

870115

UNIVERSIDAD AUTONOMA DE GUADALAJARA

Incorporada a la Universidad Nacional Autónoma de México /
ESCUELA DE INGENIERIA CIVIL



"PROYECTO DE AGUA POTABLE PARA LA POBLACION DE CUAUHEMOC, COLIMA"

TESIS PROFESIONAL

QUE PARA OBTENER EL TITULO DE:

INGENIERO CIVIL

P R E S E N T A

RICARDO DUEÑAS VILLASEÑOR

GUADALAJARA, JALISCO ENERO DE 1991.



UNAM – Dirección General de Bibliotecas Tesis Digitales Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS © PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

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

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

INDICE

	Pág.	
CAPITULO I.	INTRODUCCION	1
I.A.	Antecedente	2
I.B.	Importancia del Abastecimiento	3
CAPITULO II.	ESTUDIOS PRELIMINARES	4
II.A.	Localización Geografica	5
II.A.1	Limites Geograficos	5
II.A.2	Extensión Territorial y Coordenadas Geograficas	5
II.A.3	Clasificación Climatologica	9
II.A.3.1	Clima	9
II.A.3.2	Temperatura	9
II.A.3.3	Precipitación Pluvial	10
II.A.4	Hidrografía	12
II.B.	Datos Historicos de la Población	13
II.C.	Estudio Socioeconómico de la Población.	15
II.C.1	Uso del Suelo	15
II.C.2	Población Económicamente Activa	16
II.C.3	Actividades y Productos de la Población	19
II.C.5	Vías de Comunicación	21
II.D.	Estudio Topografico	22
CAPITULO III.	DATOS DE PROYECTO	24
III.A.	Población de Proyecto	25
III.B.	Dotación de Proyecto	31
III.C.	Gasto Máximo	34
CAPITULO IV.	FUENTES DE ABASTECIMIENTO	36
IV.A.	Procedencia	37
IV.A.1	Clasificación de las Aguas	37
IV.A.2	Métodos de Construcción para Pozos	38
IV.B.	Calidad del Agua	40
IV.C.	Potencial de la Fuente de Abastecimiento	43
CAPITULO V.	PROYECTO DE LAS OBRAS	47
V.A.	Conducción	48
V.B.	Regulación	50
V.B.1	Métodos de Distribución	50
V.B.2	Capacidad del Tanque Regulador	51
V.B.3	Diseño y Cálculo para la Construcción del Tanque	53
V.C.	Distribución	66
V.C.1	Redes de Distribución de Agua Potable	66
V.C.2	Cálculo y Proyecto de la Red	69
V.C.2.1	Explicación del Método	70

V.C.2.2	Combinaciones de Tuberías	75
V.C.2.3	Cálculo Hidráulico del Circuito Primario	75
V.C.2.4	Descripción de la Memoria de Cálculo	83
V.C.2.5	Diagrama de Circuitos	85
CAPITULO VI.	CANTIDADES DE OBRA	86
VI.A.	Línea de Conducción	87
VI.B.	Tanque de Regulación	89
VI.C.	Red de Distribución	92
VI.D.	Tomas Domiciliarias	96
CAPITULO VII	PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO	98
	BIBLIOGRAFIA	

CAPITULO I
INTRODUCCION.

A.-ANTECEDENTES.

El Agua constituye una necesidad fundamental para la vida del hombre, que siempre procuró fijar su residencia donde le era fácil obtenerla, especialmente la que circula libremente por la tierra.

Sin embargo, pronto hubo que excavar pozos y otros sistemas para captarla y recogerla en lugares cercanos a la comunidad. Al parecer las primeras aglomeraciones de personas y casas, así como las primeras ciudades, se suscitó el problema de abastecimiento en gran escala; resuelto primero en forma aislada (fuentes, pozos, cisternas, etc). Así pues, la captación y conducción del agua potable de los manantiales a los lugares de consumo, representaron acaso el primer servicio público registrado entre los hombres.

El acelerado crecimiento de las pequeñas poblaciones hizo aumentar el consumo de agua rápidamente, hasta alcanzar en poco tiempo, una magnitud que excedía el rendimiento de las fuentes; de suerte que fue preciso conducir el agua desde lugares lejanos; otro de los motivos fue que al crecer las ciudades iban contaminando las fuentes cercanas, a tal grado que se hizo riesgoso su aprovechamiento.

En la historia de la Ingeniería Sanitaria hay constancia de construcciones antiguas de acueductos excavados en la roca, conductos con bóveda de ladrillo, canales subterráneos, acueductos elevados, etc.

Podemos definir pues, el abastecimiento de agua como la acción de surtir de la misma a una población o localidad cualquiera, y el conjunto de obras y medios para conservarla, dotando a esa población de agua potable de buena calidad y en cantidad suficiente para sus necesidades.

B. _ IMPORTANCIA DEL ABASTECIMIENTO.

El agua ha sido siempre el factor que ha determinado el establecimiento y desarrollo de las poblaciones.

El agua potable es el elemento más importante para mantener la vida de los seres vivos y ayudarlos a desarrollar sus funciones.

Para el ser humano, el agua representa algo más que un elemento vital, le proporciona un medio de higiene y sanidad que le permite prevenir enfermedades que tan fácilmente se presentan en lugares insalubres.

Así mismo, el agua potable es sumamente indispensable en la industria y otras actividades comerciales tan necesarias para el desarrollo de un mejor nivel de vida

De lo visto anteriormente, deducimos la gran importancia que tiene dentro de las sociedades, el suministro de agua potable a las mismas a través de sistemas de abastecimientos diseñados especialmente para cada población en particular.

Consideremos pues que el abastecimiento de Agua Potable es el mejor servicio público que se pueda prestar a una comunidad humana.

CAPITULO II
ESTUDIOS PRELIMINARES.

A. LOCALIZACION GEOGRAFICA

A-1 Límites Geográficos.

La población de Cuauhtémoc, se encuentra enclavada en la parte Noreste del Estado, y sus límites son; al Norte con el Volcán de Fuego, Al Noreste con la Barranca del muerto y el Río Tuxpan, mismos que le separan del Estado de Jalisco hasta la desembocadura del Arroyo de las Guásimas, al sur con el municipio de Colima, y al Poniente con los municipios de Colima, Villa de Alvarez y Comala.

Es importante señalar que sus límites de mayor longitud se encuentran formados por el municipio de Colima y el Estado de Jalisco.

A-2 Extensión Territorial y Coordenadas Geográficas.

Conforme a cifras arrojadas por el Censo de 1970, la superficie Territorial Correspondiente a la Sub-región es de 378.2 km^2 , misma que representa el 6.8% con respecto al Estado.

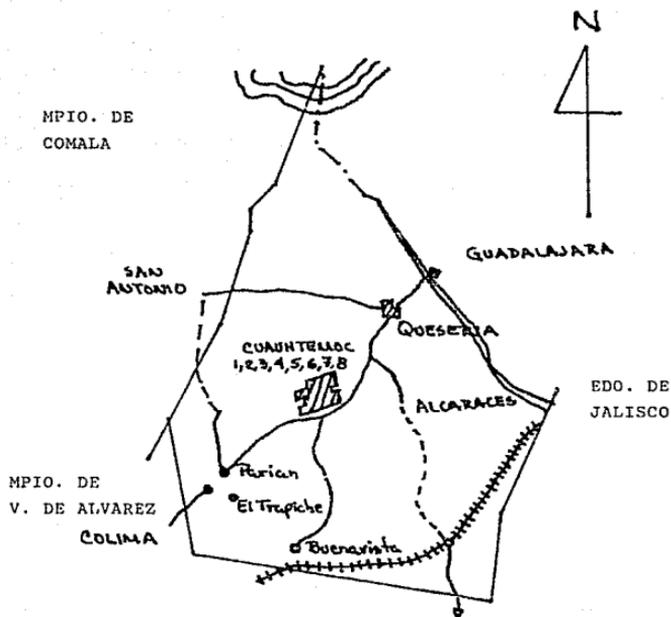
La sub-región en cuestión se encuentra localizada entre los $90^{\circ} 26'$ latitud Norte y entre los $103^{\circ} 37'$ de longitud Oeste.

En base a la Cartografía nos permitió determinar que dentro de esta Jurisdicción, se tiene una altura máxima de 2700 mts. S.N.M.

y una mínima de 600mts S.N.M., las alturas promedio registradas son:
En la parte norte comprendida en la carretera Quesería Naranjal (hacia las faldas del Volcán con 2,000 mts. S.N.M).

Asi mismo su Cabecera Municipal se encuentra enclavada a una altura de 940 mts sobre el nivel del mar.

LOCALIZACION Y SERVICIOS DEL MUNICIPIO.



SIMBOLOGIA DE CAMINOS

————	Federal Pavimentada.
- - - - -	Estatad Pavimentada.
- . - . -	Estatad Revestida.
- - - - -	Rural
+ + + + +	F.F.C.C.

SERVICIOS

1.-Electricidad	6.-Telegrafo
2.-Avalas	7.-Telefono
3.-Alcantarillado	8.-Agua Po-
4.-Casa de Salud	table.
5.-Correos	

A-3 Clasificación Climatológica.

A-3.1 Clima.

Los climas que se registraron en el Municipio de Cuauhtémoc, por su grado de humedad son: Subhúmedo y con relación a su temperatura como cálidos. Esta clasificación está basada al sistema de Koppen y modificada para la República Mexicana.

Los climas son de tres clases:

- AW (W) Corresponde a un cálido subhúmedo con lluvias en Verano con un cociente menor a 34.2 (con un porcentaje de lluvias menor del 5% de la anual y una oscilación de temperatura menor del 5°C).
- AW 2(W) Para el clima más húmedo de los cálidos subhúmedos con lluvias en Verano con un cociente de 56.3 un porcentaje de lluvias invernal menor del 5% de la precipitación pluvial anual y una variación de temperatura menor de 5°C.
- AW 1(W) Corresponde a la clase intermedia en cuanto al grado de humedad entre las anteriores con lluvias de Verano.

A-3.2 Temperatura.

Para este apartado se realizó un análisis sobre la información de los boletines climatológicos, que edita mensualmente el Servicio Meteorológico Nacional de la Secretaría de Agricultura y Recursos Hidráulicos, estudiando un periodo de 4 años correspondientes a 1971, 1972, 1974 y 1980.

De los seis registros de información se encuentran dos ubicados

ubicados en la parte sur del Municipio en el límite con Villa de Alvarez, y los cuatro restantes se encuentran considerados de influencia en el Area municipal.

De las temperaturas promedio anuales que se obtuviera, se observa que la temperatura máxima osciló entre los 32.2°C, en el año de 1974 y la media entre 24°C en 1972 y 23.5°C en 1971 y 1973.

Por lo que respecta a la situación de Cuauhtémoc, la temperatura máxima registrada en los cuatro años mencionados ocurrió en el mes de Mayo; es el que presenta las temperaturas más altas, y las mínimas se suceden durante Enero y Febrero. Es importante señalar que las variaciones de las temperaturas presentan una oscilación mínima.

En conclusión se puede afirmar que en la parte Sur del Municipio se presenta una temperatura máxima de 34°C, mínima de 12.7°C y media de 26.7°C., en la parte Norte, y con los datos de la Estación de Quesería se puede considerar temperatura promedio de 30°C como máxima, de 15.9°C como mínima, y 22.9°C como temperatura media.

El Climagrama de la Estación más cercana del Municipio registra 23°C para el mes de Enero y 27°C en Junio, misma información que ratifica la derivada de nuestro análisis.

A-3.3 Precipitación Pluvial.

Con el objeto de reflejar el estado que guarda ésta dentro del Municipio, presentamos un análisis de su comportamiento durante un período de 3 años (1981, 1982 y 1983), con base a los boletines mensuales que edita el Servicio Metereológico Municipal, considerando 3 estaciones que por su ubicación representan al municipio en este fenómeno Metereológico.

Estas estaciones registran en el período de los tres años, una precipitación pluvial de 1193.8 mm de lluvia como máxima, y 1051 mm mínima.

Los promedios registrados para los tres años; efecto de un análisis en cinco estaciones fueron: 1342.9 mm en 1981, 1168 mm en 1982, y 1125.9 mm en 1983, oscilando para el primer año entre 1657.6 mm en la de Cuauhtémoc, para 1982 en Cuauhtémoc fue de 1145.6 mm y para 1983 entre 1357 y 386.4 mm, en las dos estaciones de Cuauhtémoc.

Conforme a lo anterior se puede concluir que, en una de las estaciones localizadas al Este de la cabecera Municipal, entre las coordenadas 19°19' y los 103°35', es en donde se registran los promedios más altos de mm de lluvia precipitada durante los 3 años, así mismo en la estación de Comala, situada en la parte sur de la Cabecera Municipal se registró una precipitación anual de 1181 mm., estas dos estaciones permitieron determinar, que la precipitación anual en el área Municipal es de alrededor de 1100mm de lluvia.

Adicionalmente las precipitaciones máximas ocurridas en 24 horas para el mismo período de estudio varían de 46.28 mm. en la de Cuauhtémoc a 20.38 mm en la de Buenavista. Cabe hacer notar de que la información disponible se concluyó que las máximas precipitaciones sucedidas en 24 hrs; se presentaron en el mes de Agosto de 1981 y 1983 así como en Julio de 1982.

En el período en el cual queda comprendido el período de lluvias abarca los meses de Mayo, Junio, Julio, Agosto y Septiembre, presentando irregularidades de ampliación o reducción en algunas ocasiones.

A-4 Hidrografía.

Dentro del municipio no se cuenta con corrientes importantes, situación por la cual no se contempla la estación alguna que registre los volúmenes de los Ríos y Arroyos existentes, dentro de estos últimos destacan los siguientes: Arroyo del Manrique, Las Grullas, Cañas, El Hondo, San Jerónimo, etc.

Respecto a la Vegetación.

Como lo mencionamos con anterioridad un 35% de la superficie total municipal, se encuentra cubierta por vegetación natural, destacando la Selva Baja con especies Caducifolias y Bosques Naturales con especies Latifoliadas, que se localiza en la zona Norte de la Sub-región.

En la zona semicálida con climas templados, predominan los Montes Bajos de espinas como: Mezquite, Huizache, etc, y en las faldas del Volcán se encuentra una importante zona arbolada, constituida por Pináceas y Coníferas de los géneros Pinus y Abies.

Así mismo se estima que la existencia real asciende a 56,649 m³, de la cual la disponibilidad anual es de 1614 m³, además el 70% corresponde a volúmenes aserrables y el 30% restante se considera como vegetación leñosa.

B. DATOS HISTORICOS DE LA POBLACION

Se erige en pueblo la congregación de San Gerónimo para el año de 1857, el cual llevaría en lo sucesivo el nombre de Guatimotzin (Cuauhtémoc), en memoria del heroe así llamado, mártir de la historia Mexicana.

Se estableció como cabecera municipal para el año de 1919, formando el décimo municipio del estado de Colima, con una superficie de 378.2 km² y una población de 7000 habitantes segun el último censo efectuado en 1980.

El día 21 del corriente 1919, se verificó la inauguración de este pueblo como cabecera municipal, erigido por el decreto número 176 en la antigua ranchería de San Gerónimo; por el C. Gobernador Doroteo López, en donde se procedio a nombrar una comisión Municipal que durará en ejercicio de 2 años y que tendrá por objeto, arreglar con los vecinos del nuevo pueblo la indemnización que por los mismos haya de darse al propietario del terreno que se designe para el fundo legal y que será de seiscientos metros para cada viento partiendo del repetido pueblo.

La misma comisión tendrá a su cargo el arreglo de los ramos de policía, de ornato, aseo, comodidad y salubridad, bajo la inspección del ayuntamiento de Colima mientras no sea creada otra municipalidad a que deba pertenecer el pueblo que se erige.

Cuidará por último la comisión de que conforme al plano que se levante y que será presentado al Ejecutivo para su aprobación de tres meses, contados desde la publicación de esta ley, se haga el reparto de solares, expidiendo la comisión las matrículas correspondientes, y dejando en beneficio de los vecinos que contribuyen para los gastos de adquisición del fondo legal, cincuenta solares alternados y que se calificarán de la 1ª y 2ª clase según su ubicación.

Al concluir en sus funciones la comisión Municipal, dará cuenta al congreso del Estado por conducto del Ejecutivo con el censo exacto de habitaciones del pueblo, para que definitivamente determine la categoría política que deba corresponderle.

Frente a la plaza principal del nuevo pueblo, se reservará una manzana de solares para propiedad del Estado.

Las manzanas serán de cien metros por cada costado y las calles tendrán 25 metros de latitud.

Se ha formado, como se ve una imperiosa necesidad para los habitantes de esta municipalidad, el que haya un punto inmediato entre varias rancherías, para la mejor distribución y manejo de la zona territorial, presentándose esta en una mejor superación y crecimiento de dichos poblados y rancherías.

C.- ESTUDIO SOCIOECONOMICO DE LA POBLACION.

C-1 Uso del Suelo.

Los existentes en el Area Municipal son de diversas textu_ ras encontrándose desde los arcillosos o barreales que predominan en la región de Buenavista, hasta los arenomigajosos con diversos por_ centajes de arena y Limo, que se localizan en la parte norte del Muni_ cipio. Su P.H. generalmente oscila entre los 6 y 8.5 (tendencia neutra), en su mayoría, los encontramos bajos en sus nutrientes y de manera especial pobres en nitrógeno, aceptables en Potasio y buenos en Calcio; otra de las características de los suelos de microrregión es el de encántrar de manera muy variada los contenidos de fósforo ya que con frecuencia es muy alto o muy bajo.

Atendiendo la clasificación de los suelos éstos correspon_ den a los de Montaña o transición, debiéndose principalmente por su proximidad al volcán, su alto índice de pedregosidad dificulta su mecanización en aquellos con fines agrícolas.

En la parte Oeste y Sur encontramos suelos con formación de brecha volcánica en un 35% de la superficie total; en las áreas colindantes con el Estado de Jalisco, existen dos tipos de suelos: el de formación Extrusiva intermedia, localizada en las estribacio_ nes del volcán; misma que constituye un 15% de la superficie, el segundo corresponde a las superficies Arcillosas, que se localizan en la parte Este del Municipio.

Con el objeto de aplicar el conocimiento referido a los suelos los analizaremos atendiendo su uso:

AGRICOLA:

Estos se localizan con mayor incidencia en la parte Este y Sureste en el área que comúnmente conocemos como el valle de Colima, además en la parte norte, existen pequeñas superficies dispersas que sumadas a las anteriores representan, aproximadamente el 50% de la superficie total con posibilidades Agrícolas.

PECUARIO:

Se estima que un 15% de la superficie total del municipio es apta para el aprovechamiento Pecuario, localizándose en pequeñas áreas dispersas en la parte Norte, y las más compactas en la zona Sur y Sureste cuyo suelos son cubiertos con pastos naturales generalmente.

FORESTAL:

A este uso corresponde el 35% de la superficie total, cuyos suelos son ocupados por Montes Bajos llamados Chaparrales, siguiéndose las Selvas Bajas y los Bosques Naturales; generalmente estos suelos se localizan en la parte Norte del Municipio.

C-2 Población Económicamente Activa.

La población Económicamente Activa, para esta Subregión en 1950 fue de 3,257 habitantes, cifra equivalente al 30.5% del total de la población Municipal, la fuerza de trabajo fue absorbida en un 87.9 por las actividades primarias, el 3.1 de los servicios y el 2.8 por las actividades del comercio, finalmente y con menor importancia, le siguieron las actividades Industriales, principalmente de transformación y construcción, apareciendo en último término la actividad del transporte, con una relación del 0.5%.

Con relación a la participación de la mujer, para este año solamente fue del orden del 5.7%, sin especificarse su actividad.

Para 1960 la P.E.A. de 4,194 habitantes representando el 31% del total de la población y la fuerza de trabajo registrada fue de 4193, representando el 99.97% con relación a la P.E.A. durante esta década (1950-1960), la P.E.A. registró un incremento de 937 habitantes con una tasa de crecimiento anual del 2.6%.

La P.E.A. para 1960 registró un 74.7% en las actividades primarias, un 7.9% en los servicios y un 3.9% para el comercio y finalmente, las actividades de transformación extractiva y construcción participaron en un menor orden de importancia, con el 7.9% registrándose para transportes y Electricidad las menores participaciones para esta década.

Como podrá observarse, para 1960 la principal fuente de ocupación fue la agricultura y la ganadería, ya que el resto de actividades primarias no contaba con posibilidades de desarrollo.

El comportamiento mostrado por la P.E.A. con relación a 1960, fue un incremento del 0.9% en las actividades primarias, el 6.3% en el Comercio y Servicios e Industriales de Transformación en un 29.6% y un 14.7% respectivamente, esta situación resulta halagadora, si consideramos las características que debe representar el desarrollo económico.

La participación de la mujer para 1960 se incrementó ascendiendo a 10.2% en la rama de los Servicios. Adicionalmente la población menor de 12 años, participó en forma insignificante, por el contrario el grupo de edad con mayor incidencia en la P.E.A., fue el que comprende de 12 - 34 años con el 56.5% con respecto al total.

Para el año de 1970 la P.E.A. ascendió a 4615 habitantes, que representaron el 44% del total de la población, relación superior a la registrada en los censos 1950 - 1960.

La P.E.A. correspondiente a 1970 se distribuyó en orden de importancia como sigue; 62.6% actividades primarias, 13% en la industria de la Transformación, 9.1% en servicios y 1.6% en Transportes. El Petróleo y la Energía Eléctrica absorvieron una menor proporción.

El panorama presentado para este año es mejor que el de 1960 en primer lugar, las actividades primarias absorben menor Población, y la Industria de la Transformación incrementa su capacidad de absorción, en cuanto a la generación de mano de Obra, igualmente se presentan incrementos en los servicios y comercio.

En cuanto a la ocupación principal, la más alta participación fue de los trabajadores dedicados a las labores del campo (Agropecuarias), representadas por el 50.8% de la P.E.A.; adicionalmente se observa que de las actividades desarrolladas en 1970, el mayor porcentaje de la población ocupada fue de un bajo grado de captación con excepción de los servicios, en los que de un total de 421 trabajadores, el 70.5% era capacitado.

Para 1981 se estima que la P.E.A. asciende a 7190 habitantes, mismos que equivalen al 24.82% del total de la población, su distribución en orden de importancia es como sigue: 58.33% englobados en el sector primario, el 23.47% en el sector secundario y el 17.79% en el sector terciario.

En relación a 1970 el sector primario sufrió un decremento del 4.07% incrementándose al sector secundario en un 10.47% y un 3.09% al sector terciario. La ocupación principal para este año fue la Agricultura con un total de 3753 ocupados; las actividades secundarias absorvieron 1500 y el sector terciario 1137 ocupados.

C-3 Actividades y Productos de la Población.

Las actividades desarrolladas en la población son las siguientes:

- Agricultura.
- Ganadería.
- Industrial.

Dentro de la Agricultura los productos de la población son: Maíz, Caña de Azúcar, Arroz, Frijol, Camote y Sorgo Grano. Y en los frutales: Aguacate, Mango y Tamarindo.

Asimismo y como ya mencionamos con anterioridad, los cultivos que destacan por su importancia en el municipio, son apoyados por dos canales de comercialización Agrícola, mismo que hasta la fecha han presentado fallas que han repercutido en la actividad, registrándose por tal motivo continuos ascensos y descensos en las áreas agrícolas cultivadas.

a) La Compañía Nacional de Subsistencias Populares (CONASUPO) a través de bodegas Rurales Conasupo (BUROCONSA), ha logrado apoyar la comercialización de los productos del campo, proporcionando al Agricultor un precio de garantía, así como incentivos por medio del Programa de Apoyo a la comercialización Ejidal (PACE).

La operación de esta Institución en el Municipio de Cuauhtémoc, se enfoca exclusivamente a la adquisición del Maíz, sin embargo, en años anteriores los precios de compra no fueron acordes a los datos de producción, situación que condujo al agricultor a disminuir año con año la superficie sembrada con dicha gramínea.

Con el objeto de reflejar la, participación de BORUCONSA en la comercialización del Maíz.

C-4 Servicios Públicos con que Cuenta la Población.

Agua Potable	Cuenta con un 55%, siendo este servicio de_ ficiente y no con la posibilidad de creci_ miento en el sistema.
Alcantarillado	Cuenta con un 80%, éste es un poco deficien_ te.
Energía Electrica	Cuenta con un total de 1850 viviendas, con este servicio.
Correos	Cuenta con una agencia de correos.
Telégrafos	Cuenta con una administración.
Teléfonos	Cuenta con una agencia de larga Distancia que opera a base de Conmutador, contando con 57 líneas e igual número de aparatos.
Tipo de Transporte	Terrestre, local y Foráneo.
Servicios Médicos	Clínicas Hospitales, IMSS o SSA., el pri_ mero opera con una clínica hospital N.-3 con ocho camas, y el segundo un centro de salud `B`.
Servicios Educacio_ nales	Escuelas y grados que imparten, cuenta con dos Kinder, dos escuelas Primarias, una es_ cuela Secundaria y un Bachillerato.
Mercados y Centros Comerciales.	
Oficinas Municipales.	
Servicios Bancarios	Cuenta con una oficina BANCOMER° S.A.

C-5 Vías de Comunicación.

Actualmente a lo que se refiere el Municipio, las obras de Comunicación tales como: Teléfonos, Telégrafos y Correos, operan en diferentes localidades, por medio de Agencias, Administraciones y Servicios, distribuidos principalmente en las zonas de mayor comunicación terrestre, así como la mayor importancia.

- a) Telégrafos. Cuenta con Administración en las localidades de Cuauhtémoc, El Trapiche, El Paríán, Alcaraces, El Cobano, Quesería y Alzada, comprendiendo cada una de estas una determinada área de influencia y beneficiando al 100% de la Población Urbana y al 39.7% de la Rural, (Este porcentaje calculado en base a la población de las localidades donde se ubica el servicio).
- b) Teléfonos Respecto a este servicio solo cuenta con él 5 localidades: Quesería, Cuauhtémoc, El Trapiche, Buenavista y Alcaraces. En las localidades de Quesería se encuentra instalada una central Automática, que cuenta con 116 líneas y 312 en la localidad de Cuauhtémoc existe una agencia de larga distancia, que opera a base de conmutador, contado con 57 líneas e igual número de aparatos. Asimismo, las localidades de Buenavista y El Trapiche, cuentan cada una Agencia de larga distancia equipada con una línea y dos aparatos.
- c) Correos. Actualmente el Municipio cuenta con ocho Agencias de correo ubicadas en las localidades de Quesería, Cuauhtémoc, El Trapiche Chiapa, Buenavista, Alcaraces, Alzada y Ocotillo, cuya capacidad ha permitido beneficiar al 100% de la Población Urbana y al 71% de la Población Rural.

D.- Estudio Topográfico.

El levantamiento topográfico es el primer estudio por realizar en cualquier obra, porque mediante esta se obtiene todas las características del terreno tales como superficie, figuras geométricas configuración, posición y casos como lotificación y localización de calles existentes; con el levantamiento topográfico se puede hacer un plano a una escala apropiada con referencia al norte magnético, dicho plano debe tener las referencias necesarias para situar los puntos más importantes dentro y fuera del terreno.

Las curvas de nivel se utilizan para representar en planta y elevación al mismo tiempo la forma o configuración del terreno que también se le llama relieve. Para que sea más objetiva la representación del relieve, el espaciamiento de las curvas va a cada metro ó cada 5, 10 ó 20 metros.

Para el estudio de la población se utiliza el método de levantamiento fotogramétrico, ya que nuestra área a estudiar son 6 o más km^2 ; cuando el área a estudiar no llega al límite establecido, se usará extensas serán varias poligonales cerradas, ligadas entre sí, las líneas abiertas, serán orientadas Astronómicamente, en sus extremos siempre se hará estación con el tránsito en cada cruce.

La Población de Cuauhtémoc se encuentra en un terreno semiplano con una altura promedio de 940m s.n.m.; existiendo por lo tanto un desnivel de 75mts, del punto más bajo localizado al sur de la población y ascendiente hacia el norte (posición hacia la cual se encuentra el volcán y nevado de Colima).

Teniéndose así un topografía ideal, para colocar los tanques de almacenamiento al norte, en donde se encuentra la parte más alta y poder llegar con la suficiente carga disponible en las partes más retiradas y bajas de la población.

Se observa también que la zona centro del poblado no cuenta con muchos desniveles, sino que estos se presentan ya fuera de la población. Obteniendo así el no tener excavaciones muy profundas, lo que podría propiciar en caso de desniveles muy marcados y a poca distancia, el tener que bajar las líneas de agua para que estas no queden superficialmente, cumpliendo así con las reglamentaciones.

La ubicación de los pozos de los cuales se pueden extraer el agua y que cuentan con la capacidad para satisfacer el sistema, se encuentra al noreste de la población, existiendo una distancia de 885 metros del pozo al tanque regular y encontrándose este en la cota 955m s.n.m. la ubicación de los tanques es al norte de la población y con un cota del terreno de 997mts. S.N.M.

CAPITULO III

DATOS DE PROYECTO

A.- POBLACION DE PROYECTO.

Para la elaboración del Proyecto de Abastecimiento de agua Potable es necesario conocer el número de habitantes por servir, presentes y futuros.

Las poblaciones crecen por Nacimientos, Migración y Anexión, principalmente; decrecen por muerte y Migración.

Existen varios procedimientos que se pueden seguir para el cálculo de la Población Futura, en un período fijo de años, son:

- 1.- Método Aritmético.
- 2.- Método Geométrico.
- 3.- Método de Fórmula de Interes Compuesto.
- 4.- Método de Incrementos.
- 5.- Método Gráfico.

El período de Diseño será de 25 años, por lo que se tiene que calcular la Población para el año de 2014, partiendo del año de proyecto 1989.

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

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

Año	Habitantes.
1960	3765
1970	4262
1980	7000

1.- Método Aritmético.

Año	Habitantes	Incremento
1960	3765	497
1970	4262	2738
1980	7000	
Incremento Promedio	$\frac{\text{Suma de Incrementos}}{\text{número de Incrementos}}$	$\frac{3235}{2}$

Incremento Promedio = 1618 hab.

Incremento Anual = 161.8 hab.

Población Futura : Población actual + incremento anual (N).

N- Número de años del proyecto = 25

Población Futura : 7000 + 161.8 (25) = 11045

P.F. = 11,045 Habs.

2.- Método Geométrico/

$$\text{Porcentaje de Crecimiento} = \frac{\text{Pf} - \text{Pi}}{\text{Pi}} \times 100$$

Pf - Población final
Pi - Población inicial

$$\frac{4262 - 3765}{3765} \times 100 = 13.20\%$$

$$\frac{7000 - 4262}{4262} \times 100 = 64.24\%$$

Promedio de Porcentaje de Crecimiento = 38.72 %

$$\text{Promedio Anual} = \frac{38.72 \%}{10} = 3.872 \%$$

Población 1981:

Obteniendo la población, en el crecimiento de 1 año.

$$\% \text{ Crecimiento (3.872\%)} = \frac{P \text{ 1981} - 7000}{7000}$$

$$P \text{ 1981} = 7271 \text{ Habs.}$$

el incremento anual es de 271 Habs.

$$P.F. = 7000 + 271 (25)$$

$$P.F. = 13,775 \text{ Habs.}$$

3. Método de Fórmula de Interés Compuesto.

$$PF = P_i (1 + r)^{10}$$

r- razón de incremento

$$\frac{4262}{3765} = (1 + r)^{10}$$

$$r = 0.0125$$

$$\frac{7000}{4262} = (1 + r)^{10}$$

$$r = 0.0509$$

Promedio $r = 0.0317$

$$P.F. = 7000 (1 + 0.0317)^{25}$$

$$P.F. = 15,273 \text{ Habs.}$$

4. Método de Incrementos.

Año	Habitantes	Incremento	Incremento de incrementos
1960	3765	497	+ 2241
1970	4262	2738	
1980	7000		
		Promedio = 1618	+ 2241

$$P1990 = 7000 + 1618 + 2241 = 10859$$

$$P2000 = 10859 + 3859 + 2241 = 16959 \text{ habs.}$$

$$P2010 = 16959 + 6100 + 2241 = 25,300 \text{ habs.}$$

$$P2014 = 25300 + 8341 (0.4) + 2241 (0.4) = 29533 \text{ habs.}$$

$$P.F = 29,533 \text{ habs.}$$

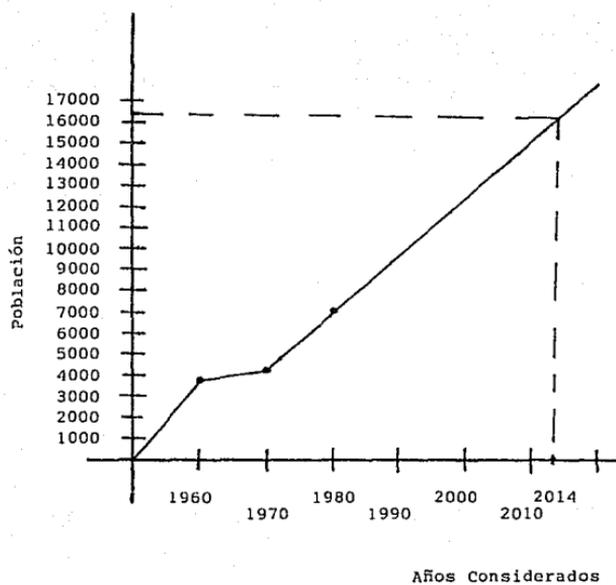
5.- Método Gráfico.

Consiste en trazar, con los años y períodos, y la Población (datos obtenidos), una gráfica, que formará, hasta el último año que se tenga como dato, de la cuál existen dos criterios para conocer la población futura.

- a) Continuar y prolongar la curva formada el último año.
- b) Establecer una curva promedio desde el origen através de la curva formada por los datos; esta curva promedio se traza en línea recta.

Cómo se muestra en la figura siguiente:

METODO GRAFICO.



La población que se considera según este método será de 16.500 habitantes, debido a la construcción del aeropuerto de Colima, el cual se localizará muy cerca; se logrará atraer mayor población a dicha zona.

P.F. = 16500 Habs.

Por lo tanto la población por considerar, se obtendrá del promedio de los cinco resultados anteriores obtenidos.

Población = $\frac{\Sigma \text{ de todos los métodos}}{\text{Número de Métodos Aplicados}}$

$$\text{Población} = \frac{11045 + 13775 + 15273 + 29533 + 16500}{5} = 16,100$$

La población a considerar es de 16,100 habitantes para el año

2014.

B.- DOTACION DE PROYECTO.

Dotación es la cantidad de agua que se asigna convencionalmente a cada habitante, como promedio durante todos los días del año, y se le expresa generalmente en litros - habitantes - día (lts/hab/día).

Con el objeto de hacer una aplicación adecuada de los datos concernientes al uso del agua, es necesario contar con conocimientos destinados a varios propósitos que son generalmente:

a) Doméstico:

Es el suministro para cubrir las necesidades del hogar como son: el aseo personal, bebida, preparación de alimentos, etc., el consumo doméstico puede preverse, que será aproximadamente un 40% del total en (lts/hab/día).

b) Comercial:

La importancia de este caso depende de las condiciones locales tales como la existencia de grandes Industrias o si éstas se abastecen de suministro público, ya que generalmente tienen su propia fuente de abastecimiento por ocupar grandes volúmenes y se prevé del 15 al 35%.

c) Industrial:

Como ya se dijo anteriormente, las Industrias tienen su propia fuente de abastecimiento, pero se les considera el suministro de un 15 a un 30%.

d) Público:

Es el suministro del agua a los edificios públicos como son: Escuelas, cárcel, etc., así como a jardines y parques. Este puede ser del 5 al 25%.

e) Fugas y Pérdidas:

Es el agua que se pierde debido a las imperfecciones en las conexiones de la tubería, escapes, conexiones no autorizadas y pérdidas voluntarias, este consumo varía del 10 al 20%.

Para fijar la dotación específica de la Población, se basan los estudios en los datos observados para la SEDUE de Colima, y se nos de en Hrs/Hab/Día.

Población.	Tipo de Clima.		
	Calido	Templado	Frio.
2500 - 15000	150	125	125
15000 - 30000	200	150	125
30000 - 70000	250	200	175
70000 - 150,000	300	250	200
150000 - en adelante.	350	300	250

Las dotaciones anteriores deben ajustarse a las necesidades de las localidades a sus posibilidades; Físicas, Económicas, Sociales y Políticas, de acuerdo con el estudio específico que se realice de cada localidad.

El consumo de agua no es constante durante todo el año, varía según el mes, el día y la hora.

La variación es importante cuándo se trata de aprovechar mediante vasos de almacenamiento, las aguas de una corriente superficial con gasto insuficiente es estiaje.

La variación diaria está influenciada generalmente por el clima y nos demuestra que hay días del año con consumos mayores y otros con consumos menores con relación al consumo promedio diario.

La variación horaria, el gasto máximo diario, no es consumido por la Población en una forma constante durante las 24 hrs. del

día, pero determinados lapsos será mayor o menor que el gasto máximo diario.

La SEDUE, nos especifica en la siguiente tabla algunos de los valores que están en función del gasto promedio anual tomando como unidad:

Temperatura Media Anual	Variación	Mes	Diario	Hora del día de Máximo Consumo.
20°C	Clima Uniforme	1.15	1.20	1.50
28°C	Clima Variable	1.20	1.35	1.75
35°C	Clima Extremoso	1.25	1.50	2.00

Los valores más usuales para los coeficientes Diario y Horario son: 1.2 y 1.5 respectivamente.

El valor del Gasto del día de máximo consumo se utiliza para calcular la capacidad del tanque regulador, y el valor del gasto horario del día de máximo consumo, nos servirá para el cálculo de la tubería de la red de distribución.

En nuestro caso particular nos basaremos en la dotación de 200 lts/Hab/Día, ya que se tiene una población de 16,100 habitantes, con un clima cálido; en la localidad y sus necesidades industriales, Comerciales y domésticas van en bastante crecimiento.

Se repartirán en la siguiente forma:

Doméstico	40%	80.00
Comercial	15%	30.00
Industrial	15%	30.00
Público	15%	30.00
Perdidas	15%	30.00
	<u>100%</u>	<u>200.00 Lts/Hab/Día.</u>

C.- GASTO MAXIMO.

La Población según el último censo oficial es de 7,000 hab_ en 1980.

La Población estimada para el año 2014 es de 16100 habitan_ tes.

Teniendo por considerar según las condiciones de la pobla_ ción una dotación de proyecto de 200 lts/hab/día, basada en las indus_ trias, comercios y el clima existente en la localidad.

La longitud del sistema es de 18,722.00 mts.

$$\text{Gasto Medio Anual} = \frac{\text{N}^\circ \text{ de Hab} \times \text{Dotac. Espec.}}{\text{segundos del día.}}$$

$$Q_{ma} = \frac{16,100 \times 200}{86400} = 37.268 \text{ lts.}$$

Gasto Máximo Diario = $Q_{ma} \times \text{Coef. Variac. Diaria.}$

$$Q_{md} = 37.268 \times 1.2 = 44.722 \text{ lts.}$$

Gasto Máximo Horario = $Q_{md} \times \text{Coef. Variac. Horario.}$

$$Q_{mh} = 44.722 \times 1.5 = 67.083 \text{ lts.}$$

Considerando como se había mencionado anteriormente el coe_ ficiente de variación diaria = 1.2 y el coeficiente de variación hora_ ria = 1.5.

$$\text{Gasto unitario} = \frac{Q_{mh}}{\text{Long. de la Red.}}$$

$$Q_u = \frac{67.083}{18,722} = 0.0036 \text{ lts/seg.}$$

Correspondiendo este gasto a cada metro lineal de la red.

Para el cálculo del sistema se formaron circuitos integra_ dos es decir una red Reticulada.

Para el equilibrio de la Red se utilizó el método del tubo equivalente.

Y para el cálculo de las pérdidas de carga mediante el nomograma de Williams y Hazen considerando tuberías de asbesto cemento.

Se menciona a continuación la demanda por Incendio, la cual no se utiliza todavía en muchas poblaciones.

Para esta se basa en estudios hechos por el consejo Nacional de Aseguradores contra Incendios en Estados Unidos; requiriendo los datos siguientes de Demanda:

a) En distritos de (poblaciones) centrales, congestionadas y de alto valor, el gasto Q , al que debe encontrarse disponible el agua para combatir una conflagración seria, varía con la Población P en miles para comunidades de 200,000.00 habitantes o menos.

$$Q = 3861 \sqrt{P} (1 - 0.01 \sqrt{P}) \text{ en lts/min.}$$

b) Si se excede en las comunidades centrales a más de 200.000 hab; requiere capacidades de 45400 lts/min. y de 7600 a 30,200 lts/min. en localidades con menor población.

Hay que hacer notar que difícilmente es concebible que se siga consumiendo agua al gasto máximo para los usos generales de la comunidad, mientras se está desarrollando un incendio serio.

Acordemente, el consumo total es muy probable que no iguale a la suma del gasto máximo horario y el gasto por incendio.

En cambio, la suma del gasto por incendio y el gasto máximo diario (aproximadamente entre 150 y 200% del gasto medio anual), parece ser suficiente en todas las situaciones, excepto las anormales.

CAPITULO IV
FUENTES DE ABASTECIMIENTO.

A.- PROCEDENCIA.

A.1 Clasificación de las Aguas.

Este punto nos menciona las diferentes alternativas con las que se puede contar para el abastecimiento de agua de una población, dependiendo de los factores como son las condiciones climatológicas y la situación geográfica de la localidad.

Para el abastecimiento de agua potable en el Poblado, se puede tomar de corrientes, embalses y pozos, que se alimentan directa e indirectamente de la precipitación, formando éstas las fuentes de abastecimiento.

a) Atmosféricas:

La lluvia, la nieve, son fuentes principales de agua para las corrientes superficiales (Ríos, Lagos, Embalses, etc), tienen su aplicación unos directa y otros mediante tratamientos. Se aprovechan en regiones donde la calidad del agua es poco adecuada para el uso doméstico, o bien, no existe otra fuente de abastecimiento.

b) Superficiales:

Estas pueden ser: Ríos, Deshielos, Lagos y Lagunas, Embalses, estas aguas no son recomendables, ya que sus cauces fluyen en campos Agrícolas, zonas Industriales, Ganaderas, etc., por lo que algunas de éstas, sólo se utilizan después de ser tratadas.

c) Profundos:

Uno de éstos, los manantiales, tienen muchas ventajas, ya que dicha agua no requiere por lo general tratamiento, su temperatura es uniforme y su captación resulta más barata y segura que los embalses.

Los pozos artesianos son aquellos en que el agua se eleva por encima del nivel en que se encuentra el acuífero, debido a la presión del agua apisonada o bloqueada en el mismo.

Las galerías filtrantes, son usadas en Ríos cuyos cauces se hallan secos en verano, pero que conservan una corriente subterránea, de fuerte caudales.

Los pozos profundos tienen un rendimiento uniforme y considerable, además la calidad del agua es buena, el inconveniente es el gran costo de su ejecución, y que al perforarse, el agua disuelve una crecida porción de materiales minerales que varían las condiciones de pureza.

A-2 Métodos de Construcción para Pozos.

Para la construcción de pozos profundos existen varios métodos los cuales son:

Método de Golpe o Taladro:

Se utiliza en cualquier tipo de terreno; la perforación se realiza con una broca, suspendida en una cuerda atada a un torniquete o viga móvil, que sube y baja obligando a golpear en el fondo a dicha broca, prosiguiendo la perforación, el cable se alarga dando unas vueltas al tornillo de vez en cuando, hasta los 30 mts de profundidad, éste se realiza con brocas en forma de escoplo, el tubo de protección (contra ademe) se utiliza en caso de perforar material plástico expuesto al derrumbe.

Método Rotatorio o de Tubo con Zapata Cortante:

Se emplea en terrenos no consolidados de textura fina, la perforación se consigue haciendo girar el tubo exterior, que se equipa con una zapata, cortante en su extremo interior.

Se introduce el agua con bomba en el pozo y se eleva entre la pared del orificio y el tubo, arrastrando con ella el material desprendido.

Método Californiano o de Tubos Hincados:

Se utiliza en depósitos aluviales no consolidados. Se introduce en el terreno por medio de gatos hidráulicos en tubo de acero del N° 10 a 14 de 60 cm de longitud, se emplean dos diámetros tales que uno se desliza dentro del otro, en el extremo inferior se prevé una zapata de hinca de acero, el material abandonado en el orificio se vacía por medio de la cuchara para arena, constituida por un largo pozo con una chapaleta en el fondo esto se hace luego de retirar la herramienta.

B.- CALIDAD DEL AGUA.

El agua absolutamente pura no se encuentra en la naturaleza.

Cuando el vapor de agua se condensa en el aire y cae, absorbe polvo y disuelve oxígeno, anhídrido carbónico y gases. En la superficie del suelo recoge fango y otras materias inorgánicas. Es posible que las bacterias que recoja el agua del aire sean pocas, pero de la superficie del suelo tomará muchas más al correr por torrentes y ríos.

También disolverá pequeñas cantidades de los productos de descomposición de la materia orgánica, tales como nitritos, nitratos, amoníaco y anhídrido carbónico.

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

Se muestran las impurezas que puede contener el agua y sus efectos:

Impureza
en
Suspensión.

bacterias - algunas dan origen a enfermedades.
Algas, protozoarios - olor, color, turbidez.
fango - opacidad, torbidéz.

Sales

Calcio y
magnesio

bicarbonato - alcalinidad, dureza.
Carbonato - alcalinidad, dureza.
Sulfato - dureza.
Cloruro - dureza, corrosión de cal-
deras.

Impurezas
disueltas.

Sodio

bicarbonato - alcalinidad, efecto de
ablandamiento.
Carbonato - alcalinidad, efecto de
ablandamiento.
sulfato - formación de espuma en ge-
neradores de vapor.
floruro - actúa sobre el esmalte de
los dientes.
cloruro - gusto.

Oxido hierro - gusto, agua rojiza, corrosión de metal,
dureza.

Manganeso - aguas negruzcas o pardas.

Colorante Vegetal - color, acidez.

Gases

Oxígeno - corrosión de metales.
Anhídrido carbónico - corrosión de metales, aci-
dez.
Sulfhídrico - olor a huevo podrido, acidez y
corrosión de metales.
Nitrógeno.

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

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

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

El agua contaminada puede producir enfermedades tales como: el tífus y el paratífus, las disenterías amebiana y bacilar, la gastroenteritis, la hepatitis infecciosa, la esquistosomiasis y el cólera

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

La manera de evitar brotes epidémicos de estas enfermedades transmitidas por las aguas es dando un buen tratamiento de purificación y protegiendo la red de distribución.

C- Potencial de la Fuente de Abastecimiento.

Los pozos profundos ó de más de treinta metros, son de agua generalmente claras que muy a menudo se bombean directamente a la red de distribución ó, al depósito de almacenamiento para usos industriales.

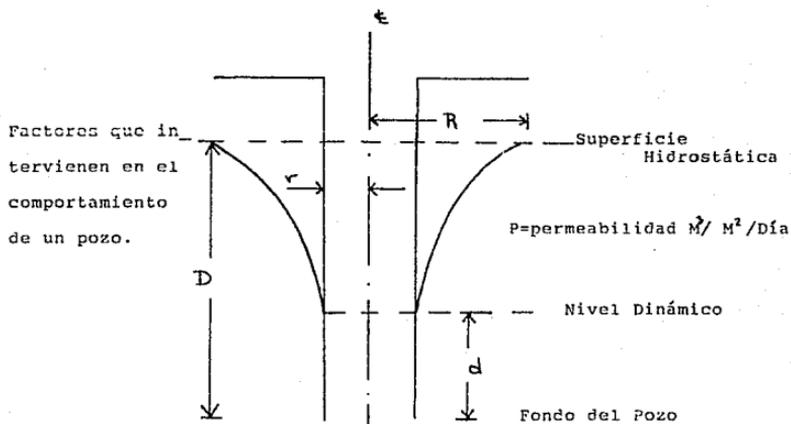
Cuando se hace necesario se le da un tratamiento adecuado según lo marquen los análisis del agua.

El comportamiento dinámico de un pozo obedece a diversos factores como son : el diámetro del pozo, su profundidad, porosidad de las capas donde se encuentre, ubicación del nivel freático, etc.. Todos ellos se encuentran debidamente considerados en la siguiente fórmula, que nos permite encontrar el gasto en metros cúbicos por día:

$$Q = \frac{\pi \times k_p \times (D^2 - d^2)}{\text{Log} (R/r)} = \text{Gasto } Q \text{ M}^3/\text{día}$$

k - constante
p - porosidad

El significado de sus literales lo podemos ver en la siguiente figura:



Este pozo se encuentra al noreste de la población, por la prolongación de la calle Zaragoza y fue perforada empleando el método de inyección; el cual consiste en inyectar agua y presión por medio de un tubo que tiene una boquilla ó taladro, sujeto en el extremo inferior; el agua se envía a presión por el tubo y pasa a través del taladro, al que constantemente se hace subir, bajar y girar.

La corriente de agua desprende los materiales más finos y los arrastra hacia afuera junto con los que desprende el taladro.

El revestimiento bajo por su propio peso, o se es necesario por percusión, y puede ser colocada al mismo tiempo que se este haciendo la excavación.

La profundidad del pozo es de 200.00mts, y su nivel dinámico está a los 50mts. de profundidad y el nivel estático a los 100.00 mts.

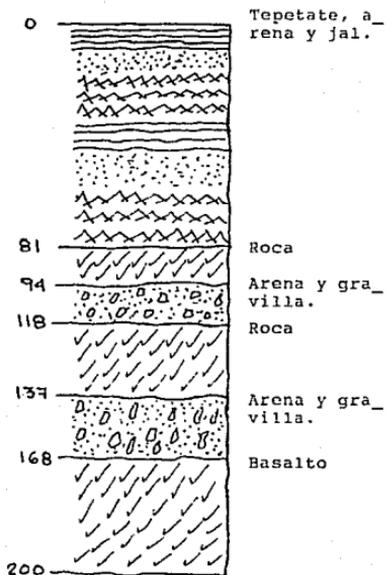
Su tubería de ademe es de 8" ϕ y su gasto máximo recomendado es de 57 lts/seg. suficiente para abastecer la demanda de la población. La longitud de Ademe liso es de 20mts., y de ademe ranurado de 180mts con un filtro de grava de 180mts; y un diámetro de perforación de 12" o de los 12.00 a los 200.00mts y de 18" ϕ de la superficie, de los 0.00 a los 12 mts.

El aforo se hizo realizando varios bombeos de prueba con diferentes gastos, mantenidos de 24 a 48 horas a fin de poder observar el nivel dinámico estable para cada gasto.

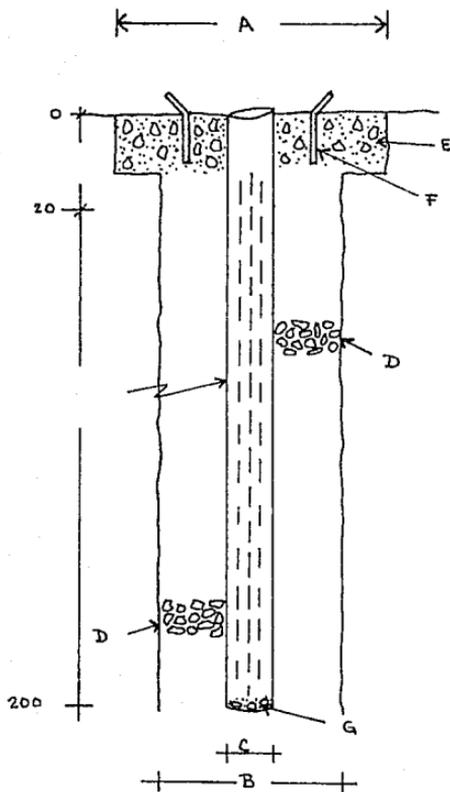
Se utilizará una bomba sumergible con motor eléctrico trifásico, marca grundfos, modelo 600 S - 1000-7Ds; de 6" de ϕ de succión y una descarga de 8" ϕ , con un peso aproximado de 350 kg.

El Corte Geológico del pozo
se presenta a continuación:

Profundidad Total
= 200.00 mts.



Datos de Construcción
del Pozo :



A- Perforación de 18"Ø de
0.00- 12.00 mts.

B- Perforación de 12"Ø de
12.00 - 200.00 mts.

TUBERIA

C- Tuberia ademe de 0.40-
200.00 mts., de 8"Ø .

FILTRO DE GRAVA

D- Camisa filtro de Grava
de 12.00 - 200.00 mts.

CEMENTACION

E- Cementación de 0.00 -
12.00 mts.

ENGRAVADORES

F- Tubos engravadores de
3"Ø galv. de 0.00 -
13.00 mts.

TAPON DE FONDO

G- Tapon de Concreto de
199.00 - 200.00 mts.

Pozo en el predio de los Mangos, municipio de Cuauhté-
moc, Col. Ubicado en las coordenadas Lat. N 19° 19'51'' y
Long. W 103° 36'12". (Para abastecimiento público de agua).

CAPITULO V
PROYECTO DE LAS OBRAS.

A.-CONDUCCION
LINEA ECONOMICA DE BOMBEO

Este procedimiento se utiliza para verificar en costo, cual de los diámetros existentes es el más conveniente; en relación a sus perdidas de carga, y con el gasto necesario para satisfacer la demanda solicitada en base al porcentaje de Bombeo requerido para el tanque de almacenamiento obteniendo la línea más económica y conveniente; así como la capacidad de la Bombeo.

El gasto utilizado se encuentra en función al porcentaje de Bombeo que es el del 150%, considerando que la Bomba desarrolle un trabajo durante 16 horas al día.

$$Q = Q_m \times 150\% = \frac{1.5}{1.5}$$

$$Q = 37.27 \text{ lps} \times 1.5 = 55.90 \text{ lps.}$$

COSTO DE TUBERIA POR METRO LINEAL

Consideramos para las excavaciones y rellenos de tuberías las siguientes dimensiones:

	Ancho		Profundidad
3" y 4" =	50cms	=	1.00m
6" 8" y 10" =	60cms	=	1.10 m
12" y 14" =	70cms	=	1.20 m

ANALISIS PARA LAS DIFERENTES DIAMETROS DE TUBERIA

3" Excavación: 6250

Plantilla: 1915

R Compactado: 1475

R Volteo: 1025

Colocación: 2350

Costo de Tubería: 13990

Total 27,005 \$/ML

4" Excavación: 6250

Plantilla: 1915

R Compactado: 1475

R Volteo: 1025

Colocación: 2350

Costo de Tubería: 15,240

Total 28,255 \$/ML

6" Excavación: 8250

Plantilla: 2298

R Compactado: 885

R Volteo: 738

Colocación: 2850

Costo de Tubería: 27570

Total 42,591 \$/ML

8" Excavación: 8250
Plantilla: 2298
R Compactado: 885
R Volteo: 738
Colocación: 3150
Costo de Tubería: 33810

Total 49,131\$/ML

10" Excavación: 8250
Plantilla: 2298
R Compactado: 885
R Volteo: 738
Colocación: 3500
Costo de Tubería: 45,580

Total 61,251 \$/ML

12" Excavación: 10500
Plantilla: 2681
R Compactado: 1239
R Volteo: 861
Colocación: 4200
Costo de Tubería: 59,164

Total 78,645 \$/ML

14" Excavación 10500
 Plantilla: 2681
 R Compactado: 1239
 R Volteo: 861
 Colocación: 4700
 Costo de Tubería: 95,330

Total 115,311 \$/ML

El valor por HP es de \$ 610,740/HP

La Nomenclatura de las literales presentadas en la tabla siguiente es la necesaria:

- D- Diametro de Tuberías.
- L - Longitud del Pozo al tanque de almacenamiento.
- h1 - Profundidad de agua del nivel de asiento de la bomba al espejo de agua en metros.
- h2 - Diferencia del nivel de localización de la bomba a la descarga en el tanque de regulación.
- h3 - Altura del Cono del Abatimiento en metros
- hf - Perdidas por fricción (obtenidas directamente de Nomograma de Williams y Hazen).
- 0.1 hf - Perdidas menores debida a accesorios y válvulas consideradas el 10% de las perdidas por fricción.
- H - Sumatorio de Perdidas (H)
- Q - Gasto de la línea de conducción en base al porcentaje de Bombeo y el gasto medio anual.
- E - Eficiencia considerada del 70 al 80%
- H.P - Potencia requerida de la Bomba

LINEA ECONOMICA DE BOMBEO

D	L	h ₁	h ₂	h ₃	h _f	0.1h _f	H	Q	H.P	C O S T O S	
										LINEA	BOM
3"	885	100	44.82	50	1650	165	2009.82	55.90	1997.31	23'899,425	1219'8
4"	885	100	44.82	50	380	38	612.82	55.90	609.00	25'005,675	371'9
6"	885	100	44.82	50	60	6	260.82	55.90	259.19	37'693035	158'2
8"	885	100	44.82	50	14	1.4	210.22	55.90	208.91	43'480,935	127'5
10"	885	100	44.82	50	4.85	0.485	200.154	55.90	198.90	54'207,135	121'47
12"	885	100	44.82	50	2.15	0.215	197.185	55.90	195.96	69'600,825	119,68
14"	885	100	44.82	50	1.20	0.120	196.14	55.90	194.92	102'050,235	119'04

Formula para obtener la
Potencia de la Bomba:

$$H.P = \frac{Q \times H}{E \times 75}$$

MICA DE BOMBEO

2	h ₃	h _f	0.1h _f	H	Q	H.P	C O S	T O S	TOTAL
							LINEA	BOMBA	
82	50	1650	165	2009.82	55.90	1997.31	23'899,425	1219'837,109	1243'736,534
82	50	380	38	612.82	55.90	609.00	25'005,675	371'940,660	396'946,335
82	50	60	6	260.82	55.90	259.19	37'693035	158'285,485	195'978,520
82	50	14	1.4	210.22	55.90	208.91	43'480,935	127'589,693	171'070,628
82	50	4.85	0.485	200.154	55.90	198.90	54'207,135	121'476,186	175'683,321
82	50	2.15	0.215	197.185	55.90	195.96	69'600,825	119,680,610	189,281,435
82	50	1.20	0.120	196.14	55.90	194.92	102'050,235	119'045,441	221'095,676

para obtener la
a de la Bomba:

$$H.P = \frac{Q \times H}{E \times 75}$$

B._ REGULACION

B.- Método de Distribución:

Los métodos utilizados son:

1.- Distribución por Gravedad:

Este sistema es posible cuando la topografía del terreno lo permite.

Consiste en un depósito con elevación suficiente sobre la población para que permita al agua llegar a cualquier punto de la red, con la presión necesaria y así poder mantenerla, el agua se lleva directamente de la fuente de abastecimiento al tanque regulador.

2.- Distribución por Bombeo con Almacenamiento:

Este método funciona de manera siguiente: el agua se lleva directamente de la fuente de la red de distribución de los consumidores, depositando en un tanque elevado, los excedentes el período de bajo consumo; así cuando el consumo es alto, se utilizará el agua almacenada, para aumentar el caudal suministrado por la bomba.

El funcionamiento de la bomba se hace solamente en determinadas horas y en caso de avería de la misma o incendios, el agua almacenada representa una reserva utilizable, el agua retorna a la tubería por acción de la gravedad. Dando de esa manera un gran margen de seguridad.

3.- Distribucion por Bombeo sin Almacenamiento.

El agua se bombea directamente a la red de distribución, donde se permite el empleo de una potente bomba para subir la presión en caso de incendio, en este caso al presentar una avería en la bomba, provocará una interrupción en el suministro.

Conociendo los métodos anteriores, se adoptará el más conveniente, o sea que el agua se bombearía al tanque de almacenamiento y la distribución a los consumidores será por gravedad.

B.2 CAPACIDAD DEL TANQUE REGULADOR

Los tipos de tanques pueden ser de diferentes materiales como son de tierra, madera, mampostería, acero y concreto armado y con respectp a su posición son: Elevados, superficiales y subterráneos.

Se muestra a continuación una tabla, con diferentes horas de bombeo para tratar de obtener el menor volúmen del tanque regulador y abastecer el sistema adecuadamente.

Se probará con 24 hrs, 16 hrs y 8 hrs de bombeo.

HORA	DEMANDA	16 Hrs.			24 Hrs.			8 Hrs.		
		% BOMB.	DIF.	ACUM.	% BOMB.	DIF.	ACUM.	% BOMB.	DIF.	ACUM.
0-1	45	0	-45	-45	100	-55	-55	0	-45	-45
1-2	45	0	-45	-90	100	-55	-110	0	-45	-90
2-3	45	0	-45	-135	100	-55	-165	0	-45	-135
3-4	45	0	-45	-180	100	-55	-220	0	-45	-180
4-5	45	0	-45	-225	100	-55	-275	0	-45	-225
5-6	60	150	90	-135	100	40	-315	300	240	15
6-7	90	150	60	-75	100	10	325	300	210	225
7-8	135	150	15	-60	100	-35	290	300	165	390
8-9	150	150	0	-60	100	-50	240	300	150	540
9-10	150	150	0	-60	100	-50	190	300	150	690
10-11	150	150	0	-60	100	-50	140	300	150	840
11-12	140	150	10	-50	100	-40	100	300	160	1000
12-13	120	150	30	-20	100	-20	80	300	180	1180
13-14	140	150	10	-10	100	-40	40	0	-140	1040
14-15	140	150	10	0	100	-40	0	0	-140	900
15-16	130	150	20	20	100	-30	-30	0	-130	770
16-17	130	150	20	40	100	-30	-60	0	-130	640
17-18	120	150	30	70	100	-20	-80	0	-120	520
18-19	100	150	50	120	100	0	-80	0	-100	420
19-20	100	150	50	170	100	0	-80	0	-100	320
20-21	90	150	60	230	100	10	-70	0	-90	230
21-22	90	0	-90	140	100	10	-60	0	-90	140
22-23	80	0	-80	60	100	20	-40	0	-80	60
23-24	60	0	-60	0	100	40	0	0	-60	0

$$\% \text{ Bomb} = \frac{24 \text{ hrs}}{24} = 1.00$$

$$\% \text{ Bomb} = \frac{24 \text{ hrs}}{16} = 1.50$$

$$\% \text{ Bomb} = \frac{24 \text{ hrs}}{8} = 3.00$$

Bombeo = 100

Bombeo = 150

Bombeo = 300

El gasto para el cálculo del volúmen del tanque es:

$$Q_m = \frac{\# \text{ Hab. } \times \text{ D. E. }}{86400} = \frac{16100 \text{ hab. } (200 \text{ Lts/hab/día })}{86400} = 37.27 \frac{\text{Lts}}{\text{seg}}$$

Cálculando los volúmenes de tanques para las diferentes horas de bombeo:

$$V = \frac{Q_m (N, \text{Max}) (3600)}{100 \times 1000} = M^3$$

$$V \text{ 24hrs } = \frac{37.27 \text{ Lts/seg } (405) 3600}{100 \times 1000} = 543.40 M^3$$

$$V \text{ 16hrs } = \frac{37.27 \text{ Lts/seg } (455) 3600}{100 \times 1000} = 610.48 M^3$$

$$V \text{ 8hrs } = \frac{37.27 \text{ Lts/seg } (1405) 3600}{100 \times 1000} = 1885.12 M^3$$

De estos cálculos podemos observar que aunque el volúmen menor de almacenamiento corresponde a un bombeo de 24hrs. al día, optaremos por el turno de 16hrs., ya que de esta manera alargaremos la vida útil de la bomba y permitiremos que cualquier reparación no interfiera con las horas necesarias de bombeo; todo esto, aunado al consecuente ahorro de energía, compensa de manera satisfactoria el gasto que se haga en construir un tanque con un poco más de capacidad ya que si observamos los cálculos anteriores vemos que la diferencia de volúmenes para el turno de 24hrs. y el de 16hrs. es de tan solo 67.00 M³

Teniendo la necesidad de un tanque de regulación con un volúmen de 610.50 M³, dejando una reserva de 500 Lts, por lo que calcularemos un tanque con capacidad de 611.00 M³,

Es conveniente hacer dos tanques en los que se divida el volúmen en partes iguales; ya que de esta manera si se ocupa limpieza o mantenimiento de algunos de estos, no se tendría que suspender del todo el servicio, y se podría realizar ambos servicios.

Se esta conciente de que al realizar alguna reparación en algunos de los tanques, fallará la efectividad del sistema, ya que no contará por algún tiempo con la capacidad deseada, provocando momentos de insuficiencia.

Se podría solucionar esto construyendo un tercer tanque que estará en funcionamiento en los momentos de reparación; pero por el contrario representaría un gasto mucho mayor con el que no se cuenta por el momento.

Como ventaja por algún determinado tiempo, se tendría que el consumo está proyectado para dentro de 25 años, suponiendo un gasto uniforme y normal; y el cual observaría dichas interrupciones sin muchos contratiempos por algún tiempo .

Por lo que solamente se construirán dos tanques cada uno con capacidad de $305M^3$.

Los depósitos por construir estarán aislados por lo que contarán ambos con una toma de llenado y de salida hacia el sistema siendo controlados por válvulas antes de la llegada y después de la salida para casos de mantenimiento o reparación; y por medio de electroniveles (flotadores), se controlará el llenado de los tanques.

Estos tanques serán construídos a nivel del suelo en la cota 997 mts s.n.m., que corresponde a un lugar elevado situado al norte de la población, proporcionando una presión aceptable en toda la red.

El tanque tendrá muros de mampostería, bóveda de ladrillo y piso de cemento con impermeabilizante integral.

Contará con un aplanado de mortero cemento - arena 1:3 como terminado, una escalera marina que va desde el fondo hasta la trampa de acceso colocado en la cubierta: éste tiene también una tubería de demasías y una de desagüe que descarga en la caja de registro exterior, esta caja cuenta con un compartimiento donde se aloja la válvula de salida a la red (Integrando esta agua a la red).

El fondo del tanque tiene pendiente de 2.0% y un acabado de cemento pulido. En la cubierta sale un tubo de ventilación con la salida hacia abajo y con un mosquitero para evitar entrada de basura y animales.

Las tuberías de llegada y salida de la red así como los accesorios utilizados (codos, TEE, etc) , serán de Fierro Galvanizado.

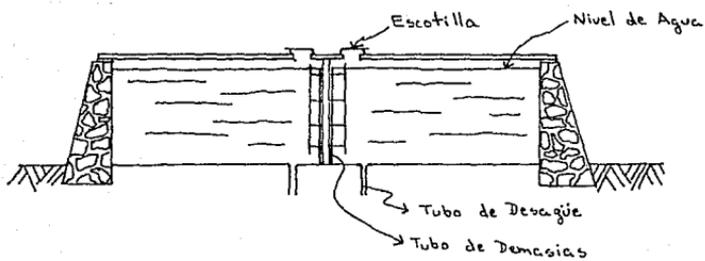
A la llegada se Bifurcarán en dos ramales de 4"Ø para llenado de cada uno de los tanques. La salida se hará con diámetro de 3" para cada tanque, uniéndose estos en un diámetro de 6"Ø para el primer tramo del sistema (1-2), aunque según el cálculo, sería suficiente una tubería de 4"Ø; con la cual se tendrá una mayor capacidad dando un mejor servicio, en el principio de la red; absorbiendo así algunas posibles ampliaciones.

En el tanque se contará para cada una, tubería de 4", para demasías (encontrándose esta al sobrepasar los 3.82 mts del fondo del tanque).

Al igual que se tendrá tubería de 4"Ø en el fondo de cada uno para el desagüe de estos.

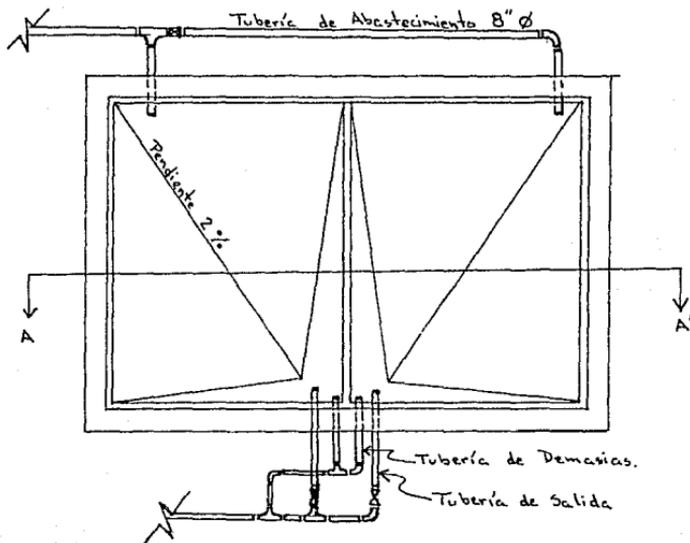
DETALLES GENERALES DE LOS TANQUES DE
REGULACION :

Corte A - A'



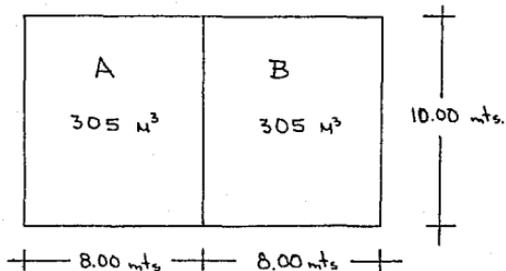
Alzado , Tanques de almacenamiento.

PLANTA.



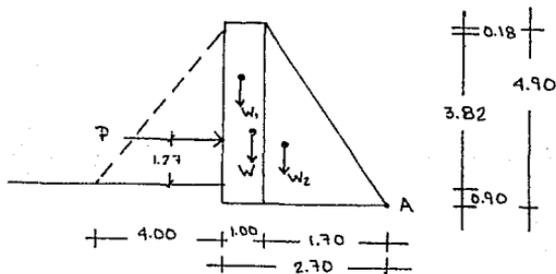
B.3 Diseño y Cálculo para la Construcción del Tanque.

Proponemos dos cámaras con dimensiones internas cada una de 8.00 x 10.00 mts., y una altura máxima del nivel del agua de 3.82 mts., teniendo una capacidad de 305 mts.³ cumpliendo satisfactoriamente con los requerimientos.



Para los muros exteriores propondremos las siguientes dimensiones :

4.90 mts. de alto, desde su cimentación a la corona; de corona 1.00 mts. y de base 2.70 mts.



P = Empuje del Agua

γ_m = Peso Volumétrico Mamposteo.

γ_a = Peso Volumétrico del Agua.

W_1 = Peso en Kgs. de la parte rectangular.

W_2 = Peso en Kgs. de la sección triangular.

Revisando estas dimensiones contra el volteamiento; considerando una faja de muro de 1.00 mt de longitud.

$$\delta_m = 2.4 \text{ T/M}^3$$

$$\delta_{\text{agua}} = 1.0 \text{ T/M}^3$$

$$\gamma = 0.5$$

$$W_1 = 2.4 \text{ T/M}^3 (1.0\text{m}) (1.0\text{m}) (4.90\text{m}) = 11.76 \text{ Ton.}$$

$$W_2 = 2.4 \text{ T/M}^3 (1/2) (1.70) (4.90) (1.0) = 10.00 \text{ Ton.}$$

$$P = 1.0 \text{ T/M}^3 (1/2) (3.82) (3.82) (1.0) = 7.30 \text{ Ton.}$$

$$W = W_1 + W_2 = 21.76 \text{ Ton.}$$

Tomando como punto de vuelco el extremo inferior externo tenemos:

$$\sum M_A = 0$$

$$-11.76 (2.2) - 10.00 (1.13) + 21.76 (x) = 0$$

$$x = \frac{37.21}{21.76} = 1.71 \text{ mts.}$$

$x = 1.71$ mts. que es la distancia a la cual está ubicada la resultante debido a las cargas propias del peso de la mampostería.

Por lo tanto el momento del vuelco es:-----

$$M_v = 7.30 (2.17) = 15.84 \text{ T - m}$$

y el momento resistente:

$$M_r = 21.76 (1.71) = 37.21 \text{ T - m.}$$

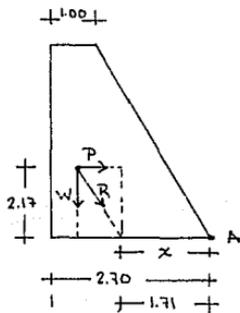
Resultan $M_r > M_v$ por lo que se aceptan las dimensiones al vuelco.

Realizando contra deslizamientos lateral, considerando que el coeficiente de fricción entre el muro de piedra y el terreno es de $\mu = 0.5$, tendremos que la fuerza que se opone al deslizamiento es de:

$$F = W \cdot \mu = 21.76 (0.5) = 10.88 \text{ Ton.}$$

aceptando dimensiones ya que $F > P$.

Por último empleando el método gráfico, apreciamos que la resultante de las fuerzas actuantes pasa por el tercio medio de la base, garantizada así la estabilidad del muro.



$$\sum M_A = 0$$

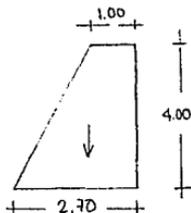
$$7.30(2.17) - 11.76(2.2) -$$

$$10(1.13) + 21.76(x) = 0$$

$$x = \frac{21.33}{21.76} = 0.98 \text{ mts.}$$

Por lo tanto la Resultante cae dentro del tercio medio.

Calculando contra asentamientos en el Muro de Mamposteo; la resistencia del suelo es de $q_a = 24.5 \text{ T/M}^2$

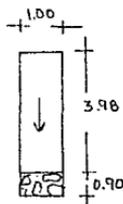


$$W_T = 2.4 \text{ T/M}^3 \times \left(\frac{(2.70 + 1.00)4.00}{2} \right) \times 1.00\text{M} = 21.76 \text{ Ton}$$

$$a = 24.5 \text{ T/M}^2 \times 1.00 \text{ M}^2 = 24.5 \text{ Ton}$$

Por lo tanto $q_a > W_t$ y resiste satisfactoriamente la carga del muro.

Probando ahora con la carga de Agua del Tanque y su plantilla, analizada en un metro cuadrado.



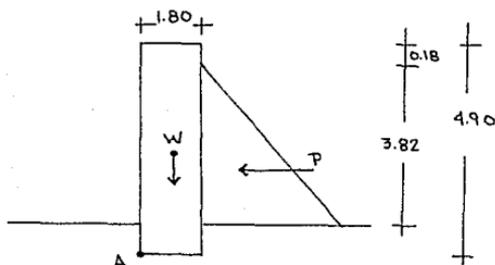
$$W_{\text{agua}} = 1.00 \text{ T/M}^3 \times 1.00 \text{ M}^2 \times 3.98 \text{ M} = 3.98 \text{ Ton.}$$

$$W_{\text{Plantilla}} = 2.4 \text{ T/M}^3 \times 1.00 \text{ M}^2 \times 0.90 \text{ M} = 2.16 \text{ Ton.}$$

$$W_T = W_{\text{agua}} + W_{\text{Plantilla}} = 6.14 \text{ Ton}$$

Por lo tanto $q_a > W_T$ y resiste satisfactoriamente la carga ejercida por el agua y su plantilla.

Para el muro interior proponemos una altura 4.90 mts.,
y el ancho de la mampostería de 1.80 mts.



Realizando contra el volteamiento y considerando una
franja de muro de 1.00 mt. de longitud.

$$\gamma_m = 2.4 \text{ T/m}^3$$

$$\gamma_{\text{agua}} = 1.0 \text{ T/m}^3$$

$$\mu = 0.5$$

$$W = 2.4 \text{ T/m}^3 (1.0\text{m}) (1.80\text{m}) (4.90\text{m}) = 21.17 \text{ Ton.}$$

$$P = 1.0 \text{ T/m}^3 (3.82)^2 (1.00\text{m}) 1/2 = 7.30 \text{ Ton.}$$

$$\sum M_A = 0$$

$$21.17 (0.90) - 7.30 (2.17) = 0$$

$$M_r = 19.05 > M_v = 15.84$$

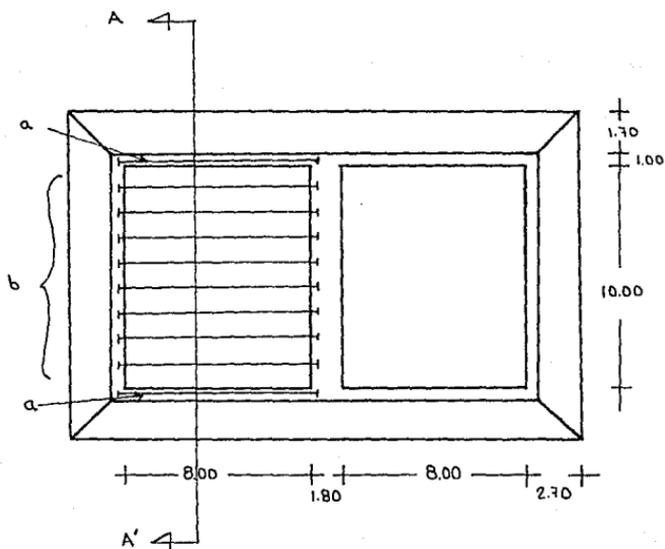
en donde $M_r > M_v$ por lo que se aceptan las dimensiones al vuelco.

Ahora revisando por deslizamiento lateral:

$$F = W \cdot A = 21.17 (0.5) = 10.88 \text{ Ton.}$$

Siendo $F > P$, por lo que también se aceptan las dimensiones propuestas.

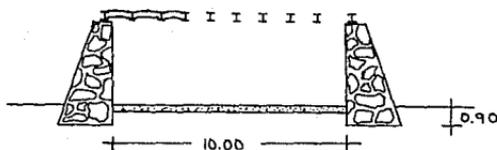
Cálculo de la bóveda del Tanque:



PLANTA TANQUE DE ALMACENAMIENTO.

Corte A A'.

Tanque de Regulación



Haciendo un análisis de cargas de la bóveda tenemos:

$$\text{Bóveda de ladrillo: } 0.14 \times 1500 \text{ kg/m}^3 = 210 \text{ kg/m}^2.$$

$$\text{Hormigón: } 0.10 \times 1600 \text{ kg/M}^3 = 160 \text{ kg/M}^2$$

$$\text{Aplanado: } 0.05 \times 1200 \text{ kg/M}^3 = 60 \text{ kg/M}^2$$

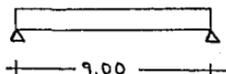
$$\text{Enladrillado: } = 30 \text{ kg/M}^2$$

$$\text{Carga muerta} = 460 \text{ kg/M}^2$$

$$\text{Carga viva} = 100 \text{ kg/M}^2$$

$$\text{Carga total} = 560 \text{ kg/M}^2$$

Para las vigas tipo "b" :



$$W = 560 (1.11) = 621.60 \text{ kg/ML}$$

$$M = \frac{WL^2}{8} = \frac{621.60 (9)^2}{8} = 6293.70 \text{ kg-m}$$

$$S = \frac{M}{\sigma} = \frac{629,370,00}{1520 \text{ kg/cm}^2} = 414.00 \text{ cm}^3$$

$$\text{acero} = 1520 \text{ kg/cm}^2$$

Se usarán vigas IPR (P) 12" x 4"
que se colocarán en toda la parte central de c/u de los tanques;
probando respecto a la deformación de las vigas en donde,

$$y_a \leq y_f$$

$$y_f = \frac{l}{360} = \frac{900}{360} = 2.5 \text{ cms.}$$

$$y_a = \frac{5}{384} \frac{WL^4}{EI} = \frac{5}{384} \frac{621.60 (9)^4}{2.1 \times 10^6 (6481)} = 0.0003$$

Ocupando un total de 16 vigas para ambos tanques.

Para las vigas de tipo "a"

$$W = 560.00 \left(\frac{1}{2} \right) (1.11) = 310.80 = 311 \text{ kg}$$

$$M = \frac{WL^2}{8} = \frac{345 (9)^2}{8} = 3493.13 \text{ kg - m}$$

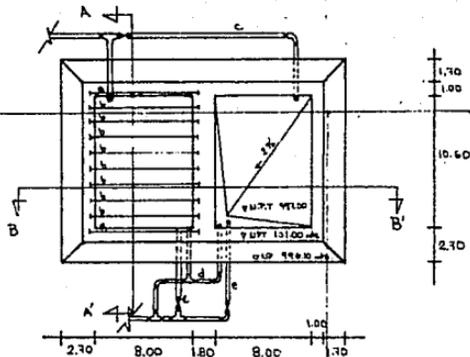
$$S = \frac{M}{r} = \frac{349,313.00}{1520 \text{ kg/cm}^2} = 229.81$$

Utilizando vigas TPR (L) "8 x 5 1/4"

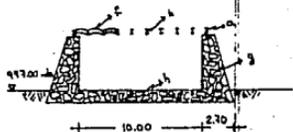
que se colocaran en los extremos de cada uno de los tanques, ocupando 4 vigas para ambos tanques, de estas dimensiones.

Para el piso de los tanques, se empleara una plantilla de piedra Braza pegada, que cubra toda el área del tanque de almacenamiento.

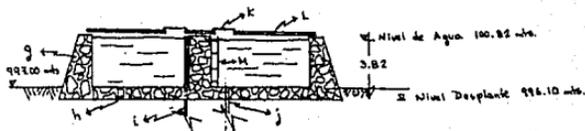
En el interior del tanque se enjarrará con cemento pulido (1.3), empleando medias cañas todos los vertices.



PLANTA



CORTE A-A'



CORTE B-B'

NOMENCLATURA:

- a) Viga de Acero IPR 12"x4" (2) 1.6 piezas
- b) Viga de Acero IPR 8"x4" (4) 2 piezas
- c) Tubería de Abastecimiento
- d, l) Tubería de Demasías 4"
- e, j) Tubería de Desagüe 4"
- f) Boveda de ladrillo de lama, pegada con cemento. (Boveda de Cuna).
- g) Mampostería Dos caras limpias, con Piedra Brasa, pegada con mortero Cal-Cemento.
- h) Plantilla de Piedra Brasa, pegada igual que el Mampuesto, para ser enjorradada con Cemento Pulido y Mallas cortas en sus aristas.
- k) Escalera de Herrería de Hierro.
- l) Boveda de Ladrillo, con Hormigón de Jal, lechadado con cemento.

m) Escalera Mariva de Herrería de Hierro.

Todas las Conexiones de Llegada y Salida, (laterales) serán de Hierro Galvanizado.

TANQUE DE REGULACION

DETALLES
CONSTRUCTIVOS

CUAUHTEHOC, COL

ESCALA: 1:200

C.- DISTRIBUCION

C.1 Redes de Distribución de Agua Potable.

a) Red Ramificada.- la red de distribución es ramificada, cuando una tubería principal se va subdividiendo en otras tuberías de menor diámetro tuberías secundarias, como las ramas de un árbol.

En cada punto de distribución el agua puede llegar únicamente en un solo sentido ésto es, del depósito hacia los extremos de la tubería lo que origina serios inconvenientes; por ejem: si se produce una avería en una tubería de la distribución, queda sin agua la sección de la población situadas aguas abajo del punto donde se produjo la avería.

Otros inconvenientes de la red ramificada es que los extremos finales de la tubería, generalmente queda un tubo ciego o extremo muerto donde el agua se estanca y se acumula sedimentos en perjuicios de la pureza del agua, ésto se evita instalando tomas domiciliarias en dichos puntos, o bien hidratados antes de válvulas de purgas, con los que se dará salidas de vez en cuando a los sedimentos acumulados; una de las ventajas de la distribución ramificada es que su cálculo hidráulico no presenta dificultades, es decir con disposición puede estimarse con bastante aproximación la cantidad de agua que debe suministrarse cada tramo de tubería, y conocida dicha cantidad de agua que debe suministrar cada tramo de tubería correspondiente, se tiene también la ventaja de poder realizar fácilmente las fugas de las tuberías y el pequeño número de válvulas que se necesitan para aislar las diferentes tramos, produce una gran economía. Se recomienda este tipo de redes para localidades urbanas pequeñas o en áreas de baja densidad de población.

b) Red Reticular.- La red es reticular cuando las tuberías alimentadoras primarias forman círculo dentro de las cuales y conectados en ellos, hay tuberías de menor diámetro llamadas tuberías secundarias, las cuales van desde una tubería primaria a otra, la que nos permite concentración de grandes cantidades de agua para combatir incendios sin pérdidas de carga excesivos.

Las tuberías secundarias de distribución, forman un emparrillado en el área que ha de ser servida dentro de los circuitos, así que cada tramo de tubería pueda recibir el agua por sus dos extremos, por supuesto la distribución reticular es más cara que la ramificada por presentar varias ventajas.

Entre sus ventajas principales están el poder aislar tramos pequeños en caso de averías, en un punto de la tubería o concentrar el máximo de agua hacia el lugar del incendio, mediante las maniobras de algunas válvulas sin discontinuar al servicio y quedan eliminado los extremos muertos del sistema de distribución, lo cual impide que una masa permanezca largo tiempo en las tuberías.

c) El Sistema Biplanar.- Con el objeto de economizar en piezas y accesorios de las redes reticulares, se colocan las tuberías secundarias de distribución, de tal manera, que unas pasan por debajo de otras sin conectarse entre sí, únicamente se unen en las tuberías alimentadoras del circuito, que enmarca un área de 6 a 10 calles por lado; las tuberías secundarias quedan alimentadas por sus extremos al conectarse a las tuberías principales que forman los controles de los circuitos exclusivamente por sus válvulas una de cada conexión.

En caso de reparación, el número de calles que quedan sin servir estarán limitados por la distancia comprendida entre la tubería de un circuito y su correspondiente paralelo; en una palabra quedan suprimidos todos los cruces y en corto tiempo de instalación.

El sistema tiene las siguientes ventajas:

- 1.) Mayor rapidez y seguridad en el tendido de estas tuberías.
- 2.) Eliminación de válvulas en piezas especiales de las tuberías secundarias.
- 3.) Mayor facilidad en la operación y mantenimiento, ya que el número de válvulas por control es mínimo.
- 4.) Mejores condiciones de funcionamiento Hidráulico al reducir las pérdidas por cambio de dirección; tees, cruces, válvulas, etc.
- 5.) Mayor economía, siempre que sea posible la red será reticular y los lados de los circuitos principales no serán menores de 400 mts. ni mayores de 800 mts.

d) Red Combinada: en la práctica es muy frecuente combinar la distribución ramificada con la reticular, estableciendo cuantos circuitos sean posible, sin aumentar mucho el costo de la distribución, dejando líneas individuales donde no sea costeable conectarlas.

En funciones de su operación, las tuberías componentes de un circuito se clasifican en tres tipos:

a) Líneas de alimentación, suministran el agua a toda la red, proviniendo del tanque de regulación de las fuentes de abastecimiento o bien de la planta tratadora y se calculan con el total del gasto máximo horario.

Cuando a un circuito converjan varias líneas alimentadoras deberán sumar el gasto máximo horario de proyecto.

b) Líneas principales o troncales, pueden ser redes abiertas, o bien, formar circuitos en cuyo caso es conveniente que comprendan de 4 a 8 manzanas y se calculan con la porción O.M.H. acumulado que les corresponda, recomendándose para ciudades medias y grandes utilizar tuberías de \varnothing 6".

c) Líneas secundarias o de relleno y son las tuberías que cubren en su totalidad el resto del emparillado de las calles, recomendándose para localidades pequeñas \varnothing s de 2 1/2", mientras que en ciudades importantes se deben de instalar de 3" y 4" de \varnothing .

C.2. Cálculo y proyecto de la Red.

Señalaremos el uso del método del tubo equivalente ó tubería virtual, como base de nuestro análisis de la red de agua potable; el método consiste en determinar las pérdidas de carga económicas con las cuales se fijan el diámetro y la presión disponible para cada tramo del circuito.

Antes de empezar el cálculo, debe proponerse el diagrama de la red, y las cotas del terreno en los cruces deben estar bien determinados. Para la proposición del diagrama de la red es necesario dividir en circuitos principales, los cuales deben cubrir las zonas de mayor densidad de la población; todos los circuitos se dividen en tramos y se anotan en el registro.

C.2.1 Explicación del Método.

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

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

$$\text{unitario} = \frac{\text{MDMD}}{\text{Lsistema}} = \text{lts/seg por unidad de longitud.}$$

Multiplicando este gasto por la longitud de cada tramo, obtenemos el gasto principal que llevará cada tramo del circuito (anotándose éste en el registro).

2.- Una vez obteniendo los gastos en cada tramo y conocidas las longitudes de éstos, por medio del "nomograma para el cálculo de las tuberías económicas en sistema de distribución por gravedad", entrando con la longitud y el gasto sacamos los valores de "A" y "A 1.2" los cuales anotamos en las columna correspondiente.

Cabe aclarar que también el valor de "A" puede ser calculado por la fórmula base de nomograma:

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

Donde: L = longitud del tramo.

Q = gasto acumulado del tramo.

Y en consecuencia, es posible obtener, también, el valor de

A^{1.2}.

3.- La carga por perder es igual a la diferencia de la cota de plantilla del tanque de almacenamiento menos la cota del terreno del punto más bajo que es el punto de equilibrio, réstandole también 10 metros que dejan para que el agua suba hasta una altura de 3 pisos.

$$\text{Carga por perder} = 997 - 921.10 = 65.90\text{m}$$

T - I

Para los tubos subsecuentes debe tomarse la cota de la plantilla del tanque menos la sumatoria de pérdida efectiva del tubo anterior.

$$\text{Carga por perder T - II ; } 921.10$$

$$992.60 - 10.00 = 61.50$$

El concepto de punto de equilibrio se entiende como el punto en el cual concurren 2 tubos, éstos formados por varios tramos y su diferente carga disponible debe ser menor de 5.00m, para evitar que una de las corrientes de llegada ejerza presión sobre la otra.

También es necesario aclarar que cada circuito debe dividirse en tubos y a estos fijarles una notación; por ejemplo Tubo II, Tubo III.

4.- Teniendo la carga por perder, utilizamos la suma de las "A" para obtener la pérdida económica por tubo de la forma siguiente:

$$\text{Pérdida económica} = \frac{\text{carga por perder}}{\text{Suma de "A" del tubo en cuestión + A de circuitos que intervengan}}$$

Multiplicando esta pérdida por la "A" de cada tramo obtendremos su pérdida de carga económica, la cual nos sirve para entrar al nomograma de Hazen - Willams y determinar el diámetro y su pérdida de carga efectiva.

5.- Cuando se presenta una bifurcación de tubos dentro del sistema, es necesario hacer la transformación de los tubos bifurcados a uno solo, virtual, para calcular las pérdidas de carga del tubo que llega a bifurcarse. Esto se hace sumando las "A" y las $A^{1/2}$ de cada tubo bifurcado.

Combinación:

Tubo VI	$A^{1.2}$
Tubo VII	2651.86
	<u>3872.78</u>
Σ	6524.64

$$F_v = \left\{ \sum A_{II}^2 + \sum A_{v}^2 \right\}^{5/6} = 1465.82$$

Carga por perder tubo III:

$$HT = 992.60 - 921.10 - 10.00 = 61.50$$

Pérdida de carga económica T - III

$$\frac{61.50}{943.42 + 1465.82} = 0.0255A$$

Donde 943.42 es la suma de "A" propia del tubo III.

Ya con este factor de pérdida de carga económica, podemos conocer las pérdidas en cada tramo del tubo III y empezar a calcular sus características.

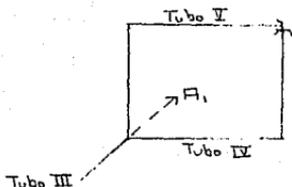


Diagrama que ilustra las combinaciones de tubos y el concepto de tubo virtual.

6.- Mediante el nomograma de Hazen y Willams se obtiene el diámetro necesario para la red; partiendo del gasto acumulado y longitud de cada tramo, ambos conocidos, trazamos una recta que corta el eje de referencia del nomograma; para después fijar la pérdida económica en la escala correspondiente y junto con el punto de referencia antes mencionado determinar el diámetro. Si el diámetro indicado no es comercial, se toma el diámetro comercial inmediato superior y determina así la pérdida efectiva para el tramo.

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

Nota: La primera cota piezométrica se sacó restando de la cota del terreno 997 la pérdida efectiva que es de 4.40 y nos da la cota piezométrica de 992.60; la siguiente se saca restando a la cota piezométrica de 992.60 la pérdida de carga efectiva de 1.92 y nos da 990.68 cota piezométrica en la cota del terreno que es 952.23 mts. s.n.m. operando así consecutivamente.

Debido al crecimiento tan acelerado de las poblaciones, y al gasto tan elevado que resulta el dotar de agua a estas. Ha hecho que se sustituyan los diámetros mínimos en las tuberías de agua siendo, como mínimo 3", quedando el diámetro de 2" fuera de uso.

Ganando con esto que se tenga mayor capacidad en las redes y se satisfaga fácilmente alguna ampliación del sistema sin tener que recurrir a la rectificación de las tuberías.

En nuestro caso el cálculo se realizó considerando la tubería mínima, que es de 2" de Diámetro, satisfaciendo los requerimientos pedidos, aunque se sugiera y se dibujó el sistema de la red de agua potable con el diámetro de 3", considerado como el diámetro mínimo en las tuberías.

C.2.2 Combinación de tuberías

Formula a utilizar: $\Sigma A^{1.2}$; $H = (\Sigma A^{1.2})^{5/6}$

$$\Sigma A^{1.2} \text{ Tubo VII} = 3872.78$$

$$\Sigma A^{1.2} \text{ Tubo VI} = \frac{2651.86}{\Sigma = 6524.64}$$

$$H_1 = (6524.64)^{5/6} = 1465.82$$

$$\Sigma A^{1.2} \text{ Tubo IV} = 3992.20$$

$$\Sigma A^{1.2} \text{ Tubo V} = \frac{4475.93}{\Sigma = 8468.13}$$

$$H_2 = (8468.13)^{5/6} = 1819.97$$

$$\Sigma A^{1.2} \text{ Tubo II} = 1,332.90$$

$$\Sigma A^{1.2} \text{ Tubo III} = 2,824.97$$

$$H_1^{1.2} = 6,299.39$$

$$H_2^{1.2} = 8,167.27$$

$$\Sigma = 18,624.53$$

$$H_3 = (18624.53)^{5/6} = 3500.83$$

C.2.3 Cálculo Hidraulico del Circuito Primario.

Carga por perder T.1:

$$H_t = 997.00 - 921.10 - 10.00 = 65.90\text{mts}$$

Perdida Económica

$$\text{Tubo I : } \frac{65.90}{1241.29 + 3500.83} = 0.0139 \text{ A}$$

Carga por Perder T.11:

$$Ht = 992.60 - 921.10 - 10.00 = 61.50\text{mts}$$

Perdida Económica

$$\text{Tubo II: } \frac{61.50}{450.97 + 1819.97} = 0.0271 \text{ A}$$

Carga por Perder T III:

$$Ht = 992.60 - 921.10 - 10.00 = 61.50 \text{ mts}$$

Perdida Económica

$$\text{Tubo III: } \frac{61.50}{943.42 + 1465.82} = 0.0255 \text{ A}$$

Carga por Perder T IV

$$Ht = 988.86 - 921.10 = 57.76$$

Perdida Económica:

$$\text{Tubo IV: } = \frac{57.76}{1507.72} = 0.0383 \text{ A}$$

Carga por Perder TV:

$$Ht = 988.86 - 921.10 - 10.00 = 57.76$$

Perdida Económica

$$\text{Tubo V: } = \frac{57.76}{1675.60} = 0.0345 \text{ A}$$

Carga por perder T VI

$$Ht = 985.72 - 921.10 - 10.00 = 54.62$$

Perdida Económica

$$\text{Tubo VI } = \frac{54.62}{1021.86} = 0.0534 \text{ A}$$

Carga por perder T. VII

$$Ht = 985.72 - 921.10 - 10.00 = 54.62$$

Perdida Económica

$$\text{Tubo VII } = \frac{54.62}{1451.85} = 0.0376\text{A}$$

TRAMO	UBICACION		LONGITUD (Mts.)	GASTO (L.p.s.)		A	A ^{1.2}	PERDIDA ECONOMICA	DIAMETRO	PERDIDA EFECTIVA
	CALLE	ENTRE		FARCIAL	ACUMULADO					
TUBO I										
1-2	Prolong. Galeana.	X y Torres Quintero	455	1.6380	TII + TIII	1241.29	5159.96	17.2499	6"	4.40
					Σ	20.3040				
TUBO II										
2-3	Galeana	Torres Quintero-V Carranza	108	0.3888	g. 684	230.20	683.17	6.23	4"	1.92
3-4	Galeana.	V. Carranza-Libertad	105	0.3780	IV + TIV =	220.67	649.73	5.98	4"	1.82
					Σ	450.97	1332.90			
TUBO III										
2-30	T. Quintero.	Galeana-Gral. Muñoz	140	0.5040	3.9820	291.02	905.11	7.43	4"	2.30
29-31	T. Quintero.	Gral. Muñoz- 16 de Sept.	105	0.3780	8.4780	214.10	626.25	5.46	4"	1.48
30-32	T. Quintero.	16 de Sept.- Constitución	130	0.4680	8.1000	261.08	794.56	6.66	4"	1.78
31-33	T. Quintero.	Constitución- Pavo	90	0.3240	TVI + TVII=	177.20	499.05	4.51	4"	1.32
					Σ	943.42	2824.97			
TUBO IV										
4-5	J. Mina	Libertad- Hidalgo	103	0.3705	4.2768	167.19	465.43	6.4033	3"	1.60
5-6	Hidalgo.	J. Mina- Eco. Villa	95	0.3420	3.9060	149.61	407.34	5.7300	3"	1.30
6-7	Eco. Villa.	Hidalgo- Degollado	92	0.3312	3.5640	140.53	377.85	5.3822	3"	1.05
7-8	Degollado.	Eco. Villa- Justo Sierra	95	0.3420	3.2328	140.47	377.66	5.3800	3"	0.95
8-9	J. Sierra.	Degollado- A. Serdan	105	0.3780	2.8908	149.58	407.22	5.7289	2"	5.72
9-10	A. Serdan	J. Sierra- Eco. Villa	95	0.3420	2.5128	128.15	341.45	4.9464	2"	3.75
10-11	A. Serdan	Eco. Villa- J. Mina	92	0.3312	2.1708	118.12	309.88	4.5623	2"	2.80

E	LONGITUD (Mts.)	GASTO (L.p.s.)		A	A ^{1.2}	PERDIDA ECONOMICA	DIAMETRO	PERDIDA EFECTIVA	C O T A S		CARGA DISPONIBLE
		PARCIAL	ACUMULADO						TERRENO	PIEZOMETRICA	
	455	1.6380	TII + TIII Σ 20.3040	1241.29	5159.96	17.2499	6"	4.40	961.23	992.60	31.37
arranza	108	0.3898	9.684	230.20	683.17	6.23	4"	1.92	952.23	990.68	38.45
d	105	0.3780	TV + TIV = Σ 9.2952	220.67	649.73	5.98	4"	1.82	949.01	988.86	39.85
	140	0.5040	3.9820	291.02	905.11	7.43	4"	2.30	957.08	990.30	33.22
Sept.	105	0.3780	8.4780	214.10	626.25	5.46	4"	1.48	953.44	988.82	35.38
ituación	130	0.4680	8.1000	261.08	794.56	6.66	4"	1.78	951.14	987.04	35.90
	90	0.3240	TVI + TVII = Σ 7.6320	172.20	499.05	4.51	4"	1.32	950.18	985.72	35.54
	103	0.3708	4.2768	167.19	465.43	6.4033	3"	1.60	944.15	987.26	43.11
	95	0.3420	3.9060	149.61	407.34	5.7300	3"	1.30	941.15	985.96	44.67
	92	0.3312	3.5640	140.53	377.85	5.3822	3"	1.05	936.12	984.91	48.79
tierra	95	0.3420	3.2328	140.47	377.66	5.3800	3E	0.95	934.04	983.96	49.92
n	105	0.3780	2.8908	149.58	407.22	5.7289	2"	5.72	926.61	978.24	51.63
la	95	0.3420	2.5128	128.15	341.45	4.9464	2"	3.75	932.54	974.49	41.95
	92	0.3312	2.1708	119.12	309.88	4.5623	2"	2.80	932.18	971.69	39.51

TRAMO	UBICACION		LONGITUD (Mts.)	GASTO (L.p.s.)		A	A 1.2	PERDIDA ECONOMICA	DIAMETRO	PERDIDA EFFECTIVA	T
	CALLE	ENTRE		FARCIAL	ACUMULADO						
11- 12	A. Serdan	J. Mina - Aldama	122	0.4392	1.8396	149.49	406.93	5.7254	2"	2.65	9
12- 13	A. Serdan	Aldama - Morelos	110	0.3960	1.4004	123.07	322.23	4.7135	2"	0.86	9
13- 14	A. Serdan	Morelos - Juárez	94	0.3284	1.0044	94.14	233.62	3.6055	2"	0.70	9
14- 15	a. Srdan	Juárqz - Allende	85	0.3060	0.6660	74.23	175.67	2.8430	2"	0.30	9
15- 16	A. Srdan	Allende - Ocampo	100	0.3600	0.3600	71.14	166.92	2.7246	2"	0.12	9
						Σ = 1507.72	3992.20				
TUPO V											
4- 17	Libertad	Galeana - Gral. Nuñez	130	0.4680	4.6404	216.81	635.85	7.4806	3"	2.30	94
17-18	Libertad	Gral. Nuñez - 16 de Sept.	100	0.3600	4.1724	160.99	444.79	5.5541	3"	1.60	94
18-19	Libertad	16 de Sept. - Constitución	115	0.4140	3.8124	179.65	507.36	6.1979	3"	1.50	94
19- 20	Juárez	Libertad - Hidalgo	90	0.3240	3.3984	135.31	361.08	4.6681	3"	0.97	94
20- 21	Juárez	Hidalgo - Degollado	100	0.3600	3.0744	145.41	393.64	5.0164	3"	0.84	93
21- 22	Degollado	Juárez - Allende	82	0.2952	2.7144	114.39	295.17	3.9464	2"	3.90	93
22- 23	L. de Tejada	Allende - Ocampo	100	0.3600	2.4192	134.24	357.66	4.6312	2"	3.80	93
23- 24	Ocampo	L. de Tejada - Xicotencatl	80	0.2880	2.0592	101.78	256.56	3.5114	2"	2.25	93
24- 25	Xicotencatl	Ocampo - Medellín	105	0.3780	1.7712	127.04	334.76	4.3828	2"	2.20	92
25- 26	Xicotencatl	Medellin - L. Valle	90	0.3240	1.3932	180.52	252.75	3.4679	2"	1.33	92
26- 27	Xicotencatl	L. Valle - Victoria	105	0.3240	1.0692	107.37	273.56	3.7042	2"	0.94	92
27- 28	Xicotencatl	Victoria - Guerrero	100	0.3600	0.6912	88.42	216.69	3.0594	2"	0.40	92
28- 29	Xicotencatl	Guerrero - N. Heroes	92	0.3312	0.3312	53.55	146.68	2.1959	2"	0.09	92
						Σ = 1675.60	4475.93				

I O N	LONGITUD (Mts.)	GASTO (L.p.s.)		A	A ^{1.2}	PERDIDA ECONOMICA	DIAMETRO	PERDIDA EPECTIVA	C O T A S		CARGA DISPONIBLE
		PARCIAL	ACUMULADO						TERRENO	PIEZOMETRICA	
Aldama	122	0.4392	1.8396	149.49	406.93	5.7254	2"	2.65	937.68	969.04	31.36
Belos	110	0.3960	1.4004	123.07	322.23	4.7135	2"	0.86	936.10	968.18	32.08
Báñez	94	0.3384	1.0044	94.14	233.62	3.6055	2"	0.70	935.65	967.48	31.83
Blende	85	0.3060	0.6660	74.23	175.67	2.8420	2"	0.30	933.78	967.18	32.40
Campo	100	0.3600	0.3600	71.14	166.92	2.7246	2"	0.12	931.70	967.06	35.36
				Σ =	1507.72	3992.20					
Cal. Muñoz	130	0.4680	4.6404	216.83	635.85	7.4806	3"	2.30	949.72	986.56	36.84
- 16 de Sept.	100	0.3600	4.1724	160.99	444.79	5.5541	3"	1.60	949.31	984.96	35.65
- Constitución	115	0.4140	3.8124	179.65	507.36	6.1979	3"	1.50	942.36	983.46	41.10
Dalqo	90	0.3240	3.3984	135.31	361.08	4.6681	3"	0.97	940.47	982.49	42.02
Gollado	100	0.3600	3.0744	145.41	393.64	5.0166	3"	0.84	936.84	981.65	44.81
Grnde	82	0.2952	2.7144	114.39	295.17	3.9464	2"	3.90	936.86	977.75	40.89
Campo	100	0.3600	2.4192	134.24	357.66	4.6312	2"	3.80	932.35	973.95	41.40
- Xicotencatl	80	0.2880	2.0592	101.78	256.56	3.5114	2"	2.25	931.70	971.70	40.00
Jellin	105	0.3780	1.7712	127.04	334.76	4.3828	2"	2.20	929.75	969.50	39.75
- valle	90	0.3240	1.3932	100.52	252.75	3.4679	2"	1.33	927.35	968.17	40.82
Victoria	105	0.32780	1.0692	107.37	273.56	3.7042	2"	0.94	924.83	967.23	42.40
Warren	100	0.3600	0.6912	88.42	216.69	3.0504	2"	0.40	923.50	966.83	43.33
- Heroicos	92	0.3312	0.3312	63.65	166.08	2.1959	2"	0.09	921.10	966.74	45.64
				Σ =	1675.60	4475.93					

TRAMO	UBICACION		LONGITUD (Mts.)	GASTO (L.p.s.)		A ← = A 1.2	PERDIDA ECONOMICA	DIAMETRO	PERDIDA EFECTIVA	
	CALLE	ENTRE		PARCIAL	ACUMULADO					
TUBO VI										
33- 34	Pavo	T.Quintero - A.Obreagon	100	0.3600	3.1680	146.87	398.40	7.8428	2"	6.00
34- 35	Pavo	A. Obregon - 5 de Mayo	95	0.3420	2.8080	134.03	356.97	7.1572	2"	5.0
35- 36	Pavo	5 de Mayo - Fco. I. Madero	110	0.3960	2.4660	148.61	404.08	7.9357	2"	4.4
36- 37	Pavo	Fco.I. Madero - Independencia	90	0.3240	2.0700	114.70	296.13	6.1249	2"	2.40
37- 38	Independencia	Pavo - M.Escobedo	100	0.3600	1.7460	120.42	313.92	6.4304	2"	2.10
38- 39	Independencia	M.Escobedo - Zaragoza	105	0.3780	1.3860	117.97	303.48	6.2995	2"	1.48
39- 40	Independencia	Zaragoza - Abasolo	90	0.3240	1.0080	90.24	222.06	4.8188	2"	0.67
40- 41	Independencia	Abasolo - Jimenez	100	0.3600	0.6840	88.11	215.79	4.7050	2"	0.37
41- 42	Jimenez	Independencia - Fco.I.Madero	90	0.3240	0.3240	61.81	141.03	3.3006	2"	0.09
						1021.86	2651.86			
TUBO VII										
33- 43	T.Quintero	Pavo - M.Escobedo	100	0.3600	4.1400	160.57	443.40	6.0374	3"	1.52
42- 44	T.Quintero	M. Escobedo - Zaragoza	110	0.3960	3.7800	171.35	479.37	6.4427	3"	1.45
43- 45	T.Quintero	Zaragoza - Abasolo	100	0.3600	3.3840	150.13	409.15	5.6448	3"	1.03
44- 46	Abasolo	T.Quintero - A.Obreagon	105	0.3780	1.0240	151.84	414.63	5.7091	2"	5.50
45- 47	Abasolo	A.Obreagon - 5 de Mayo	100	0.3600	2.6460	138.31	370.71	5.2004	2"	4.40
46- 48	5 de Mayo	Abasolo - Jimenez	95	0.3420	2.2860	125.12	328.78	4.7056	2"	3.30
47- 49	Jimenez	5 de Mayo - Fco. I. Madero	110	0.3960	1.9440	137.29	367.41	5.1621	2"	2.90
48- 50	Fco. I. Madero	Jimenez - Guerrero	110	0.3960	1.5480	127.25	335.41	4.7846	2"	1.87
49- 51	Fco. I. Madero	Guerrero - N.Heroes	88	0.3168	1.1520	92.25	228.01	3.4686	2"	0.86
50- 52	N.Heroes	Fco. I. Madero - Independencia	95	0.3420	0.8352	89.47	219.78	3.3640	2"	0.53
51- 53	N.Heroes	Independencia - Xicotencatl	195	0.4932	0.4932	108.24	276.23	4.0698	2"	0.31
						1451.85	3872.78			

ESTA TESIS NO DEBE
SALIR DE LA BIBLIOTECA

N	LONGITUD (Mts.)	GASTO (L.p.s.)		A = A ^{1.2}		PERDIDA ECONOMICA	DIAMETRO	PERDIDA EFECTIVA	C O T A S		CARGA DISPONIBLE
		PARCIAL	ACUMULADO						TERRENO	PIEZOMETRICA	
hregon	100	0.3600	3.1680	146.87	398.40	7.8428	2"	6.00	943.85	979.72	35.87
e Mayo	95	0.3420	2.8080	134.03	356.97	7.1572	2"	5.0	941.76	974.72	32.96
I. Madero	110	0.3960	2.4660	148.61	404.08	7.9357	2"	4.4	940.15	970.32	30.17
Independencia	90	0.3240	2.0700	114.70	296.13	6.1249	2"	2.4	940.89	967.92	27.03
o	100	0.3600	1.7460	120.42	313.92	6.4304	2"	2.10	935.85	965.82	29.97
agoza	105	0.3780	1.3860	117.97	303.48	6.2995	2"	1.48	933.18	964.34	31.16
lo	90	0.3240	1.0080	90.24	222.06	4.8188	2"	0.67	930.08	963.67	33.59
z	100	0.3600	0.6840	88.11	215.79	4.7050	2"	0.37	928.23	963.30	35.07
Eco. I. Madero	90	0.3240	0.3240	61.81	141.03	3.3005	2"	0.09	929.85	963.21	33.36
				1021.86	2651.86						
o	100	0.3600	4.1400	160.57	443.40	6.0374	3"	1.52	947.19	984.20	37.01
agoza	110	0.3960	3.7800	171.35	479.37	6.4427	3"	1.45	946.16	982.75	36.59
lo	100	0.3600	3.3840	150.13	409.15	5.6448	3"	1.03	948.54	981.72	33.18
hregón	105	0.3780	3.0240	151.84	414.63	5.7091	2"	5.50	943.88	976.22	32.34
o Mayo	100	0.3600	2.6460	138.31	370.71	5.2004	2"	4.40	938.03	971.82	33.79
z	95	0.3420	2.2860	125.15	328.78	4.7056	2"	3.30	935.12	968.52	33.40
I. Madero	110	0.3960	1.9440	137.29	367.41	5.1621	2"	2.90	929.85	965.62	35.77
o	110	0.3960	1.5480	127.25	335.41	4.7846	2"	1.87	927.17	963.75	36.58
oes	88	0.3168	1.1520	92.25	228.01	3.4686	2"	0.86	926.05	962.69	36.04
Independencia	95	0.3420	0.8352	89.47	219.78	3.3640	2"	0.53	924.37	962.36	37.99
Xicotencatl	195	0.4932	0.4932	108.24	276.23	4.0598	2"	0.31	921.10	962.05	40.95
				1451.85	3872.78						

Carga Disponible en el punto de equilibrio 1:

Tubo V	Tubo VII
45,64	40.95
Diferencia 4.69 <	5.00 (Permisible)

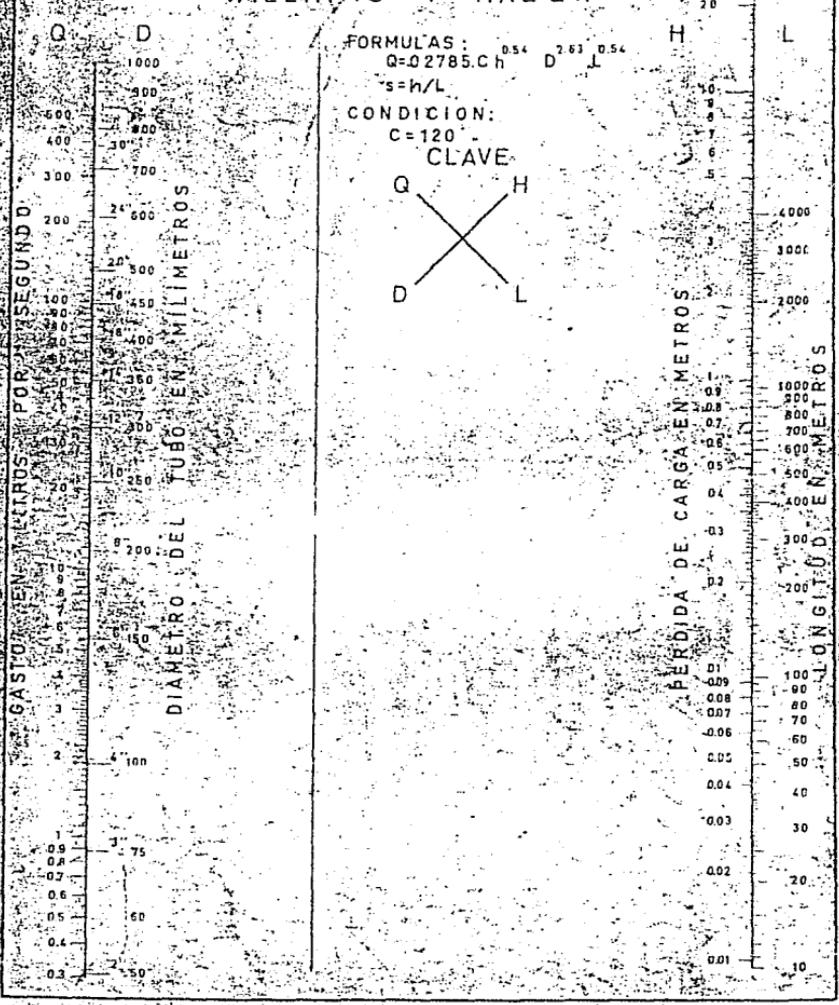
Carga disponible en el punto de equilibrio 2:

Tubo IV	Tubo V
35.36	40.00
Diferencia 4.64 <	5.00 (Permisible)

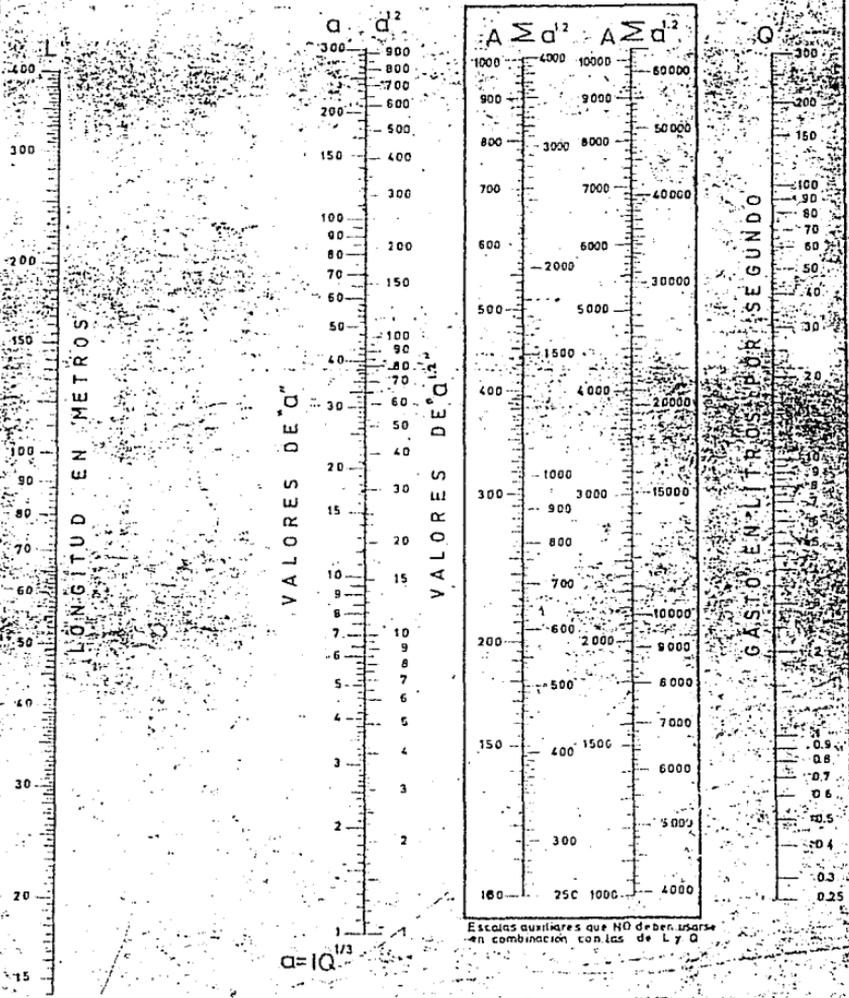
Carga disponible en el punto de equilibrio 3:

Tubo VI	Tubo VIII
33.36	33.79
Diferencia 0.43 <	5.00 (Permisible)

NOMOGRAMA DE LA FORMULA DE WILLIAMS Y HAZEN



NOMOGRAMA PARA EL CALCULO DE LAS TUBERIAS ECONOMICAS EN SISTEMAS DE DISTRIBUCION POR GRAVEDAD.



LONGITUD EN METROS

GASTO EN LITROS POR SEGUNDO

VALORES DE "Q"

VALORES DE "d"

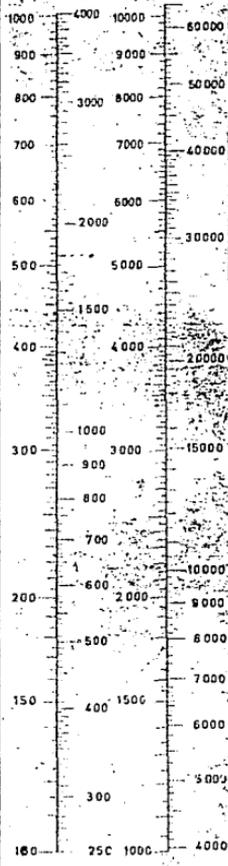
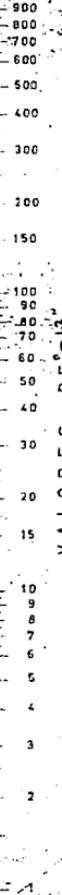
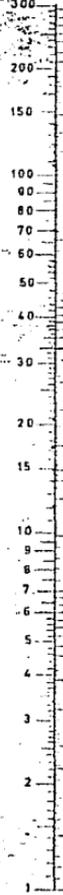
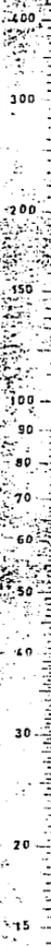
d

d²

AM d^{1.2}

AM d^{1.2}

Q



Descripción de la Memoria de cálculo.

C.2.4.

El cálculo de las tuberías explicado en la sección anterior, se registra con un ordenamiento que facilita su interpretación aquí mencionamos cada columna de este registro o memoria:

En la columna número 1 aparecen los tramos en que se dividió el tubo referido.

En la columna número 2 se indica la calle por donde va la línea de tubería.

En la columna número 3 está los nombres de las calles, que delimitan un tramo de su inicio a su final.

La columna número 4 nos dice la longitud del tramo en cuestión.

Las columnas número 5y6 contienen, respectivamente, los gastos parciales y acumulados de cada tramo, el acumulado es el gasto para diseñar el tramo.

Las columnas 7y 8 implican, respectivamente, los valores de A y $A^{1,2}$. Los cuales usamos para obtener las pérdidas de carga de los tubos y las A rectangulares de los tubos virtuales usados en la bifurcación de los tubos.

En la columna número 9 aparece la pérdida de carga económica, con la cual obtenemos el diámetro del tubo.

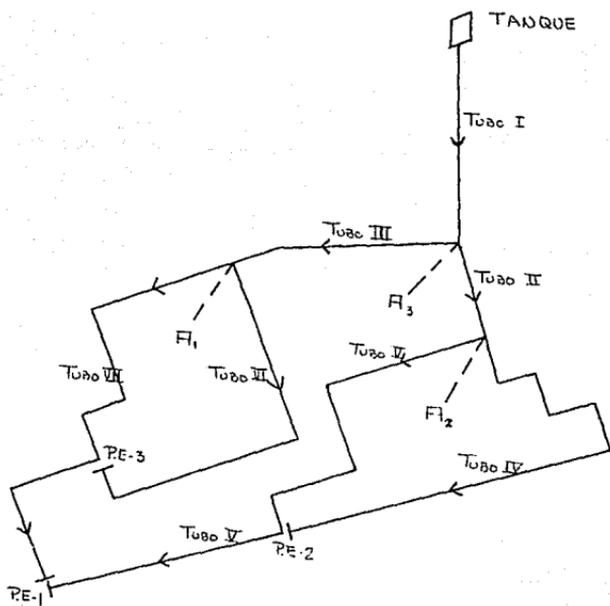
En la columna número 10 se encuentra el diámetro comercial de la tubería.

En la columna número 11 se indica la pérdida efectiva que tiene el tramo con tubería de diámetro comercial.

En la columna número 12 aparece la cota piezométrica del final del tramo la cual como ya dijimos, se encuentra restando la pérdida efectiva en el tramo de la cota piezométrica del inicio del tramo.

La columna número 14 se tiene la carga disponible en metros del final del tramo; ésta se encuentra restando la cota del terreno de la cota piezométrica.

C.2.5 Diagrama de Circuitos.



CAPITULO VI
CANTIDADES DE OBRA.

A.- Línea de Conducción

Mano de Obra:

<u>CONCEPTO</u>	<u>UNIDAD</u>	<u>CANTIDAD</u>
1.-Excavación a mano en zanja en material "B" en seco, hasta 20.00 mts. de profundidad.	M ³	584.10
2.-Plantilla apisonada con pisón de mano en zanja con material seleccionada del producto de la excavación.	M ³	131.50
3.-Relleno de zanjas con material seleccionado del producto de la excavación, apisonada y compactado con agua en capas de 0.20 mts de espesor.	M ³	265.50
4.-Relleno de zanjas a volteo con pala a mano, con material producto de la excavación.	M ³	212.40
5.-Instalación, junteo y prueba de tubería de A.C-5 de 8" de ϕ (200 mm).	ML	885.00
6.-Instalaciones de piezas especiales de fierro fundido de 2" hasta 12" de ϕ .	Pzas	31
7.-Instalación de valvulas de seccionamiento fierro fundido de: 8" de ϕ (200mm).	Pza	1
4" de ϕ (100mm).	Pza	2

Material :

<u>CONCEPTO</u>	<u>UNIDAD</u>	<u>CANTIDAD</u>
1.-Suministro de Tubería AC-5 de 8" de ø (200mm).	ML	885
2.-Suministro de válvulas de compuerta de fierro fundido 8" de ø con brida.	Pza.	1
3.-Suministro de válvula de compuerta de fierro fundido de 4" de ø con brida.	Pza.	2
4.-Suministro de codos 45° de fierro fundido con brida de 8" de ø.	Pza.	1
5.-Suministro de codos 90° de fierro fundido con brida de 4" de ø.	Pza.	1
6.-Suministro de Tee de fierro fundido con brida 8" de ø.	Pza.	1
7.-Suministro de reducciones de fierro fundido con brida de 8x4".	Pza.	2
8.-Suministro de Juntas Gibout de fierro fundido de :		
8" de ø	Pza.	5
4" de ø	pza.	5
9.-Empaques de Plomo de:		
8" de ø	Pza	4
4" de ø	Pza.	10

B.- Tanques de Regulación

Mano de Obra:

CONCEPTO	UNIDAD	CANTIDAD
1.-Excavación a mano para relleno hasta 2.00 mts de profundidad.	M ³	143
2.-Mamosteado de piedra brava pegando con mortero rico en cemento. Limpio dos caras.	M ³	1002
3.-Colocación de vigas de acero.	Fza	20
4.-Boveda de ladrillo de lama.	M ²	160
5.-Hormigón de 10cm de espesor y enladrillado de techo.	M ²	238
6.-Enjarre de cemento pulido en muros de bóveda con malla de alambre	M ²	448
7.-Piso de concreto de 12 cms de espesor. Con impermeabilizante integrado y pendiente del 2.5%	M ²	160
8.-Colocación de escalera marina, respiradero y escotilla.	Lote	1
9.-Drenaje para desagüe de tanques y línea de demasias.	NL	45.70

Material;

CONCEPTO	UNIDAD	CANTIDAD
1.-Piedra braza	M ³	1663.32
2.-Cemento gris	Ton	142.99
3.-Arena de río	M ³	556.87
4.-Vigas de acero		
IPR (P) 12" x 4"	Pza	16
IPR (L) 8" x 5 1/4"	Pza	4
5.-Ladrillo de lama	Mill	15.2
6.-Arena amarilla	M ³	36.83
7.-Jal	M ³	27.42
8.-Ladrillo de azotea	M ²	160
9.-Grava de 3/4"	M ³	14.76
10.-Sum. de escalera marina, escotilla y respiradero.	Lote	1
11.-Sum de tubería de A.C-5 dc; 3" de ø	ML	10.40
12.-Sum. de válvulas de compuerta de fierro fundido con brida de:		
6" de ø	Pza	1
4" de ø	Pza	2
3" de ø	Pza	2
13.-Sum. de reducciones es de fierro fundido con brida:		
6" x 4"	Pza	1
6" x 3"	Pza	2
14.-Sum. de TEE con brida de fierro fundido de 6" de ø.	Pza	2

<u>CONCEPTO</u>	<u>UNIDAD</u>	<u>CANTIDAD</u>
15.-Sum. de juntas Giboult de fierro fundido de:		
6" de ø	Pza	1
4" de ø	Pza	1
3" de ø	Pza	4
16.-Empaques de plomo de:		
6" de ø	Pza	4
4" de ø	Pza	13
3" de ø	Pza	9

C.- Red de Distribución

Mano de obra:

<u>CONCEPTO</u>	<u>UNIDAD</u>	<u>CANTIDAD</u>
1.- Levantar pavimento de empedrado.	M ²	69,262.00
2.- Reponer pavimento de empedrado	M ²	69,262.00
3.- Levantar pavimento de concreto	M ²	17,262.00
4.- Reponer pavimento	M ²	17,276.00
5.- Excavación a mano para zanja en material "B" en seco hasta 2.00mts de profundidad	M ³	12,357.00
6.- Plantilla apisonada con piso de mano en zanja con material seleccionado producto de la excavación	M ³	734.00
7.- Relleno de zanja con material seleccionado del producto de la excavación apisonado y compactado con agua en capas de 0.20mts de espesor	M ³	4,695.00
8.- Relleno de zanja a volteo con pala de mano, con material producto de la excavación.	M ³	3947.00
9.- Instalación, juntoso y prueba de tuberías de A.c-5 de:		
6" de Ø (150mm)	ML	465
4" de Ø (100mm)	ML	648
3" de Ø (75mm)	ML	1230
2" de Ø (50mm)	ML	16,342

<u>CONCEPTO</u>	<u>UNIDAD</u>	<u>CANTIDAD</u>
10.-Instalación de Piezas Especiales de fierro fundido de 2" hasta 12" de \emptyset .	Pza.	616
11.-Instalación de válvulas de compuerta de fierro fundido de :		
4" de \emptyset (100mm)	Pza.	4
3" de \emptyset (75mm)	Pza.	10
2" de \emptyset (50mm)	Pza.	147
12.-Mano de Obra y material para la construcción de cajas de operación para válvulas de compuerta, incluyendo el suministro e instalación de contramarco, marco y tapa.		
Tipo 4	Pza.	2
Tipo 3	Pza.	17
Tipo 2	Pza.	49
Tipo 1	Pza.	21

Material:

<u>CONCEPTO</u>	<u>UNIDAD</u>	<u>CANTIDAD</u>
1.-Suministro de tubería A.C. clase A-5		
6" de ϕ (150mm)	ML	465
4" de ϕ (100mm)	ML	648
3" de ϕ (75 mm)	ML	1,230
2" de ϕ (50 mm)	ML	16,342
2.-Suministro de válvulas de compuerta de fierro fundido con brida de ;		
4" de ϕ	Pza	4
3" de ϕ	Pza	10
2" de ϕ	Pza	147
3.-Suministro de piezas especiales de fierro fundido con brida cada uno y tornillos:		
Cruz de 4"	Pza	5
Cruz de 3"	Pza	10
Cruz de 2"	Pza	58
Codo de 90° en 2"	Pza	1
Codo de 22.5° en 4"	Pza	3
Codo de 22.5° en 2"	Pza	9
Codo de 11° en 6"	Pza	1
Codo de 11° en 4"	Pza	4
Codo de 11° en 3"	Pza	3
Codo de 11° en 2"	Pza	60
TEE de 6"	Pza	1
TEE de 4"	Pza	1
TEE de 2"	Pza	25
Reducciones de		
6" x 4"	Pza	2
6" x 2"	Pza	1
4" x 3"	Pza	3
4" x 2"	Pza	9
3" x 2"	Pza	21

Junta Gibout de:

6"	Pza.	1
4"	Pza.	12
3"	Pza.	20
2"	Pza.	352
Tapa Ciega de 2"	Pza.	17

4.- Empaques de Plomo de :

6"	Pza.	6
4"	Pza.	42
3"	Pza.	67
2"	Pza.	700

D. Tomas Domiciliarias

Mano de Obra :

<u>CONCEPTO</u>	<u>UNIDAD</u>	<u>CANTIDAD</u>
1.-Levantar Pavimento de Concreto	M ²	144
2.-Reposición de Pavimento de Concreto	M ²	144
3.-Levantar Pavimento de empedrado	M ²	584
4.-Reposición de Pavimento de empedrado.	M ²	584
5.-Excavación a mano para Zanjas en material clase B en seco, hasta 2.00mts de profundidad	M ³	3370
6.-Relleno de Zanjas con material seleccionado del producto de la excavación, apisonado y compactado con agua en capas de 20cms.de espesor.	M ³	4213
8.-Instalación junteo y prueba de Tubería de Polietileno densidad de 13mm. (1/2) de Ø.	ML	2340
9.-Instalación de Toma Domiciliaria de plástico flexible y fierro galvanizado.	Pza.	3900

Materiales :

<u>CONCEPTO</u>	<u>UNIDAD</u>	<u>CANTIDAD</u>
1.-Suministro de Toma Domiciliaria de plástico flexible y fierro galvanizado.	Pza.	3900
2.-Abrazadera de inserción con rosca de 1/2" a 3/4" para tubode:		
4" de Ø	Pza.	78
3" de Ø	Pza.	156
2" de Ø	Pza.	3666

CAPITULO VII

PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO.

Tendido de la Red.

Basándose en el plano que se ha elaborado para este sistema de abastecimiento, se marca en las calles del pueblo el trazo de la línea central por donde va a ir la zanja; esta línea deberá estar, en donde sea posible, a 1.20 mts. de la orilla de la banqueta, del lado de la calle según este marcado en el plano.

En las calles donde se encuentre empedrado y con concreto se quitarán las piedras y se colocarán del otro lado de la zanja. La tierra que se excave, se colocará del otro lado de la zanja. En ambos casos se deben dejar libres cuando menos una franja de 30 cms a cada lado, con el objeto de permitir el libre tránsito de los trabajadores así como para la colocación de los tubos.

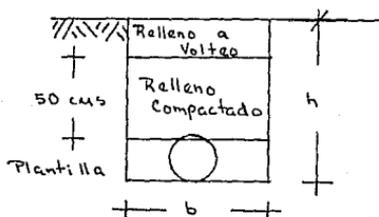
La zanja tendrá una profundidad de 1.20 mts, a fin de rellenarlos con arena ó arcilla, de tal manera que permitan que la tubería asiente en un lecho suave y uniforme, evitando el riesgo de roturas.

Las zanjas para tuberías de agua deben alinearse cuidadosamente y no es necesario una nivelación muy precisa para su colocación más bien debe cuidarse que sean suficientemente cubiertas para proteger las cargas producidas por el tráfico y evitar la congelación del agua en climas muy fríos.

La excavación puede hacerse a mano o con máquina excavadora. Si se realiza con máquina el espesor o ancho de zanja será uniforme, adquiriendo así mayor rapidez.

En la tabla siguiente se presentan los anchos y alturas de zanja recomendadas de acuerdo al diámetro del tubo:

Diámetro de la tubería.	Ancho de la zanja en cms (b).	Alto de la zanja (m) h.
2,3 y 4"	50	1.00
6 y 8"	60	1.10
10"	60	1.10
12 y 14"	70	1.20



Si se encuentra terreno muy blando, se puede dejar "puentes" de tierra de tramo en tramo, para darle más estabilidad a las paredes de la zanja.

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

En cuanto al material de los tubos, podemos decir que los hay de fundición, de asbesto-cemento y P.V.C., estos últimos son muy utilizados en tubería de diámetro pequeño.

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

La tubería se coloca empezando por el tramo mas alejado y más bajo de la red; colocando los tubos con la campana hacia la parte más alta.

Una vez terminada la colocación de las tuberías, hay que rellenar las zanjas, empezando por los extremos. Los tubos deben sentar bien en el terreno, por eso es necesario rellenar de tierra abajo de los mismos; los primeros 10 ó 20 cms de relleno deben de ser de arena ó tierra que no contengan piedras; después de esta capa, se puede rellenar con cualquier material en capas de 30 cms, muy bien apisonadas; la última capa de relleno se deja pasada del nivel de la calle, con el objeto de que el tránsito de personas, animales y vehículos al provocar asentamientos en la zona de relleno, estos sean absorbidos por el excedente que se deja.

La colocación de válvulas que va orientada a facilitar la reparación por medio del aislamiento de un circuito, deben hacerse con un fundamento de hormigón para impedir asentamientos.

Las válvulas deben disponer en una caja de registro para facilitar su manejo. En las intersecciones de tubería grandes puede haber 2, 3 y 4 válvulas en cuyo caso debe construirse, en lugar de registros, una cámara subterránea para acomodarlas todas. Estas válvulas deben ser inspeccionadas con cierta regularidad para darles mantenimiento y conservarlas en buen estado.

Todas las piezas especiales como reducciones, tee, codos y sus combinaciones requieren de una base de hormigón para evitar asentamiento y movimientos laterales producidos por la presión.

Simultáneamente a la colocación de tuberías, se puede fabricar las cajas de válvulas que generalmente se hacen de concreto, pero que puede ser de ladrillo de lama, piedra de río, ó de materiales similares que abundan en la región y de esta manera resulten más económicas.

Conexiones Domiciliare.

La última etapa de un sistema de abastecimiento es llevar a las casas, mediante las llamadas conexiones domiciliare que se hacen perforando las tuberías de las calles; este trabajo se hace mientras las tuberías presentan servicio.

Se emplea una llave de inserción que se fija a la tubería de asbesto-cemento con una abrazadera especial, debido a que este tipo de tubería no acepta rosca, apretando fuertemente contra el punto que deben ser perforados; esta perforación debe ser a 45° con la horizontal.

En la perforación de la tubería se coloca un tramo de tubería de plomo formando una "S" a fin de que este absorva cualquier movimiento que pueda tener la tubería de entrada a la casa, que actualmente se acostumbra que sea de fierro galvanizado.

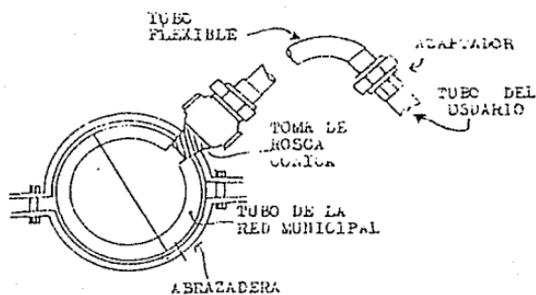
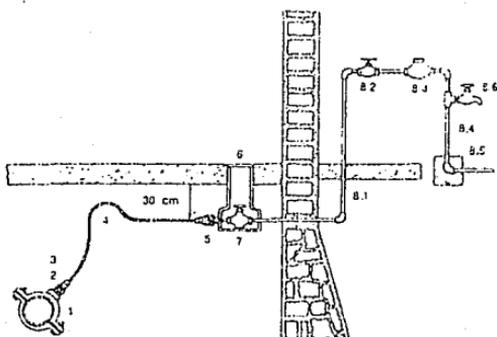


Figura 5.3 Toma domiciliaria con abrazadera.



Antes de entrar a la casa, se construye un pequeño registro donde queda instalada la "llave de banqueta" que permite controlar el sistema de tuberías de agua de la casa.

Instalación de Toma Domiciliaria:

- 1.-Derivación para toma domiciliaria
- 2.-Conector o insertor de tubo flexible
- 3.-Llave de inserción (para líneas cargada)
- 4.-Tramo de tubo flexible (PE de alta densidad)
- 5.-Conector combinado
- 6.-Caja de banqueta
- 7.-Llave de banqueta
- 8.-Cuadro del medidor
- 8.1- Tubo metálico
- 8.2- Llave de globo
- 8.3- Medidor (toma urbana)
- 8.4- Tubo metálico
- 8.5- Tapón
- 8.6- Llave de muestra

BIBLIOGRAFIA :

"ABASTECIMIENTO DE AGUA Y ALCANTARILLADO"

Ernest W. Stell.

Editorial Gustavo Gili.

"ABASTECIMIENTO DE AGUA Y REMOCION DE AGUAS RESIDUALES"

Fair, Geyer y Okun.

Volumen I.

Editorial Limusa- Wiley S.A

Apuntes tomados de las clases "Abastecimiento de Agua"

Dictadas por el Ing. Carlos Trujillo del Rio

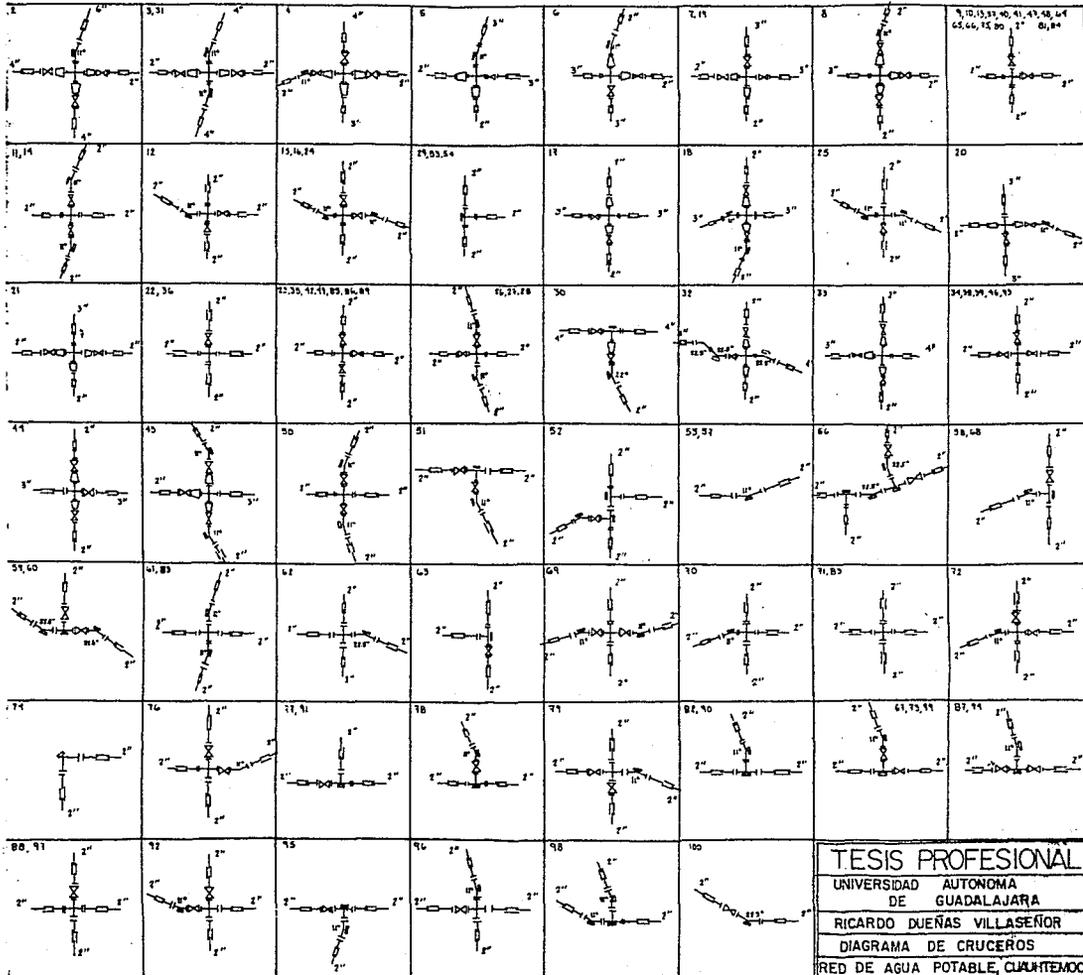
Facultad de Ingeniería de la Universidad Autónoma de

Guadalajara

Apuntes de "Abastecimiento de Agua Potable"

Ing. José Manuel Vargas Sánchez

CRUCEROS



ESTA TESIS SE IMPRIMO
EN

copiroyal SM

1991

GUADALAJARA

MATRIZ
CHAPULTEPEC SUR 54
TEL. 18-81-21 20-26-28 18-06-86

MINEVIA
AV. VALLARTA 2783
TEL. 18-60-88

COGDOMINGO
18 DE SEPTIEMBRE 700 GASETA S.A.
TEL. 18-66-66

MULBAR
AV. GORDON 181-187
TEL. 13-81-93

TEPEYAC
LOCAL 15 ZONA D

TOLSA
AV. TOLSA 340
TEL. 26-06-62

COUNTRY
CIRC. PROVIDENCIA 1077
TEL. 41-52-48

PLAZA DEL SOL
LOCAL 8 ZONA B
TEL. 21-00-81

PLAZA DEL ANGEL
LOCAL 18 ZONA D

PLAZA COLON
LOCAL 14 ZONA E

PLAZA SAN PEDRO

TEL. 29-22-21

PLAZA PATRIA
LOCAL 8 ZONA J

TEL. 41-80-88

ARABTOS
CALZ. LAZARO CARDENAS 2519 B

PARDOSIMA
AV. AMARZ 540 A

TEL. 14-83-47

CHAPULTEPEC
AV. CHAPULTEPEC SUR 449

TEL. 28-08-14

PALACIO FEDERAL
SIT. PALACIO FEG. HOSPITAL Y ALCALDIA

ALAMO
TEJERES 2000 ALAMO PND

TEL. 35-91-80

PROCURADURIA
CALZ. INDEPENDENCIA 502

TEL. 41-10-87