frac{463 (5)^2}{8}$$

$$M = 1446.87 \text{ kg-m}$$

$$M = 144,687 \text{ kg-cm}$$

Se propone una viga IR 6" x 24 kg/m

$$S_x = 167 \text{ cm}^3$$

$$I_x = 1336 \text{ cm}^4$$

$$S = \frac{M}{F_b}$$

Donde:

S = Módulo de sección necesaria de la viga.

M = Momento flexionante producido

F<sub>b</sub> = Esfuerzo máximo de flexión producida

$$S = \frac{144,687}{1518} = 95.31 \text{ cm}^3$$

Revisión de la flecha.

$$\delta_{\text{Máx.}} = \frac{L}{360}$$

Donde:

$\delta_{\text{Máx.}}$  = Flecha máxima permisible.

L = Longitud del claro.

$$\delta_{\text{Máx.}} = \frac{500}{360} = 1.39 \text{ cm}$$

$$\delta = \frac{5WL^4}{384EI}$$

Donde:

W = Carga uniformemente distribuida

L = Longitud del claro

E = Módulo de elasticidad del claro

I = Inercia de la sección

$\delta$  = Flecha máxima actuante

$$\delta = \frac{5 (4.63) (500)^4}{384 (2'039,000) (1336)}$$

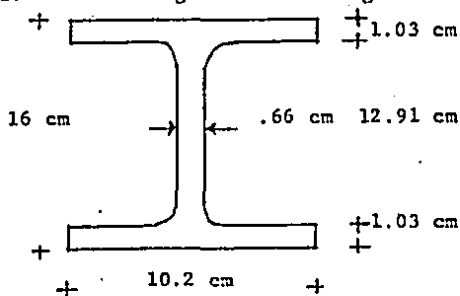
$$\delta = 1.38 \text{ cm}$$

$$\delta_{\text{Máx.}} = 1.39 \text{ cm}$$

$$\delta_{\text{Producida}} = 1.38 \text{ cm.}$$

Por lo tanto la flecha producida se mantiene en los límites permisibles.

Dimensiones de la viga IR 6" x 24 kg/cm



Propiedades de la viga.

$$I_x = 1336 \text{ cm}^4$$

$$c = 8 \text{ cm}$$

Esfuerzo de flexión actuante en la viga.

$$f_b = \frac{MC}{I_x}$$

Donde:

$f_b$  = Esfuerzo actuante de flexión

$M$  = Momento flexionante producido

$c$  = Distancia del eje neutro a la última fibra en com  
presión

$I_x$  = Inercia de la sección con respecto al eje  $x$

$$f_b = \frac{144,687 (8)}{1336} = 866.39 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_b = 866.39 \text{ kg/cm}^2$$

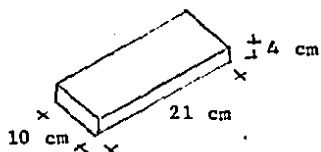
$F_b$  = Esfuerzo máximo permisible a la flexión

$$f_b = 1518 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_b < F_b$$

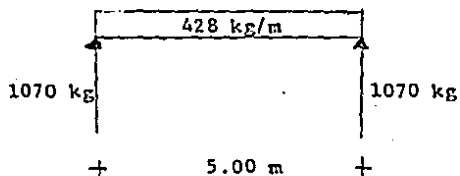
Por lo tanto la viga no falla por esfuerzos elásticos.

## Dimensiones del ladrillo de lama.



Análisis de cargas para las vigas que estarán separadas a cada 1.03 metros.

Peso propio (viga 6")		24 kg/m
Ladrillo para bóveda	$180 \text{ kg/m}^2 \times 1.03 \text{ m}$	186 kg/m
Relleno ( $1600 \text{ kg/m}^3 \times 0.07 \text{ m}$ )	$112 \text{ kg/m}^2 \times 1.03 \text{ m}$	<u>115</u> kg/m
		325 kg/m
Carga viva	$100 \text{ kg/m}^2 \times 1.03 \text{ m}$	<u>103</u> kg/m
		428 kg/m



$$M = \frac{WL^2}{8}$$

Donde:

M = Momento flexionante producido



L = Longitud del claro

$$M = \frac{428 (5)^2}{8}$$

M = 133,750 kg-cm

Se propone la misma viga IR 6" x 24 kg/m

$$S_x = 167 \text{ cm}^3$$

$$I_x = 1336 \text{ cm}^4$$

$$S = \frac{M}{f_b}$$

$$S = \frac{133,750}{1518} = 88.11 \text{ cm}^3$$

Revisión de la flecha

$$\delta_{\text{Máx.}} = \frac{L}{360}$$

$$\delta_{\text{Máx.}} = \frac{500}{360} = 1.39$$

$$\delta = \frac{5WL^4}{384EI}$$

$$\delta = \frac{5 (4.28) (500)^4}{384 (2'039,000) (1336)}$$

$$\delta = 1.28 \text{ cm}$$

$$\delta_{\text{Máx.}} = 1.39 \text{ cm}$$

Producida = 1.28 cm

Por lo tanto la flecha producida se mantiene en los límites permisibles.

Propiedades de la viga.

$$I_x = 1336 \text{ cm}^4$$

$$c = 8 \text{ cm}$$

Esfuerzo de flexión actuante en la viga.

$$f_b = \frac{M_c}{I_x}$$

$$f_b = \frac{133,750 (8)}{1336} = 800.90 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_b = 800.90 \text{ kg/cm}^2$$

$$F_b = 1518 \text{ kg/cm}^2$$

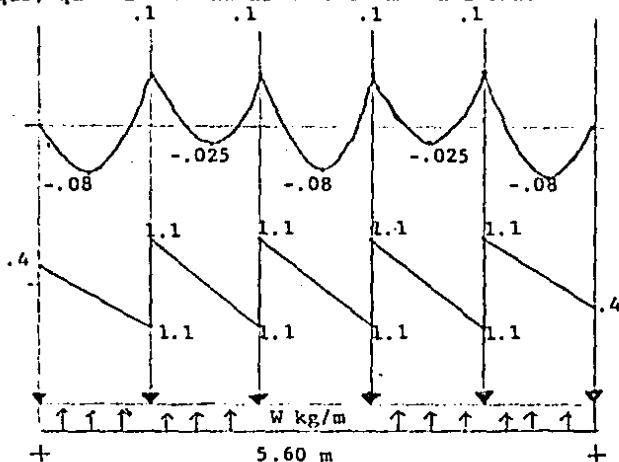
$$f_b < F_b$$

Por lo tanto la viga no falla por esfuerzos elásticos.

### Cálculo estructural de las dadas de coronación.

La dala de coronación tiene la finalidad de transmitir únicamente la carga de las vigas de acero al muro de mampostería.

Cálculo de las dadas de coronación que van a recibir a las vigas de acero que van a cubrir las dos partes del tanque, que tienen una área de  $28 \text{ m}^2$  cada una.



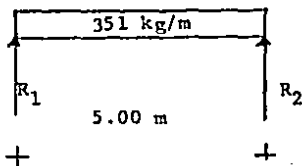
Momento = Coeficiente indicado  $\times W \times L$

Reacción = Coeficiente indicado  $\times W$

$W$  = Carga uniformemente distribuida únicamente sobre un claro

$L$  = Longitud de un claro.

Reacciones y momentos en las vigas de acero debido a carga muerta.



$$R_1 = R_2 = \frac{351 (5)}{2} = 877.5 \text{ kg}$$

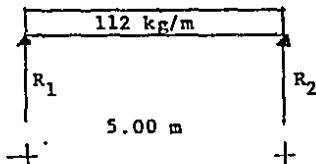
$$R_1 = R_2 = 877.5 \text{ kg}$$

$$M = \frac{Wl^2}{8}$$

$$M = \frac{351 (5)^2}{8} = 1096.88 \text{ kg-m}$$

$$M = 1096.88 \text{ kg-m}$$

Reacciones y momentos en las vigas de acero debida a carga viva.



$$R_1 = R_2 = \frac{112 (5)}{2} = 280 \text{ kg}$$

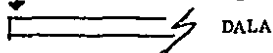
$$R_1 = R_2 = 280 \text{ kg}$$

$$M = \frac{112 (5)^2}{8} = 350 \text{ kg-m}$$

$$M = 350 \text{ kg-m}$$

$$\downarrow \text{ CV} = 280 \text{ kg}$$

$$\downarrow \text{ CM} = 877.5 \text{ kg}$$



Las cargas deben ser factorizadas para calcular la dala de concreto por la teoria plástica.

$$CT = 1.4CM + 1.7 CV$$

Donde:

CT = Carga total

CM = Carga muerta

CV = Carga viva

$$CT = 1.4 (877.5) + 1.7 (280) = 1704.5 \text{ kg}$$

$$CT = 1704.5 \text{ kg}$$

$$(6 \text{ vigas}) (1704.5) = 10227 \text{ kg}$$

$$W = 1826.25 \text{ kg-m}$$

Momentos negativos.

$$M = -.08 (1826.25) (1.12) = - 163.63 \text{ kg-m}$$

$$M = -.025 (1826.25) (1.12) = - 51.14 \text{ kg-m}$$

Momento positivo

$$M = .1 (1826.25) (1.12) = 204.54 \text{ kg-m}$$

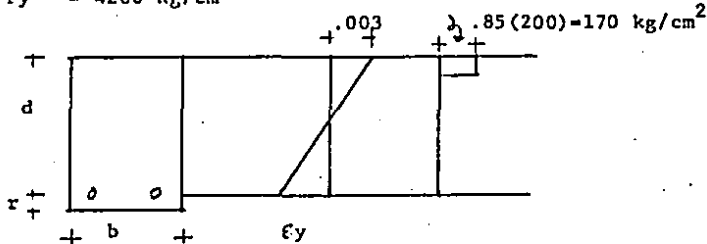
Reacciones.

$$R = .4 (1826.25) = 730.5 \text{ kg}$$

$$R = 1.1 (1826.25) = 2008.88 \text{ kg}$$

$$F'c = 200 \text{ kg/cm}^2$$

$$F_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$$



$$e_b = \frac{(.85) (\sigma_1 (F'c))}{F_y} \left( \frac{6115}{F_y + 6115} \right)$$

$$e_b = \frac{.85 (.85) (200)}{4200} \left( \frac{6115}{4200 + 6115} \right)$$

$$\rho_b = 0.0204$$

$$\rho_{\text{Min.}} = 0.0033 \text{ (por especificación ACI-83)}$$

$$0.0033 \leq \frac{A_s}{bd} \leq 0.0153 \text{ (por especificación ACI-83)}$$

$$\text{Se tomará como } \rho = 0.015$$

$$A_s = 0.015 bd$$

$$T = A_s (F_y)$$

$$T = 0.015 bd (4200)$$

$$C = .85 (F'_c) (b) (a)$$

$$C = T$$

$$170ab = 63 bd$$

$$a = 0.37 bd$$

$$MR = .9 \left[ 170 ab \left( d - \frac{a}{2} \right) \right]$$

$$20454 = 46.19 bd^2$$

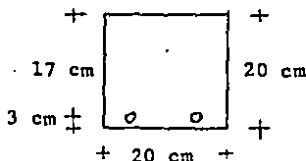
$$d = \sqrt{\frac{20,454}{46.19 b}}$$

b	d
5	941
10	6.65

dimensiones demasiado pequeñas

Por lo tanto

Se propone una sección con las siguientes dimensiones.



$$W_c = .20 (.20) (2400) = 96 \text{ kg/m}$$

Peso uniformemente repartido debido a la carga muerta.

$$CM = 877.5 (1.4) = 1228.5 \text{ kg}$$

$$CM = 1228.5 \text{ kg}$$

$$(6 \text{ vigas}) (1228.5 \text{ kg}) = 7371 \text{ kg}$$

$$W_m = \frac{7371}{5.60} = 1316.25 \text{ kg/m}$$

Peso uniformemente repartido debido a la carga viva.

$$CV = 280 (1.7) = 476$$

$$CV = (6 \text{ vigas}) (476) = 2856 \text{ kg}$$

$$WV = \frac{2856}{5.6} = 510 \text{ kg/m}$$

$$WT = WV + WM + WC$$

$$WT = 510 + 1316.25 + 1.4 (96)$$

$$WT = 1960.65 \text{ kg/m}$$



De nuevo se vuelven a calcular los momentos flexionantes y las reacciones.

Momentos negativos.

$$M = - .08 (1960.65) (1.12) = - 175.67 \text{ kg-m}$$

$$M = - .025 (1960.65) (1.12) = - 54.90 \text{ kg-m}$$

Momento positivo

$$M = .1 (1960.65) (1.12) = 219.59 \text{ kg-m}$$

Reacciones.

$$R = .4 (1960.65) = 784 \text{ kg}$$

$$R = 1.10 (1960.65) = 2156.72 \text{ kg}$$

$$MR = .9 (170) a (20) \left(20 - \frac{a}{2}\right) = 21,959$$

$$3060a \left(20 - \frac{a}{2}\right) = 21,959$$

$$61200 a - 1530 a^2 = 26959$$

$$a = .35$$

$$C = 170 (.35) (20) = 1224 \text{ kg}$$

$$T = AsFy$$

$$1224 = As (4200)$$

$$As = .29 \text{ cm}^2$$

2  $\emptyset \frac{3}{8}$  en el lecho superior e inferior.

Revisión por cortante.

$$V_n = V_c + V_s$$

Donde:

$V_n$  = Resistencia nominal al cortante.

$V_s$  = Resistencia nominal al cortante proporcionada por el refuerzo.

$V_c$  = Resistencia nominal al cortante proporcionada por el concreto.

$$V_c = 0.53 \sqrt{F'c} \quad bwd$$

$$V_c = 0.53 \sqrt{200} \quad (20) (20) = 2998.13 \text{ kg}$$

$$V_u \leq \emptyset V_n$$

Donde:

$V_u$  = Fuerza cortante factorizada

$$\emptyset = .85$$

$$V_u = .85 V_n$$

$$V_n = \frac{2082.80}{.85}$$

$$V_n = 2450.35$$

$$V_s = V_n - V_c$$

$$V_s = 2450.35 + 2998.13$$

$$V_s = 5448.48$$

$$V_s \leq 1.1 \sqrt{f'c} \quad bwd$$

$$5448.48 \leq 1.1 \sqrt{200} \quad (20) (20)$$

$$5448.48 \leq 6222.54$$

Separación máxima =  $\frac{d}{2}$  (por reglamento ACI-83)

Separación máxima =  $\frac{20}{2} = 10$  cm

$$A_v = \frac{V_s S}{F_y d}$$

$$A_s = \frac{951.29 (10)}{4200 (20)}$$

$$A_s = 0.11 \text{ cm}^2$$

Estribas  $\frac{1}{4}$ " a cada 10 cm

Revisión por temperatura.

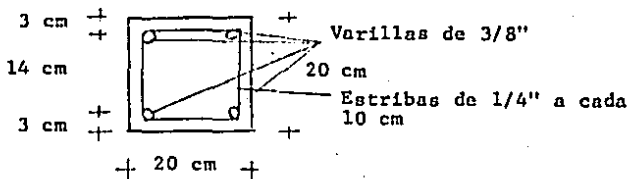
$$A_s = .0014bd$$

$$A_s = .0014 (20) (20)$$

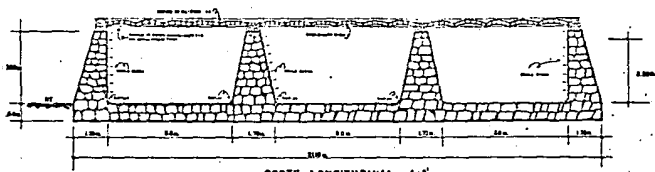
$$A_s = .56 \text{ cm}^2$$

El área por temperatura está cubierta por las dos varillas de 3/8" ya que entre las dos dan una área de  $1.42 \text{ cm}^2$ .

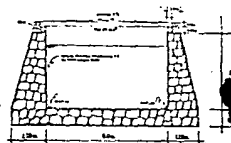
La sección quedará como sigue:



Para la parte del tanque que tiene una área de  $31 \text{ m}^2$  a techar, las vigas de acero estarán separadas a 1.03 cm, a menor separación que las otras dos partes del tanque y por consiguiente las cargas que se transmitirán a la dala son menores y por lo tanto la dala de ésta parte del tanque tendrá las mismas dimensiones y el armado será igual que en las otras dos partes.



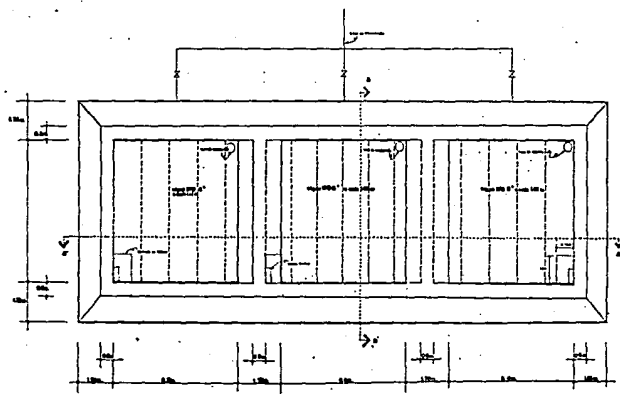
CORTE LONGITUDINAL A-A Esc. 1/20



CORTE TRANSVERSAL B-B  
(Esc. 1/20)

**EMERGENCIAS**

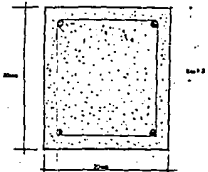
Se usó para el diseño y construcción de este proyecto  
normas para estructuras masonry de masonry y de masonry  
de masonry de masonry y de masonry de masonry



PLANTA Esc. 1/20

**SECCION DE LA CILA DE RECONSTRUCCION Esc. 1/20**

Sección 4-4 de la cila de masonry  
de masonry de masonry y de masonry de masonry  
de masonry de masonry y de masonry de masonry



PROYECTO DE RECONSTRUCCION DE EDIFICACIONES  
ESTRUCTURA DE MASONERIA  
**TESIS PROYECTO**  
PLANTA EXISTENTE Y DE PROYECTO  
MUR DE CEMENTO Y LADRILLO

## VII. CONDUCCION

Se le llama línea de conducción a la parte del sistema constituido por el conjunto de conductos y accesorios destinados a transportar el agua procedente de la fuente de abastecimiento, desde el lugar de la captación hasta un punto - que puede ser un tanque de regulación, una planta potabilizadora, o el punto donde principia una línea de alimentación, su capacidad se calculará con el gasto máximo diario.

#### 7.1. CALCULO DE LA LINEA ECONOMICA DE BOMBEO

Consiste en obtener el diámetro de la tubería más conveniente dependiendo de la bomba y del precio de la tubería.

$$Q_{\text{bom}} = Q_{\text{MD}} (\% B)$$

Donde:

$Q_{\text{bom}}$  = Gasto de bombeo

$Q_{\text{MD}}$  = Gasto máximo diario

$\% B$  = Porcentaje de bombeo

$Q_{\text{bom}}$  = 13.8 (1.2)

$Q_{\text{bom}}$  = 16.56 lts/seg.

Costos de tuberías de asbesto-cemento del tipo A-5 por metro lineal.

DIAMETRO	COSTO
4"	\$ 11,500.00
6"	13,585.00
8"	23,530.00
10"	34,155.00
12"	44,390.00
14"	71,875.00
16"	88,665.00

Costo de la bomba:

\$ 600,000 por H.P.

$$\text{HP} = \frac{Q (H)}{75 (E)}$$

Donde:

Q = Gasto de bombeo

H = Pérdida de carga

E = Eficiencia de la bomba (.75)

HP = Horas power.

La longitud de la línea de conducción es igual a 980 m.

Las pérdidas por fricción son calculadas por medio de los monogramas de Williams y Hazen.



A continuación se hace un estudio para seleccionar la línea económica de bombeo.

Para obtener el diámetro más económico se realiza un estudio que depende del precio de la tubería, el gasto, las pérdidas y el costo de H.P. de la bomba.

DIAMETRO (PULG)	GASTO LTS/SEG	$h_1$ m	$h_2$ m	$h_3$ m	$h_f$ m	0.1 HF m	H.T. m
4	16.36	25	35	35	30.0	5	150
6	16.56	25	35	35	7.0	0.7	102.7
8	16.56	25	35	35	1.8	0.18	96.98
10	16.56	25	35	35	0.64	0.064	95.71
12	16.56	25	35	35	0.26	0.026	95.29
14	16.56	25	35	35	0.13	0.013	95.14
16	16.56	25	35	35	0.06	0.006	95.07

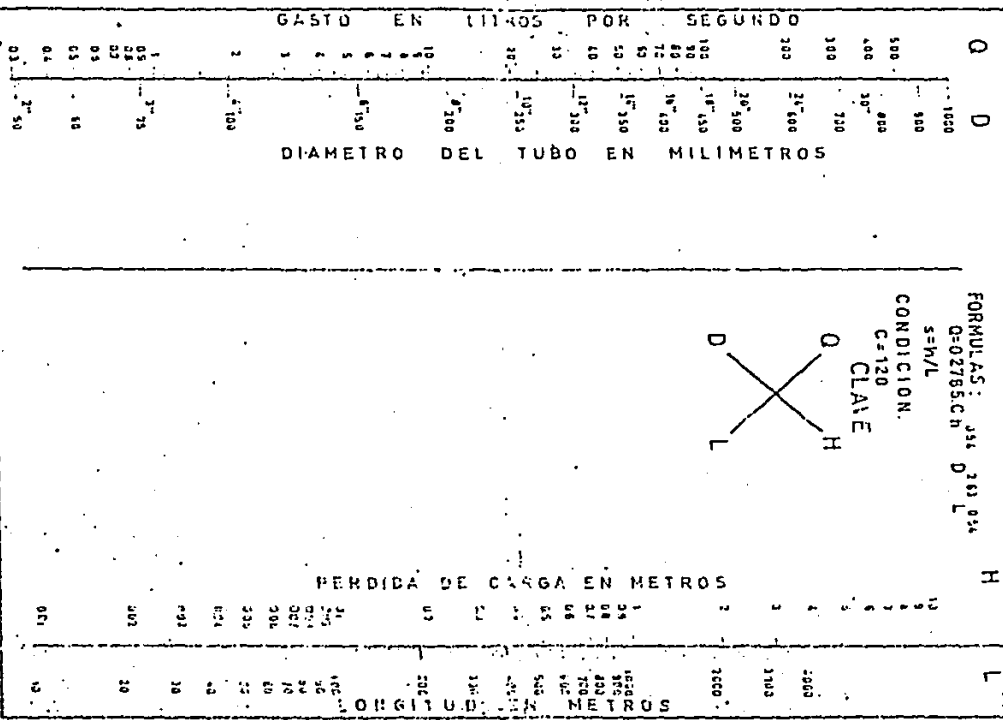
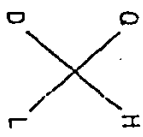
### C O S T O S

H.P.	LINEA	BOMBA	TOTAL
44.16	\$ 11'270,000	\$ 26'496,000	\$ 37'776,000
30.23	13'313,300	18'138,000	31'451,300
28.98	25'019,400	17'368,000	42'407,400
28.18	33'471,900	16'908,000	50'379,900
28.05	43'502,200	16'830,000	60'332,200
28.00	70'437,500	16'800,000	87'237,500
27.99	86'891,700	16'794,000	103'685,700

# NOMOGRAMA DE LA FORMULA DE WILLIAMS Y HAZEN

FORMULAS:  $Q = 0.2785 C H^{1.486} L^{0.783}$   
 $S = W/L$   
 $C = 120$

CONDICION.  
 CLAYE



GASTO EN LITROS POR SEGUNDO

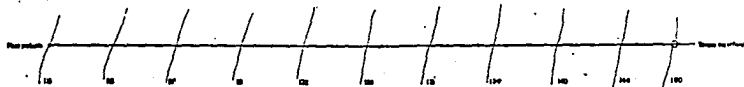
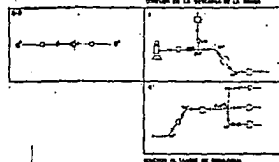
DIAMETRO DEL TUBO EN MILIMETROS

PERDIDA DE CARGA EN METROS

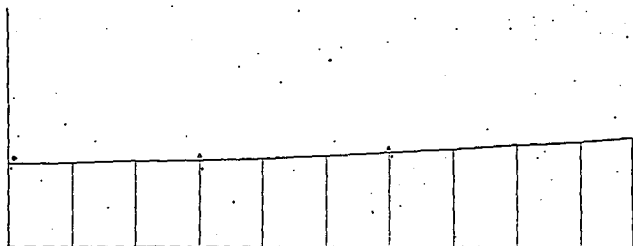
LONGITUD EN METROS

La línea económica de bombeo resultó ser con tubería de 6" y con una capacidad de la bomba de 30.23 H.P.

La tubería que se va a colocar va a ser de asbesto cemento del tipo A-5.



PLANTA



PERFIL

Sección de la línea en el punto 180

SIMBOLOGIA DE PIEZAS ESPECIALES

PIEZA ESPECIAL	1
PIEZA ESPECIAL	2
PIEZA ESPECIAL	3
PIEZA ESPECIAL	4
PIEZA ESPECIAL	5
PIEZA ESPECIAL	6
PIEZA ESPECIAL	7
PIEZA ESPECIAL	8
PIEZA ESPECIAL	9
PIEZA ESPECIAL	10
PIEZA ESPECIAL	11
PIEZA ESPECIAL	12
PIEZA ESPECIAL	13
PIEZA ESPECIAL	14
PIEZA ESPECIAL	15
PIEZA ESPECIAL	16
PIEZA ESPECIAL	17
PIEZA ESPECIAL	18
PIEZA ESPECIAL	19
PIEZA ESPECIAL	20
PIEZA ESPECIAL	21
PIEZA ESPECIAL	22
PIEZA ESPECIAL	23
PIEZA ESPECIAL	24
PIEZA ESPECIAL	25
PIEZA ESPECIAL	26
PIEZA ESPECIAL	27
PIEZA ESPECIAL	28
PIEZA ESPECIAL	29
PIEZA ESPECIAL	30
PIEZA ESPECIAL	31
PIEZA ESPECIAL	32
PIEZA ESPECIAL	33
PIEZA ESPECIAL	34
PIEZA ESPECIAL	35
PIEZA ESPECIAL	36
PIEZA ESPECIAL	37
PIEZA ESPECIAL	38
PIEZA ESPECIAL	39
PIEZA ESPECIAL	40
PIEZA ESPECIAL	41
PIEZA ESPECIAL	42
PIEZA ESPECIAL	43
PIEZA ESPECIAL	44
PIEZA ESPECIAL	45
PIEZA ESPECIAL	46
PIEZA ESPECIAL	47
PIEZA ESPECIAL	48
PIEZA ESPECIAL	49
PIEZA ESPECIAL	50
PIEZA ESPECIAL	51
PIEZA ESPECIAL	52
PIEZA ESPECIAL	53
PIEZA ESPECIAL	54
PIEZA ESPECIAL	55
PIEZA ESPECIAL	56
PIEZA ESPECIAL	57
PIEZA ESPECIAL	58
PIEZA ESPECIAL	59
PIEZA ESPECIAL	60
PIEZA ESPECIAL	61
PIEZA ESPECIAL	62
PIEZA ESPECIAL	63
PIEZA ESPECIAL	64
PIEZA ESPECIAL	65
PIEZA ESPECIAL	66
PIEZA ESPECIAL	67
PIEZA ESPECIAL	68
PIEZA ESPECIAL	69
PIEZA ESPECIAL	70
PIEZA ESPECIAL	71
PIEZA ESPECIAL	72
PIEZA ESPECIAL	73
PIEZA ESPECIAL	74
PIEZA ESPECIAL	75
PIEZA ESPECIAL	76
PIEZA ESPECIAL	77
PIEZA ESPECIAL	78
PIEZA ESPECIAL	79
PIEZA ESPECIAL	80
PIEZA ESPECIAL	81
PIEZA ESPECIAL	82
PIEZA ESPECIAL	83
PIEZA ESPECIAL	84
PIEZA ESPECIAL	85
PIEZA ESPECIAL	86
PIEZA ESPECIAL	87
PIEZA ESPECIAL	88
PIEZA ESPECIAL	89
PIEZA ESPECIAL	90
PIEZA ESPECIAL	91
PIEZA ESPECIAL	92
PIEZA ESPECIAL	93
PIEZA ESPECIAL	94
PIEZA ESPECIAL	95
PIEZA ESPECIAL	96
PIEZA ESPECIAL	97
PIEZA ESPECIAL	98
PIEZA ESPECIAL	99
PIEZA ESPECIAL	100

180	185	190	195	200	205	210	215	220	225	230	235	240	245	250	255	260	265	270	275	280	285	290	295	300	305	310	315	320	325	330	335	340	345	350	355	360	365	370	375	380	385	390	395	400	405	410	415	420	425	430	435	440	445	450	455	460	465	470	475	480	485	490	495	500	505	510	515	520	525	530	535	540	545	550	555	560	565	570	575	580	585	590	595	600	605	610	615	620	625	630	635	640	645	650	655	660	665	670	675	680	685	690	695	700	705	710	715	720	725	730	735	740	745	750	755	760	765	770	775	780	785	790	795	800	805	810	815	820	825	830	835	840	845	850	855	860	865	870	875	880	885	890	895	900	905	910	915	920	925	930	935	940	945	950	955	960	965	970	975	980	985	990	995	1000
-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	------

INSTITUTO VENEZOLANO DE INVESTIGACIONES  
 ESCUELA DE INGENIERIA CIVIL  
 TESIS ESPECIAL  
 LINEA DE ENLACE  
 MARCO ANTONIO SANCHEZ MARTINEZ

## VIII. RED DE DISTRIBUCION

La red de distribución tiene la finalidad de proporcionar el agua al usuario, ya sea mediante hidrantes de toma pública o unidad de agua y, en forma más completa, a base de toma domiciliaria, que es la forma como se va a proporcionar el agua al usuario de la población.

Tuberías. Las tuberías se denominan de la siguiente manera, de acuerdo con la magnitud de sus diámetros: líneas de alimentación, tuberías principales o troncales y líneas secundarias o de relleno.

Línea de alimentación. Una línea de alimentación es una tubería que suministra agua directamente a la red de distribución y que, partiendo de una fuente de abastecimiento, de un tanque de regulación, o del punto en que convergen una línea de conducción y una tubería que aporta agua de un tanque de regulación, termina en el punto donde se hace la primera derivación. En caso de que halla más de una línea de alimentación, la suma de los gastos que escurren en estas líneas hacia la red de distribución deberá ser igual al gasto máximo horario.

Tuberías principales o troncales: siguen en importancia en cuanto al gasto que por ellas escurre, a la o las líneas de alimentación. A las líneas principales o troncales están conectadas las líneas secundarias o de relleno.

Líneas secundarias o de relleno. Una vez localizadas -

las tuberías de alimentación y las principales, a las tuberías restantes para cubrir la totalidad de las calles se les llama tuberías secundarias o de relleno.

El diámetro de las tuberías secundarias para localidades urbanas pequeñas será de 50 o 60 mm y para ciudades de importancia de 75 a 100 mm. Para justificar estos diámetros se considerará la densidad de la población del área por servir. Para la población se colocará tubería de 75 mm de diámetro o sea de 3 pulgadas.

#### 8.1. CALCULO HIDRAULICO Y DISEÑO DE LOS CIRCUITOS PRINCIPALES

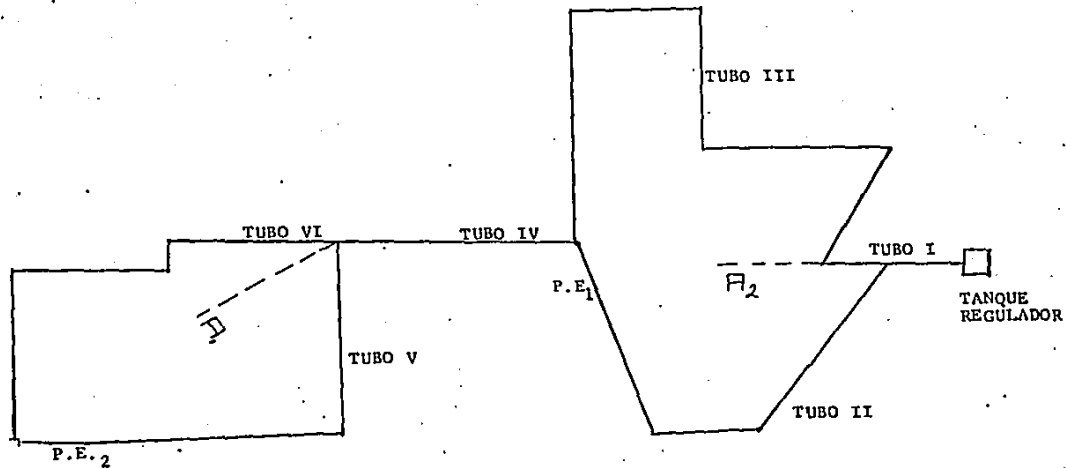
Cálculo hidráulico. La tubería de alimentación se calculará para que por ella escurra el gasto máximo horario, y en el caso de que sean varias, la suma de los gastos que escurran a estas líneas será el gasto máximo.

##### Tuberías principales.

Red de circuitos. Las tuberías principales se calcularán de acuerdo con los gastos acumulados, deducidos de aquellos que les corresponda a las líneas de alimentación que se tengan.

El método que se utilizará para hacer el cálculo hidráulico de la red es el de la tubería equivalente o tubo virtual.

CROQUIS DE LA RED DE DISTRIBUCION





Cálculos para obtener la tabulación de la red de distribución.

$$Q_{\max} = 20.7 \text{ lts/seg.}$$

$$q_u = \frac{Q_{\max}}{L}; \quad q_u = \frac{20.7}{3222}$$

$$q_u = 0.00642 \text{ lts/seg/m.}$$

Combinaciones:

Tubo VI	VI	$\pm AVI^{1.2}$	578.93		
			+		
Tubo V	V	$\pm AV^{1.2}$	<u>595.19</u>		$H_1 = 361.49$
			(1174.12) <sup>5/6</sup>		
Tubo IV	IV	$\pm AIV^{1.2}$	4203.91		
Tubo III	III	$\pm AIII^{1.2}$	+11122.35		$H_2 = 3823.14$
Tubo II	II	$\pm AII^{1.2}$	3401.95		
		$A = H_1^{1.2}$	<u>1174.13</u>		
			(19902.34) <sup>5/6</sup>		

Tubo I.

Carga por perder = Cota piezométrica - (cota punto de equilibrio + 10).

$$C.P.P. = 152.2 (97.46 + 10)$$

$$C.P.P. = 44.74 \text{ metros}$$

$$\text{Pérdida económica} = \frac{\text{C.P.P.}}{\sum A_1 + F_2} \begin{pmatrix} A_1 \\ \vdots \\ A_n \end{pmatrix}$$

$$\text{P.e.} = \frac{44.74}{448.5 + 3823.14} \begin{pmatrix} A_1 \\ \vdots \\ A_n \end{pmatrix}$$

La alimentación para el tubo IV, V y VI se va a proporcionar por medio del tubo II y III debido a que si se alimenta a los tubos IV, V y VI por medio del tubo II o III solamente y si en algunos de los tubos tenemos una fuga se tendría que suspender el servicio a casi toda la población mientras se arregla la fuga en cambio si alimentamos por los tubos II y III al momento de tener una fuga en alguno de los dos tubos el servicio no se suspende a la población que se encuentra en el siguiente circuito por lo que se seguirá prestando el servicio por medio del otro tubo, por esta razón se ha escogido alimentar al siguiente circuito por dos tubos y no por uno solo.

Tubo II.

$$\text{Carga por perder} = 151.57 - (97.46 + 10)$$

$$\text{C.P.R.} = 44.11 \text{ m.}$$

$$\text{P.e.} = \frac{\text{C.P.P.}}{\sum A_{II} + \sum A_{IV} + F_1} \begin{pmatrix} A_1 \\ \vdots \\ A_n \end{pmatrix}$$

$$P.e. = \frac{44.11}{1174.34 + 1173.58 + 361.49} \begin{pmatrix} A_1 \\ \vdots \\ A_n \end{pmatrix}$$

Tubo III.

$$\text{Carga por perder} = 151.57 - (97.46 + 10)$$

$$C.P.P. = 44.11 \text{ m.}$$

$$P.e. = \frac{C.P.P.}{\sum A_{III} + \sum A_{IV} + A_1} \begin{pmatrix} A_1 \\ \vdots \\ A_n \end{pmatrix}$$

$$P.e. = \frac{44.11}{3758.13 + 1173.58 + 361.49} \begin{pmatrix} A_1 \\ \vdots \\ A_n \end{pmatrix}$$

Tubo IV.

$$\text{Carga por perder} = 137.12 - (97.46 + 10)$$

$$C.P.P. = 29.66 \text{ m.}$$

$$\text{Pérdida económica} = \frac{C.P.P.}{\sum A_{IV} + A_1} \begin{pmatrix} A_1 \\ \vdots \\ A_n \end{pmatrix}$$

$$P.e. = \frac{29.66}{1173.58 + 361.49} \begin{pmatrix} A_1 \\ \vdots \\ A_n \end{pmatrix}$$

Tubo V.

$$\text{Carga por perder} = 133.02 - (97.46 + 10).$$

$$\text{C.P.P.} = 25.56 \text{ m.}$$

$$\text{Pérdida económica} = \frac{\text{C.P.P.}}{\sum AV} \begin{pmatrix} A_1 \\ \vdots \\ A_n \end{pmatrix}$$

$$\text{P.e.} = \frac{25.56}{268.15} \begin{pmatrix} A_1 \\ \vdots \\ A_n \end{pmatrix}$$

Tubo VI.

$$\text{Carga por perder} = 133.02 - (97.46 + 10)$$

$$\text{C.P.P.} = 25.56 \text{ m.}$$

$$\text{Pérdida económica} = \frac{\text{C.P.P.}}{\sum AVI} \begin{pmatrix} A_1 \\ \vdots \\ A_n \end{pmatrix}$$

$$\text{P.e.} = \frac{25.56}{268.08} \begin{pmatrix} A_1 \\ \vdots \\ A_n \end{pmatrix}$$

Para el cálculo de la variable A se realiza por medio de la siguiente expresión.

$$A = LQ^{1/3}$$

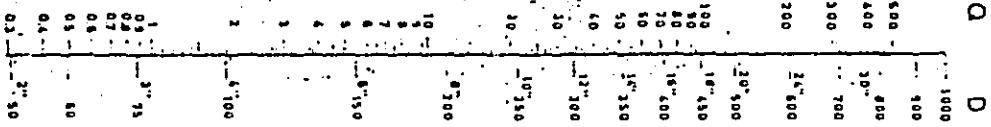
Donde:

L = Longitud del tramo de tubería.

Q = Gasto acumulado en dicho tramo.

# NOMOGRAMA DE LA FORMULA DE WILLIAMS Y HAZEN

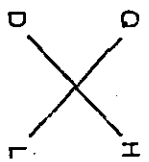
GASTO EN LITROS POR SEGUNDO



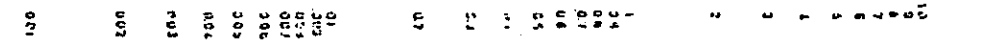
DIAMETRO DEL TUBO EN MILIMETROS



FORMULAS:  $Q = 0.2785 C H^{0.54} D^{2.63} L^{-0.54}$   
 $S = H/L$   
 CONDICION.  
 $C = 120$   
 CLAVE



PERDIDA DE CARGA EN METROS



LONGITUD EN METROS

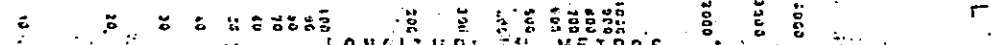


TABLA DE CALCULO PARA LA RED DE DISTRIBUCION

TRA MO	UBICACION CALLE	ENTRE	L (M)	GASTO PARCIAL	LTS/SEG ACUMULA DO	A	1.2	PERDIDA ECOGIMICA (m)	DIAMETRO EFFECTIVO (PULG.)	PERDIDA EFFECTIVA (m)	COTAS TERRENO	(m) PIEZOME TRICA	CARGA DISPONIBLE (m)
1	HIDALGO	EL TANQUE Y 16 DE SEPT.	65	0.42	20.70	448.5	1520.95	4.70	6	0.63	139.00	151.57	12.57
<u>T U B O I I</u>													
1	16 DE SEPTIEM- BRE	HIDALGO Y CO LON	48	0.31	7.17	114.72	296.19	1.87	4	0.45	137.00	151.12	14.12
2	16 DE SEPTIEM- BRE	COLON Y EN-- TRONQUE	154	0.99	6.86	352.15	1137.81	5.73	3	4.70	117.60	146.42	29.42
3	16 DE SEPTIEM- BRE	ENTRONQUE Y J.O. DE D.	38	0.24	5.87	74.35	176.02	1.21	3	2.00	114.00	145.42	31.42
4	JOSEFA O. DE D.	16 DE SEPT -- TIEMRE Y	56	0.36	5.63	106.96	272.31	1.74	3	1.40	110.50	144.02	33.52
5	JOSEFA O. DE D.	FCO. I. MADERO Y A. DOMECON	78	0.50	5.27	137.02	366.56	2.23	3	1.75	100.70	142.27	41.57
6	J.O. DE DOMINGUEZ	A. DOMECON Y ZARAGOZA	20	0.13	4.77	31.80	63.52	0.52	3	0.35	99.00	141.92	42.92
7	ZARAGOZA	J.O. DE D.E - HIDALGO	206	1.32	9.64	318.61	1009.06	5.19	3	0.50	101.00	137.82	56.82
8	ZARAGOZA	J.O. DE D. E HIDALGO	35	0.22	3.32	38.73	80.48	0.63	3	0.34	100.50	137.42	36.92
<u>T U B O I I</u>													
1	HIDALGO	16 DE SEPT. Y PEDRO MORENO	35	0.22	13.11	152.95	418.27	1.27	6	0.15	131.00	151.42	20.42
2	PEDRO MORENO	HIDALGO Y V. CARRANZA	103	0.66	12.89	442.56	1496.79	3.69	6	0.50	139.00	150.92	11.92
3	PEDRO MORENO	HIDALGO Y V. CARRANZA	13	0.08	12.23	53.00	117.25	0.44	6	0.05	140.00	150.87	10.87
4	V. CARRANZA	PEDRO MORENO Y ALDANA	124	0.80	12.15	502.20	1742.02	4.19	6	0.50	123.00	150.37	27.42
5	V. CARRANZA	ALDANA Y P.S.	64	0.41	11.35	242.13	725.88	2.02	9	1.55	114.70	148.82	34.12
6	PINO SUAREZ	V. CARRANZA Y L. DE TEJADA	30	0.19	10.94	109.40	279.78	0.91	4	0.70	116.70	148.12	31.42
7	PINO SUAREZ	L. DE TEJADA Y GUILLERMO P.	110	0.71	10.75	394.17	1302.61	3.28	4	2.10	117.00	146.02	29.02
8	PINO SUAREZ	GUILLERMO P. Y SANTA MONICA	128	0.82	10.04	428.37	1439.42	3.57	4	2.25	118.80	143.77	24.97
9	SANTA MONICA	PINO SUAREZ Y EMILIANO Z.	94	0.60	9.22	288.89	877.19	2.41	4	1.65	110.50	142.12	31.62
10	SANTA MONICA	EMILIANO Z. Y ALLENDE	96	0.62	8.62	275.84	848.77	2.30	4	1.45	105.50	140.67	35.17

TABLA DE CALCULO PARA LA RED DE DISTRIBUCION

TRA MO	UBICACION CALE	ENTRE	L (M)	COSTO PARCIAL	LTS/SEG ACUMULA DO			PERDIDA ECONOMICA (m)	DIAMETRO (PULG.)	PERDIDA EFECTIVA (m)	COTAS TERRENO	(m) PIEZOME TRICA	CARGA DISPONIBLE (m)
					A	A	A						
11	ALLENDE	STA. H. Y G. FRIE TO	138	0.89	8.00	275.84	848.77	2.30	4	1.45	105.50	140.67	35.17
12	ALLENDE	GUILLERMO P. Y LERDO DE T. E	106	0.68	7.11	251.22	758.69	2.93	4	0.90	102.40	138.17	35.77
13	ALLENDE	LERDO DE T. E HIDALGO	60	0.39	6.43	128.60	339.70	1.07	4	0.5	101.80	137.67	35.89
14	ALLENDE	LERDO DE T. E HIDALGO	60	0.39	6.04	120.80	315.12	1.00	4	0.55	100.50	137.12	36.62
					<u>T U B O I V</u>								
1	HIDALGO	ZARAGOZA Y J. SIERRA	220	1.41	8.74	640.93	2334.40	12.38	4	3.20	99.00	133.92	34.92
2	HIDALGO	JUSTO SIERRA Y MORELOS	218	1.40	7.33	532.65	1869.51	10.29	3	0.90	98.70	133.02	34.32
					<u>T U B O V</u>								
1	MORELOS	HIDALGO Y V. VALLARTA Y H.	107	0.69	2.96	105.57	268.08	10.06	3	0.8	98.00	132.22	34.22
2	MORELOS	OCAÑO	53	0.34	2.27	40.10	83.91	3.82	3	0.28	97.70	131.94	34.24
3	M. OCAÑO	MORELOS E I.	74	0.48	1.93	47.61	103.09	4.54	3	0.28	97.70	131.66	33.96
4	M. OCAÑO	ITURBIDE Y J.M. J. MINA Y CLE-	60	0.39	1.45	29.00	53.87	2.76	3	0.14	97.80	131.52	33.72
5	M. OCAÑO	MENTE AGUIRRE CLEMENTE AGUI-	52	0.33	1.06	18.37	32.89	1.75	3	0.06	98.00	131.46	33.46
6	M. OCAÑO	RRE Y V.G.	113	0.73	0.73	27.50	53.35	2.62	3	0.07	97.46	131.39	33.93
					<u>T U B O V I</u>								
1	HIDALGO	MORELOS E I.	64	0.41	2.97	63.36	145.27	6.04	3	0.5	99.00	132.52	33.52
2	HIDALGO	ITURBIDE Y J.M.	65	0.42	2.56	56.32	126.12	5.37	3	0.45	99.20	132.07	32.87
3	HIDALGO	J. MINA Y C.A.	48	0.31	2.14	34.24	69.41	3.26	3	0.20	99.15	131.87	32.72
4	CLEMENTE AGUIRRE	HIDALGO Y S.	15	0.10	1.83	9.15	14.25	0.87	3	0.05	99.20	131.82	32.62
5	JUAREZ	CLEMENTE AGUIRRE Y V. GUERRERO	114	0.73	1.73	65.74	151.84	6.27	3	0.30	98.40	131.52	33.12
6	V. GUERRERO	JUAREZ Y V.	77	0.49	1.00	25.67	49.12	2.45	3	0.08	97.70	131.44	33.74
7	V. GUERRERO	VALLARTA Y MEL- CHOR OCAÑO	80	0.51	0.51	13.60	22.92	1.30	3	0.04	97.46	131.40	33.94
					<u>T U B O V I</u>								





**IX. VOLUMENES DE OBRA**

CONCEPTO	UNIDAD	CANTIDAD
<b>FUENTE DE ABASTECIMIENTO</b>		
Tubería de ademe de 20" x 1/4"	m1	18
Tubería de ademe lisa de 13" x 1/4"	m1	48
Tubería de ademe ranurada de 12" x 1/4"	m1	102
Cementación anular con concreto simple de $f'c = 150 \text{ kg/cm}^2$	m3	1.58
Cerco de protección de malla ciclónica tipo industrial de 7 x 7 m	m2	70
Equipo de bombeo capaz de proporcionar un gasto de 16.56 l.p.s.	Pza.	1
Suministro e instalación de energía eléctrica	m1	300
<b>REGULACION</b>		
Varilla 3/8"	m1	170
Mampostería de piedra	m3	548
Varilla 1/4"	m1	253
Viga de acero IR 6 x 24 kg/m	Pza.	20
Ladrillo de lama	Pza.	3000
Concreto $f'c = 200 \text{ kg/cm}^2$	m3	8.44
Entortado	m3	12
<b>RED DE DISTRIBUCION</b>		
Traza para excavación	m1	10046
Excavación de zanjas de .60 m x 1.60 mm3		9644.16

CONCEPTO	UNIDAD	CANTIDAD
Plantilla con 10 cm de espesor con material tipo A	m3	1004.60
Relleno de zanjas con material tipo A apizonado y compactado con agua en capas de 20 cm de espesor.	m3	9041.40
Tubería de asbesto-cemento clase A-5 de 3" de diámetro	ml	8990
Tubería de asbesto-cemento clase A-5 de 4" de diámetro	ml	1154
Tubería de asbesto-cemento clase A-5 de 6" de diámetro	ml	340
Válvula tipo compuerta de 3" de diámetro	Pza.	18
Válvula tipo compuerta de 4" de diámetro	Pza.	6
Válvula tipo compuerta de 6" de diámetro	Pza.	2
Junta Giboult de 3" de diámetro	Pza.	230
Junta Giboult de 4" de diámetro	Pza.	9
Junta Giboult de 6" de diámetro	Pza.	12
Cruz de 3" x 3" de diámetro	Pza.	13
Cruz de 4" x 4" de diámetro	Pza.	4
Cruz de 6" x 6" de diámetro	Pza.	1
Tee de 3" x 3" de diámetro	Pza.	31

CONCEPTO	UNIDAD	CANTIDAD
Tee de 4" x 4" de diámetro	Pza.	4
Tee de 6" x 6" de diámetro	Pza.	4
Extremidades de 3" de diámetro	Pza.	17
Codo de 90° de 3" de diámetro	Pza.	7
Codo de 90° de 6" de diámetro	Pza.	1
Codo de 45° de 3" de diámetro	Pza.	7
Codo de 22° de 3" de diámetro	Pza.	12
Codo de 11° de 3" de diámetro	Pza.	24
Codo de 11° de 4" de diámetro	Pza.	1
Codo de 22° de 4" de diámetro	Pza.	2
Codo de 22° de 6" de diámetro	Pza.	1
Codo de 45° de 6" de diámetro	Pza.	1
Reducción 6" x 4" de diámetro	Pza.	2
Reducción 6" x 3" de diámetro	Pza.	3
Reducción 4" x 3" de diámetro	Pza.	20
Empaque de plomo de 3" de diámetro	Pza.	222
Empaque de plomo de 4" de diámetro	Pza.	51
Empaque de plomo de 6" de diámetro	Pza.	18
Tapa ciega	Pza.	17
Atraques	Pza.	62

## X. CONCLUSIONES

Ninguna población es posible que alcance a desarrollarse sin contar con el servicio de suministro de agua potable, ya que al contar con este valioso servicio los habitantes de la población tienen un mayor grado de aseo personal, viven en un medio más higiénico, sus alimentos son cocinados con mucha más higiene y por lo tanto se previenen un sinnúmero de enfermedades tales como entre otras: cólera, tiroidea, hepatitis, rabia, enfermedades gastrointestinales y amibiasis.

## BIBLIOGRAFIA

-Abastecimiento de agua potable y alcantarillado

Ernest W. Steel-Terence J. Mcghee

Editorial Gustavo Gili, S.A.

-Manual de normas de proyecto para obras de aprovechamiento de agua potable en localidades urbanas de la -  
República Mexicana

Editado por la Secretaría de Recursos Hidráulicos.

-Plan Municipal de Desarrollo Urbano Municipal

Editado por la Secretaría de Desarrollo Urbano y Ecología.

-Manual de construcción en acero

Instituto Mexicano de la Construcción en Acero, A.C.

Editorial Limusa.