

1
2y. 870115

UNIVERSIDAD AUTONOMA DE GUADALAJARA

INCORPORADA A LA UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO

ESCUELA DE INGENIERIA CIVIL



TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

"PROYECTO DE REHABILITACION DEL SISTEMA DE
AGUA POTABLE EN JUANACATLAN, JAL."

TESIS PROFESIONAL

QUE PARA OBTENER EL TITULO DE
INGENIERO CIVIL

PRESENTA

ROBERTO DE ALBA RULFO ACEDO

GUADALAJARA, JAL., 1989



Universidad Nacional
Autónoma de México



UNAM – Dirección General de Bibliotecas Tesis Digitales Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS © PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

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

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

I N D I C E

Página

INTRODUCCION	1
--------------------	---

CAPITULO I

ANTECEDENTES Y NECESIDADES

1.1 ANTECEDENTES HISTORICOS	4
1.2 LOCALIZACION GEOGRAFICA.....	4
1.3 CARACTERISTICAS GENERALES DE LA LOCALIDAD.....	6
1.4 NECESIDADES DE LOS SISTEMAS DE AGUA POTABLE.....	12
1.5 CONCLUSION	13

CAPITULO II

DESCRIPCION DEL SISTEMA ACTUAL DE AGUA POTABLE

2.1 FUENTES DE ABASTECIMIENTO	14
2.2 LINEA DE CONDUCCION	16
2.3 TANQUE DE REGULARIZACION	19
2.4 RED DE DISTRIBUCION ACTUAL	20
2.5 TOMAS DOMICILIARIAS	21

CAPITULO III

REGLAMENTO Y ESPECIFICACIONES

3.1 ESPECIFICACIONES FISICAS DE TUBERIA DE PVC.....	22
3.2 ZANJAS PARA TUBERIA DE PVC (según normas SAHOP).	23
3.3 RELLENO Y PRUEBA	24
3.4 ESPECIFICACIONES PARA PIEZAS ESPECIALES Y VALVULAS	26
3.5 ESPECIFICACIONES PARA TOMAS DOMICILIARIAS	26

3.6	ESPECIFICACIONES PARA CAJAS DE OPERACIONES DE VALVULAS	27
3.7	ESPECIFICACIONES PARA TANQUES SUPERFICIALES - DE HAMPOSTERIA	28

CAPITULO IV

ESTUDIOS BASICOS PARA EL PROYECTO

4.1	LEVANTAMIENTO TOPOGRAFICO	30
4.2	LEVANTAMIENTO PREDIAL	30
4.3	LEVANTAMIENTO DE LA RED E INSTALACION EXISTENTES	31
4.4	PERIODO ECONOMICO DEL PROYECTO	31
4.5	DETERMINACION DE LA POBLACION DE PROYECTO ...	32

CAPITULO V

PROYECTO Y CALCULO DEL SISTEMA DE AGUA POTABLE

5.1	DOTACION Y CONSUMO	38
5.2	SISTEMA DE CONDUCCION	44
5.3	SISTEMAS DE DISTRIBUCION	44
5.4	SISTEMAS DE REGULARIZACION	46
5.5	CALCULO HIDRAULICO Y DE ESTABILIDAD DE LAS REDES	51
5.6	MEMORIA DESCRIPTIVA DEL PROYECTO	54
5.7	CALCULO DE LAS ESTRUCTURAS DE REGULARIZACION.	58

CAPITULO VI

VOLUMENES DE OBRA

6.1	CANTIDADES DE OBRA PARA LA REGULARIZACION ...	64
-----	---	----

	Página
6.2 CANTIDADES DE OBRA PARA LA RED DE DISTRIBUCION	65
6.3 CANTIDADES DE OBRA PARA TOMAS DOMICILIARIAS...	71

CAPITULO VII

CONCLUSIONES

CONCLUSION	72
APENDICE	73
BIBLIOGRAFIA	74

INTRODUCCION

El abastecimiento de agua ha sido una búsqueda esencial para el hombre desde las épocas más remotas; su localización sobre la superficie marcaba la habitabilidad y permanencia - en el lugar; y por tanto, era el factor decisivo para el crecimiento de las comunidades sedentarias que dieron origen a las grandes civilizaciones.

Con dicho crecimiento, aumentaban las necesidades y disminuían las fuentes, por lo que la obtención del líquido se fué convirtiendo en el problema más serio a enfrentar y cuya solución fué originando las primeras obras hidráulicas.

Uno de los datos más antiguos los tenemos en las obras de conducción que constituyen el regadío practicado por la humanidad desde los umbrales de la historia. Existen datos de que en la antigua Mesopotamia existían canales de riego, - construidos en la planicie situada entre los ríos Tigris y - Eufrates, también en Egipto se realizaron obras importantes de riego 25 siglos antes de Cristo. Se tienen datos de que - en estas civilizaciones ya existían presas y embalses cuatro siglos antes de nuestra era.

Durante la XII Dinastía, se habían realizado obras significativas como el lago artificial de Méris, destinado a la regulación de las aguas bajo Nilo. Otro dato lo constituyen unos colectores de aguas negras de Nipur, Babilonia, con una antigüedad de 3,750 años A.C.

En cuanto a la historia del abastecimiento de aguas de consumo, se sabe que las aguas superficiales de los ríos, lagos y manantiales constituyen la fuente de agua más antigua-

y los pozos son un desarrollo relativamente reciente. Se cree que el primer pozo hecho por el hombre se construyó en Matsura. Se sabe que, inicialmente, el agua de manantial es taba asociada a los ritos religiosos y se creía que tenía propiedades medicinales.

Con el pago del tiempo, las ciudades grandes se dieron cuenta de que el carácter local de suministros (pozos, manantiales y arroyos) eran inadecuados para llenar todas las demandas, entonces se vieron obligados a construir acueductos para transportar el agua de fuentes lejanas. El primer sistema público de abastecimiento, del cual se tiene noticia, es el acueducto de Jerwan, construido en Asiria, en los años 691 A.C. Posteriormente, se construyeron grandes acueductos como los de los romanos a partir del 312 A.C. Roma estaba abastecida por nueve acueductos y existían también sistemas de aguas residuales, tales sistemas de suministro pueden compararse con los sistemas modernos.

En la mayoría de las ciudades medievales que eran más pequeñas que las capitales de la antigüedad, el suministro público de agua no ameritaba obras especiales por lo que el desarrollo de estos sistemas se detuvo considerablemente.

Con la Revolución Industrial, surgió la necesidad de obras mayores y más especializadas que llevaron a la investigación y formulación de reglas que ayudaron a los proyectos-hidráulicos, creándose métodos y especificaciones respecto al flujo en canales y tuberías.

Apenas en el Siglo XIX, con el desarrollo de la producción de tubos de fierro fundido capaces de resistir a presiones internas relativamente altas, aumentaron notablemente los servicios de abastecimiento de agua.

Hasta el presente siglo, se ha implementado la produc--

ción de tuberías de diferentes propiedades mecánicas, físicas, químicas y económicas como lo son el fierro galvanizado, el asbesto-cemento (1913, Italia) y el PVC (policloruro de polivinilo, 1930 Alemania).

En nuestro país: dependiente aún de los más desarrollados, árido en la mayoría del territorio, donde el crecimiento demográfico e industrial se concentra en grandes urbes y el progreso socio-económico y cultural aumenta notablemente en algunas regiones contrastando con el grave problema de -- abandono del campo; la implementación y solución de los problemas de abastecimiento de agua sigue siendo deficiente; y en la actualidad nos encontramos con que muchos habitantes, - de ciudad y campo, carecen del elemental servicio.

Dado lo anterior, y estando convencidos de que uno de - los problemas más graves que nos afectan es el del campo en todos sus aspectos; busco orientar fundamentalmente mi trabajo hacia el medio rural. Como todos sabemos, el agua es - la necesidad esencial para toda vida, y en nuestro caso, la carencia principal del campesino y su tierra.

De acuerdo a estas motivaciones y atendiendo a las paltables necesidades de nuestro pueblo, así como un gusto especial por lo relacionado con obras Hidráulicas, he propuesto para Tema de Tesis el Proyecto de Rehabilitación del Sistema de Agua Potable de Juanacatlán, Jal. Tratando así de contribuir a la solución de un problema concreto.

CAPITULO I

ANTECEDENTES Y NECESIDADES

1.1 ANTECEDENTES HISTORICOS

La fundación de la población con el nombre de Juanacaatlán o Xoconoxtle ("lugar de cebollas") se remonta al asentamiento de algunas familias Otomíes en la Mesita a un kilómetro de Juanacatlán.

En la población se conserva una placa conmemorativa que dice: "Bajo el reino de Carlos IV se fundó esta población -- siendo Virrey de la Nueva España Don Juan de Leyva y de la Cerda y Gobernador del Reino de la Nueva Galicia el Oidor De cano Lic. Don Jerónimo Aldraz". Se supone que la fundación -- fué realizada en 1662 con la llegada de las familias extranjeras apellidadas: Brício, Graciano, Briceño.

Se considera que el abastecimiento de agua de esta población se obtenía de pozos domésticos o directamente del río Santiago, ya que se ubica a un costado de éste. La topografía del lugar, así como los materiales que constituyen el suelo, en algunas zonas de la población hacían de esta labor una tarea lenta y difícil. Más recientemente adquirían el agua potable de los asentamientos vecinos, lo que incrementa ba mucho su costo. Fué hasta 1968 que se perforó un pozo -- profundo y se colocaron algunas tuberías, lo que inició el sistema de agua potable de Juanacatlán que da origen a este proyecto.

1.2 LOCALIZACION GEOGRAFICA

Para determinar la posición de un lugar es necesario conocer la latitud y la longitud; la primera es la distancia - medida en grados sexagesimales entre un lugar de la superficie terrestre y el Ecuador, tomando de referencia a los paralelos. La "longitud" es la distancia medida en grados desde el meridiano que pasa por el lugar, hasta el meridiano de -- Greenwich.

Jalisco se ubica en la parte media occidental de la República Mexicana, entre los meridianos 101° 28' y 105° 45' - de longitud Oeste y los paralelos 18° 55' y 22° 52' latitud-Norte. (1)

La población de Juanacatlán está ubicada en la parte -- central del Estado de Jalisco a unos 37 Kms. aproximadamente de la ciudad de Guadalajara, siendo sus coordenadas geográficas: (2)

Latitud Norte	20°30' 38"
Latitud Oeste	103°10' 16"
Altura sobre el nivel del mar	1508 mts.

1.2.1 UBICACION REGIONAL

Actualmente según el gobierno del Estado de Jalisco, se divide a éste en 9 zonas regionales, las cuales se dividen - en municipios con características afines, regidas por una - cabecera regional que es la población más importante económica y socialmente. Dicha regionalización fue hecha con los - criterios de homogeneidad, funcionalidad y programación.

(1) D. de Prog. y Des., An. Reg. #2; P.D.D.S. 1979 pág. 15
 (2) SANOP, Plan de Desarrollo Urbano. G.E.J. Parte II ---
 p. 11

Juanacatlán está ubicada en la IX Zona Regional, llamada "Región de Guadalajara", que se encuentra localizada en la parte central del Estado, limita al Norte con el Estado de Zacatecas, al Sur con la región de La Barca, al Este con la región de Tepatitlán-Lagos de Moreno y al Oeste con la región de Ameca.

1.2.2 UBICACION MUNICIPAL

La región Guadalajara está formada por 11 municipios y cada municipio tiene una cabecera municipal que es la población más importante dentro de un municipio.

Juanacatlán es la cabecera de su municipio de Tonalá, al sur por Chapala y Poncitlán, al este por el municipio de Zapotlanejo, al noroeste por El Salto, al suroeste por Ixtlahuacán de los Membrillos y al sureste por el municipio de Zapatlán del Rey. (3)

1.3 CARACTERISTICAS GENERALES DE LA LOCALIDAD

1.3.1 CARACTERISTICAS OROGRAFICAS

La mayor parte del territorio jalisciense forma parte de la antiplanicie mexicana. Tiene un declive hacia el océano Pacífico y montañas en su parte media. En general, el suelo jalisciense es montañoso debido a la vigorosa cordillera de la Sierra Madre Occidental que lo atraviesa de sur a norte, así como ramificaciones que de ella se desprenden a modo de contrafuertes llamadas sierras.

El relieve del suelo jalisciense forma 4 sistemas montañosos: Sistema Septentrional (parte Norte de la Sierra Madre Occidental), Sistema de la Costa (Sierras paralelas a la

(3) D. de Prog. y Des., An. Reg. #2; P.D.D.S. 1979; pág. 15.

ESTADO DE JALISCO

7

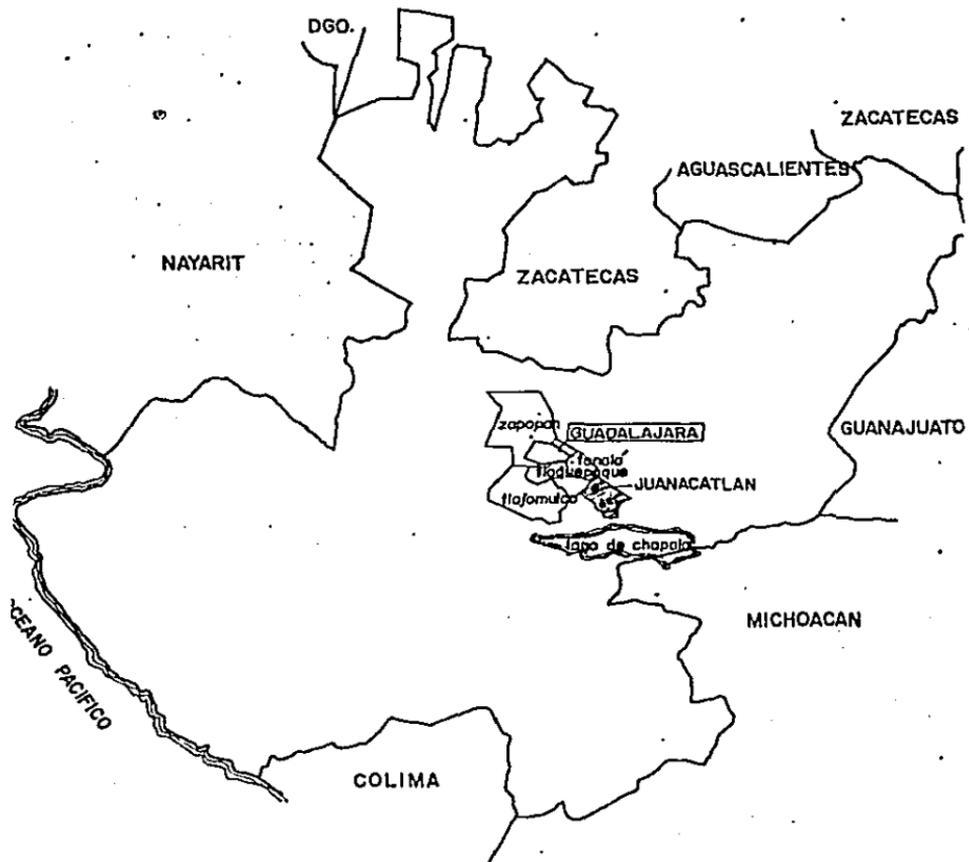


FIG No.1

Sierra Madre Occidental en la parte Oeste) y sistemas independientes (Región Este).

Juanacatlán cuenta con una topografía más o menos regular en la que predominan altitudes entre 1500 y 2100 M.S.N.M., en sus partes Centro y Este; entre 900 y 1500 M.S.N.M. (4), - a todo lo largo de su límite Sur y Oeste correspondiendo en los márgenes del Río Santiago.

1.3.2 CARACTERISTICAS HIDROGRAFICAS

En Jalisco los ríos se dividen en 3 grupos: Río Lerma--Santiago y sus numerosos afluentes, que riegan el Este y el Norte del Estado (río más importante); ríos del litoral, que desembocan en el Pacífico; ríos del Sur, que se dirigen a los Estados de Colima y Michoacán.

De los lagos y lagunas merecen ser mencionados los de: Chapala, Magdalena, Zapotlán, Cajititlán, Guadalupe y los de la depresión de Sayula.

Los recursos hidrológicos con que cuenta Juanacatlán -- son proporcionados por los ríos y arroyos que forman la subcuenca hidrológica "Río Santiago" (Verde-Atotonilco), perteneciente a la región hidrológica "Lerma-Chapala-Santiago".

1.3.3 CARACTERISTICAS CLIMATOLOGICAS

Uno de los datos más importantes de un lugar es el conocimiento del clima. Es un preponderante factor en la vida económica y social de los pueblos. Es el resultado de muchas causas combinadas, siendo las principales: La latitud, la altura, la situación, la presión atmosférica, la humedad, la vegetación y los vientos.

(4) SAHOP, Plan Mpal. Des. Urbano G.E.J., p.II, pág. 15.

En el Estado, dada su posición geográfica, extensión y aspecto orográfico, ostenta una variedad absoluta de climas.

En Juanacatlán, para la clasificación de su clima se tomaron como representativos los reportes de la Estación Climatológica de Atequiza, del municipio de Chapala, dichos reportes clasifican el clima como semi-seco en Otoño, Invierno y Primavera secos y semi-cálidos sin cambio térmico invernal bien definido. Su temperatura media anual alcanza un promedio de 21 C, teniéndose registrado como extremo una temperatura máxima de 30°C y una mínima de 4°C.

La totalidad de su territorio está ocupada por áreas de régimen pluviométrico superior a los 80 mm anuales y en promedio recibe una precipitación pluvial de 870 mm.

1.3.4 CARACTERISTICAS ECONOMICAS

La estructura económica de Juanacatlán está formada por actividades que se generan con la explotación de recursos naturales que existen en esta región como son la agricultura y la ganadería y además por los sectores de la industria y comercio.

A) AGRICULTURA

De acuerdo a su extensión territorial, este municipio ocupa el 13 lugar dentro de la subregión y representa el 3.1% del total de la misma. La actividad agrícola del municipio estuvo integrada en 1981 por 10 cultivos y 3 frutales cubriendo en conjunto una superficie de 2,543 has. del cual el 98.85% corresponde a cultivo destacando el garbanzo y el maíz, el resto 1.2% a los frutales predominando en éste la guayaba.

Las principales zonas de cultivo se localizan en la --

parte Suroeste del municipio, cubriendo en total una extensión de 5,825 has., en esta localización el principal cultivo es: avena, cacahuate, camote, caña de azúcar, frijol, garbanzo, maíz, sorgo, trigo, aguacate, guayaba y mango.

B) GANADERIA

Para su desarrollo la ganadería dispone de 4,700 has. - de zona de pastizales de regular calidad, localizados principalmente en la parte Noroeste siendo sus principales recursos ganaderos 4 especies: Bobino, porcino, aviar y caprino.

C) RECURSOS FORESTALES

Sus recursos forestales los integran 2,500 has. de zonas boscosas localizadas en potrero Tarey Gde., Tarey Chico, El Bueyander, los Mozos y el Cerro del Papantón, con especies como encino, roble, palo dulce, palo dorado y tepehua-je.

D) RECURSOS MINERALES

De recursos minerales no metálicos dispone de algunos bancos de arena que se explotan para consumo local.

E) PESCA

La pesca de agua dulce se lleva a cabo en el río Santiago capturándose especies de: bagre, carpa y rana en pequeña escala y para consumo local.

F) INDUSTRIA

En Juanacatlán existen actualmente la industria de la transformación y de la construcción. Dentro de la transformación y los principales productos que se obtienen son: La --

elaboración de productos lácteos.

Dentro de la industria de la construcción las materias-primas utilizadas son de origen local.

G) COMERCIO

Cuenta con 23 establecimientos comerciales entre los -- que predominan los giros diferentes a la venta de productos-alimenticios de primera necesidad: carnicerías, abarrotes, -misceláneas, etc.

1.3.5 CARACTERISTICAS DEMOGRAFICAS

De acuerdo con los cinco censos de población que se han llevado a cabo en esta localidad de Juanacatlán.

Con los datos de los censos anteriores se presenta la - siguiente información: (5)

AÑO	POBLACION
1940	4,195 hab.
1950	4,763 hab.
1960	5,255 hab.
1970	5,674 hab.
1980	5,935 hab.

1.3.6 VIAS DE COMUNICACION

Esta población por encontrarse cercana al corredor in--dustrial El Salto, cuenta con una vía de comunicación muy rá- pida a través del camino que se desprende del Km 22 de la --

carretera Guadalajara-Chapala, aparte de los caminos de acceso que se localizan en sus alrededores. Además cuenta también con servicios de transporte foráneo, agencia de correos, telégrafos y teléfono. (6)

1.3.7 SERVICIOS PUBLICOS

Actualmente Juanacatlán cuenta con los siguientes servicios públicos: Presidencia Municipal, Iglesia Parroquial, - dos centros de beneficencia (S.S.A. y D.I.F.), un mercado y una tienda de CONASUPO, un rastro de servicio regular, un cementerio de aproximadamente 10,220 m². Cuenta también con - dos canchas deportivas, un cine y una plaza de toros.

Se cuenta con un 85% de servicio de energía eléctrica - suministrada por la C.F.E.

El servicio de alcantarillado beneficia a un 60% de la población y el servicio de Agua Potable, satisface las necesidades de un 60% de la población aproximadamente cuando se cuenta con el agua suficiente en tiempo de lluvia.

1.4 NECESIDADES DE LOS SISTEMAS DE AGUA POTABLE

Como sabemos, uno de los servicios públicos imperativos en cualquier asentamiento humano, es el adecuado abastecimiento de agua potable que, aparte de ser el elemento esencial para la subsistencia humana, es primordial en el aseo - en general, riego y casi toda actividad productiva.

En el caso de Juanacatlán como se ha mencionado, existe un 40% de la población que carece de este servicio, necesidad de la cual parte este proyecto.

(6) DETENAL, Plano de Jalisco.

1.5 CONCLUSION

Con los antecedentes que se han mencionado, que nos ubican en la situación general de los habitantes de esta localidad y que nos dan a conocer sus necesidades principales, seconcluye que el proyecto que a continuación comenzaremos a desarrollar, pretende sencillamente, realizar el proyecto de rehabilitación del sistema de agua potable de Juanacatlán, para contribuir así, con el arma técnica, al proceso del pueblo de lograr para todos los habitantes del presente año y de los próximos, la satisfacción de una necesidad tan esencial.

CAPITULO II

DESCRIPCION DEL SISTEMA ACTUAL

DE AGUA POTABLE

2.1 FUENTES DE ABASTECIMIENTO

A continuación se hará un resumen de las fuentes de -- abastecimiento que se tiene conocimiento en base a la investigación realizada e información proporcionada por las personas encargadas.

En el año de 1968 se perforó un pozo profundo (pozo #1, plano #2) a cargo de la Secretaría de Recursos Hidráulicos, para satisfacer en forma parcial las necesidades locales y - vecinales de agua potable. En atención al curso que sigue - la tubería de 8" Ø la cual recibe la producción de la captación, antiguamente se abastecía Juanacatlán y a su vez proporcionaba agua a la población de El Salto, Jal. (cabecera - municipal) gracias a la corta distancia que existe entre ambas partes. La línea de conducción que recibía el agua proporcionaba servicio en su ruta, desprendiéndose de ella unos ramales que abastecían a Juanacatlán, y continuando hasta El Salto, Jal. Esta captación dejó de proporcionar agua y por último se azolvó.

Posteriormente viéndose en la necesidad de obtener nuevas fuentes de abastecimiento para satisfacer exclusivamente sus demandas y observando el crecimiento, desarrollo e importancia que ha ido cobrando por estar ubicada junto al corredor industrial El Salto, la Secretaría de Asentamientos Huma

nos y Obras Públicas construyó en el año de 1979 un sistema de captación y bombeo en la ribera del río Santiago, ya que la población se encuentra ubicada al margen del río siendo éste una rica fuente de abastecimiento. El agua que se extraía de dicha fuente, era impulsada por bombeo a través de una línea de 8" que llegaba a una planta de tratamiento y de ella pasaba al tanque de regularización por un tubo de 8" Ø para salir a la red de distribución con 4" Ø para su consumo.

La población de Juanacatlán se encuentra ubicada aguas-abajo del río con respecto al Corredor Industrial El Salto, y como las industrias descargan aguas residuales a dicho río, éste llegó a tener un grado de contaminación tal que ocasionó problemas para ser tratada satisfactoriamente por la planta, además con un costo demasiado alto. Por tal motivo quedó fuera de servicio dicha planta y la captación-bombeo.

2.1.1 FUENTES ACTUALES

En el año de 1981 la S.A.H.O.P. construyó un pozo que actualmente tiene un nivel dinámico de 10.50 mts. y da un gasto de 29 lts/seg, que es satisfactorio para cubrir la demanda actual, ;este se encuentra ubicado al sur de la población, cuenta con una bomba de 1,500 R.P.M. que lleva el agua al tanque de regularización a través de su línea de conducción de 1,065 mts posteriormente es distribuida por gravedad.

2.1.2 CARACTERISTICAS DE LA CAPTACION

El pozo #2 se localiza dentro de la población en el callejón Tateposco a 40 mts de distancia del camino que conduce a la ex-Hacienda de Zapotlanejo.

En su parte superior o sección cubierta del pozo tiene una área de 63.75 m² donde está construido el albergue del -

equipo de bombeo de 1,500 R.P.M. (ver anexo 2.1).

2.1.3 CALIDAD DEL AGUA

Según los resultados arrojados del análisis Físico-Químico, el agua obtenida excede las normas establecidas para la alcalinidad total, recomendándose tratar el agua con cal hidratada. (ver anexo No. 2.2)

2.2 LINEA DE CONDUCCION

a) CARACTERISTICAS

Actualmente se cuenta con una línea de conducción proveniente del pozo #2; esta línea está constituida por tubería de asbesto-cemento de 8" y 10" de ϕ alojada dentro del terreno en toda su longitud, encontrándose en buen estado de conservación.

b) CONDICIONES DE SERVICIO (A.S.N.M.) MTS.

Cota de salida de captación	1,526.56
Cota de llegada al tanque	1,560.47
Longitud total	1,065.00 mts.
Desnivel Existente	34.11 mts.

c) LOCALIZACION

Se localiza desde la captación del pozo No. 2 hasta el tanque de regularización No. 1.

d) DESCRIPCION DEL FUNCIONAMIENTO HIDRAULICO

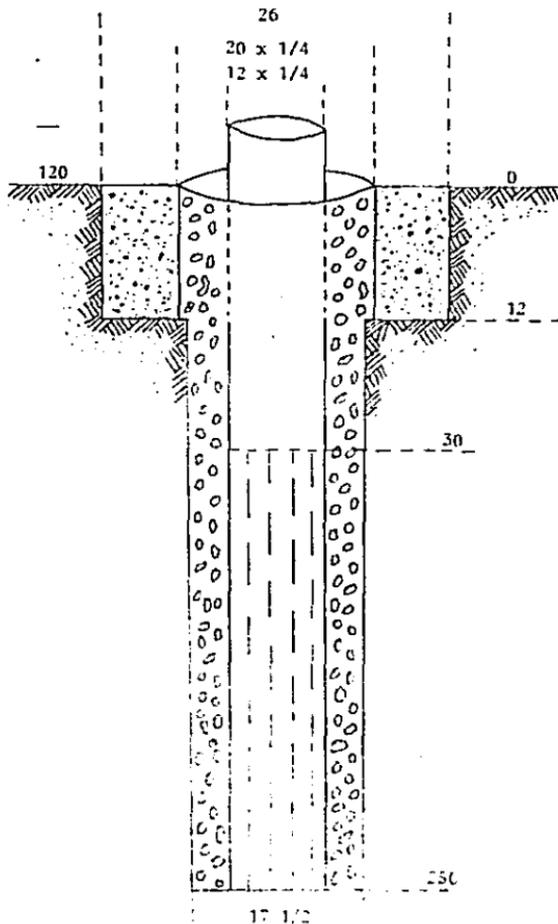
De la salida de la captación a la llegada al tanque de regularización existe un desnivel topográfico, por lo que se concluye que la línea se construyó para trabajar a presión.

LOCALIDAD: JUANACATLAN
MUNICIPIO: JUANACATLAN
ESTADO : JALISCO

17

CONDICIONES GEOHIDROLOGICAS GENERALES:

OBRA PROPUESTA: Pozo Profundo



CARACTERISTICAS DE CONSTRUCCION:

Profundidad: 250 Mts.

DIAMETROS DE PERFORACION:

De 0 a 12 Mts. 26"

De 12 a 250 Mts. 17 1/2"

TUBERIAS ADENE:

De 0 a 12 Mts. 20"x1/4" Lisa

De 0 a 30 Mts. 12"x1/4" Lisa

De 30 a 250 Mts. 12x1/4" Ranurada

FILTRO DE GRAVA: (Cantos Rodados lavada y cribada 250 mts. de 1/4 - 1/2" cementación (cello sanitario).

De 0 a 12 mts.

CONDICIONES HIDRAULICAS ESTIMADAS:

N. E. 7.85 Mts.

N. D. 10.50 Mts.

Gasto de producción obtenido 25 L.P.

Gasto requerido 18.5 L.P.S.

FECHA DE MUESTREO:
7 de Marzo de 1987

FECHA DE ANALISIS
9 de Marzo de 1982

CARACTERISTICAS GENERALES	NORMAS
Temperatura de campo <u>21.5</u> °C	
PH <u>7.6</u>	6-8
Turbiedad <u>2.3</u>	10
Color <u>5</u>	20
Dureza Total (cac03) <u>203.60 mg/lit</u>	300
Dureza de calcio <u>113.94 mg/lit</u>	
Cloruros (cl) <u>43.28 mg/lit</u>	250
Acidez (anaranjado metilo) (cac03) <u>0.00 mg/lit</u>	
Acidez total (cac03) <u>14.19 mg/lit</u>	
Alcalinidad (fenoftaleina) (cac03) <u>0.00 mg/lit</u>	
Alcalinidad total (cac03) <u>577.46 mg/lit</u>	400
Sulfatos (SO 4) <u>32.54 mg/lit</u>	250
Hierro <u>.01 mg/lit</u>	0.3
Manganeso <u>mg/lit</u>	0.3
Fluoruros (F-) <u>.54 mg/lit</u>	1.5
Silice <u>mg/lit</u>	
Sólidos totales <u>434 mg/lit</u>	500-1000
Sólidos disueltos <u>311 mg/lit</u>	500
Conductividad <u>775 Mislo/cm</u>	

OBSERVACIONES

Excede las normas establecidas para alcalinidad total.
Se recomienda tratar el agua con cal hidratada

DESCRIPCION

JUANACATLAN, JALISCO
Pozo Profundo:
(a las 48 hrs. de iniciado el aforo)

e) DESARROLLO DE TUBERIAS

La tubería de 8" \emptyset .- Inicia en el crucero H de la misma línea y termina en el tanque de regularización (de acuerdo con el plano No. 2) con una longitud de 671 mts en asbesto-cemento clase A-7.

La tubería de 10" \emptyset .- Principia en la salida del pozo No. 2 y finaliza en el crucero H con una longitud total de 394 mts en asbesto-cemento clase A-7.

2.3 TANQUE DE REGULARIZACION

El sistema de regularización cuenta únicamente con un tanque en buen estado de conservación, ubicado dentro de la población en el entronque de la calle Pensador Mexicano con Francisco Rojas. Con las características siguientes: Muros de mampostería de piedra, bóveda y losa de piso de concreto-armado; cuenta también con: unos ventanales sin protección alguna, muros cubiertos interiormente con mortero-cemento-arena, se alimenta con un tubo de Fo.Fo. de 8" \emptyset , tubos de limpieza y demasías de 4" \emptyset de Fo.Fo. y una ampliación de 4" a 6", cuenta también con un registro para su inspección y -- una válvula flotadora en la tubería de alimentación. La cota de terreno es de 1557.97 (A.S.N.M.).

2.3.1 DIMENSIONES INTERIORES Y CONDICIONES DE SERVICIO

Largo	8.35m.
Ancho	8.35m.
Altura	2.45m.
Capacidad	150 m ³
Cota de llegada (A.S.N.M.)	1,560.47
Cota de salida (A.S.N.M.)	1,557.97
Cota nivel de agua Máxima (A.S.N.M.)	1,560.32
Cota Piezométrica Mínima (A.S.N.M.)	1,558.17

Cota Piezométrica Máxima (A.S.N.M.)

1,560.32

2.4 RED DE DISTRIBUCION ACTUAL

A) Características de la red actual: (plano # 1). La conformación topográfica del terreno tiene un desnivel de 37 mts (plano #2) por lo que el sistema de distribución se diseñó para trabajar por gravedad, la red de distribución se encuentra integrada por tuberías de 8", 6", 4", 3" y 1 1/2" de \emptyset .

La tubería de 6" \emptyset recibe el agua del tanque de regulación transportandola hasta la primera caja de válvulas donde la distribuye por medio de un ramal abierto de tubería de 4" \emptyset y líneas de relleno de 3 y 1 1/2" \emptyset , continuando posteriormente por un ramal abierto de 8" \emptyset y líneas secundarias de 1 1/2" y 3" de \emptyset . Por el curso que sigue dicho ramal de 8"-se estima que es el que antiguamente transportaba el agua a la población de El Salto, Jal., y a la vez distribuía en Juacacatlán.

La tubería de la red se encuentra alojada en el terreno en un 90%, el 10% de la tubería restante es de 1 y 1/2" y se localiza a la intempería, cuenta además con válvulas deccionamiento para regular el consumo.

B) CLASE, DIAMETROS Y LONGITUD DE TUBERIAS

Red de distribución

Tubería de A-C, clase A-5 de 200 m.m. (8") \emptyset	1,653.00 m.
Tubería de A-C, clase A-5 de 150 m.m. (6") \emptyset	1,151.00 m.
Tubería de A-C, clase A-5 de 100 m.m. (4") \emptyset	991.00 m.
Tubería de A-C, clase A-5 de 75 m.m. (3") \emptyset	4,084.00 m.
Tubería de F.G. Ced-40 de 38 m.m. (1 1/2") \emptyset	<u>2,571.00 m.</u>
SUMA	10,450.00 m.

Línea conducción

Tubería de A-C, clase A-7 de 250 m.m. (10") Ø	394.00 m.
Tubería de A-C, clase A-7 de 200 m.m. (8") Ø	<u>671.00 m.</u>
SUMA	1,065.00 m.
LINEA DE CONDUCCION	1,065.00 m.
RED DE DIST.....	<u>10,450.00 m.</u>
SUMA	11,515.00 m.

2.5 TOMAS DOMICILIARIAS

La red de distribución cuenta aproximadamente con 1,300-tomas domiciliarias de un diámetro de 1/2" (13mm) que van directamente al usuario, existen también tomas que no se encuentran registradas. No se cuenta con medidores, las viviendas que se encuentran cerca del tanque de regularización toman el agua directamente de él por medio de mangueras.

No existen hidrantes en la población debido al suministro de agua intradomiciliario.

Existe actualmente un porcentaje aproximado equivalente al 30% de tomas que operan con mal servicio debido a las diferencias de la red que son causadas principalmente por lo siguiente: Insuficiencia y mala administración del bombeo - al tanque, restricción de operación del tanque, diámetro de la alimentación a la red insuficiente, pocas válvulas existentes para regular el consumo del agua, alimentación directa del tanque a determinadas tomas domiciliarias.

CAPITULO III

REGLAMENTOS Y ESPECIFICACIONES

3.1 ESPECIFICACIONES FISICAS DE TUBERIA DE P V C

En el presente proyecto se optó por la tubería de PVC - para la ampliación de la red debido a las ventajas que a continuación se mencionan:

- 1) Gran resistencia a la corrosión y al ataque químico- de álcalis y soluciones salinas.
- 2) Instalación rápida, fácil y económica.
- 3) Debido a su grado de disorción, permite la prueba h_idrostática inmediata después de su llenado.
- 4) Resistencia mecánica mayor que la de (A-C) Asbesto--Cemento.
- 5) Menor pérdida de fricción que las demás.
- 6) No se ha requerido el cambio de tuberías por daños - sufridos durante su transporte y maniobras de manejo para su instalación.
- 7) Ligereza.
- 8) Respecto al costo de suministro en los diámetros 50, 60, 75 y 700 mm. es más barata que las de A-C.

Además se ajustó la red tratando de utilizar lo mayor - posible de la tubería existente.

1) DIMENSIONES

La tubería de PVC de acuerdo a la relación diámetro-es- pesor y la presión máxima interna de trabajo, se clasifican-

en varias clases que son: (para uso de conducciones de agua) RD-26, RD-32.5, RD-41 y RD-64 de mayor a menor resistencia.

En la fabricación de tuberías se checan las dimensiones como: diámetros, espesores de pared, longitud etc., dichas dimensiones deberán cumplir con las normas SICDGN-E-12-1968.

Los tramos son de 6 mts. de longitud.

2) PRECION DE TRABAJO

Se deberá probar la tubería con una presión de trabajo sin sufrir fatigas mecánicas durante mil horas, y después se somete a presión de reventamiento. Estas pruebas representan las condiciones de la tubería en sus trabajos normales.

Las presiones de trabajo deberán ser las siguientes: (7)

RELACIONES DE DIMENSIONES RD.	PREISION MINIMA DE REVENTAMIENTO	PREISION MAXIMA DE TRABAJO
26	35.5 Kg/cm ²	11.2 Kg/cm ²
32.5	28.0 Kg/cm ²	9.1 Kg/cm ²
41	22.4 Kg/cm ²	7.1 Kg/cm ²
64	14.0 Kg/cm ²	4.5 Kg/cm ²

TABLA No. 3.2

3.2 ZANJAS PARA TUBERIA DE PVC (según normas SAHOP)

A) ANCHO DE ZANJAS

El ancho deberá ser de 50 cms más el diámetro anterior-

(7) A.M.I.T.P.A.C., Manual para instalación tub.PVC, p. 77

del tubo para tuberías con diámetro exterior menor de 50 cms.
(8)

B) PROFUNDIDAD

La profundidad de excavación será la fijada en el proyecto. Si no es así, la profundidad mínima será 70 cms para tuberías menores de 5 cms y 90 cm más el diámetro exterior para tuberías igual o menor de 90 cm de diámetro.

C) FONDO

Deberá excavarse cuidadosamente a mano las cavidades o conchas para alojar la campana o cople de las juntas de los tubos. Se deberá poner una plantilla con material que no tenga piedras ni otros objetos filosos y se compactará, su espesor será de 10 cms.

3.3 RELLENO Y PRUEBA

El relleno será con el material extraído de la excavación, pero hasta 30 cms arriba del lomo del tubo se usará tierra exenta de piedras. Este relleno será apisonado y el resto a volteo. En zonas urbanas con pavimento, todo el relleno será apisonado.

- 1) Tapará la zanja inmediatamente después de instalar la tubería hasta una altura de 60 cms. mínimo arriba de la misma dejando al descubierto las juntas.
- 2) Antes de tapar la tubería, se debe inspeccionar las juntas para evitar separaciones debido a las contracciones normales del material. Se debe probar a presión la tubería inmediatamente después de su instalación

ción, nunca debe probarse a presión la tubería que - está al descubierto especialmente en climas cálidos. En tiempos de prueba deberá tener la tubería sus --- atraques correspondientes.

- 3) Comprobar si el tramo a probar se encuentra completamente instalado, alineado y con aditamentos para la expulsión del aire en sus extremos y puntos altos. - Dependiendo de las condiciones especiales de la obra y el diámetro de las tuberías, las pruebas se efectuarán en tramos de 400 a 600 mts. Se instala una - bomba de prueba en el punto más bajo de la tubería a probar. Dicha bomba tiene un émbolo accionado a mano y provista de válvula de retención y manómetro. - Se llena cuidadosamente la tubería con agua a baja - presión a la vez que se purga para expulsar el aire de su interior. Esto se hace por lo menos 24 hrs. - antes de la prueba, para que se hidrate perfectamente. Cuando la tubería está llena y purgada se levanta la presión uniformemente hasta la presión recomendada de prueba que es 1.5 veces, arriba de la presión de trabajo: se sostiene la presión durante el - tiempo necesario para revisar toda la tubería con - cruceros y tomas domiciliarias. Si está bien instalada no deberá bajar la presión (dentro de cierta tolerancia).

Una vez terminada la prueba, se termina el rollo final de la zanja.

3.3.1 ESPECIFICACIONES PARA ATRAQUES

Los atraques se utilizan siempre que en la tubería haya cambios de dirección como las tees, codos o también en reducciones, terminales, válvulas, etc.

El tamaño y tipo de atraque depende de la presión diámetro de la tubería, tipo de suelo y tipo de accesorios.

Se pueden tomar en general las dimensiones de los atraque recomendados por SAHOP. (9)

3.4 ESPECIFICACIONES PARA PIEZAS ESPECIALES Y VALVULAS

- 1) Las piezas especiales de fierro fundido se ajustarán a las normas ASA (American Standard Association) clase 125 B16A y B-16-a, para trabajar a una presión máxima de 10.5 Kg/cm^2 . (10)
- 2) Las piezas especiales de PVC se ajustarán a las normas de trabajo SIC-DGN-E-12-1968, para presión de trabajo de 8.8 Kg/cm^2 .
- 3) Las piezas especiales de acero llevarán bridas de cara plana para una presión de trabajo de 10.5 kg/cm^2 de acuerdo con las normas de ASA B-16A:
- 4) Las válvulas de compuerta de fierro fundido serán de vástago fijo de acuerdo con las especificaciones, dimensiones y tolerancias de las normas ASA para presión de trabajo de 8.9 kg/cm^2 :

3.5 ESPECIFICACIONES PARA TOMAS DOMICILIARIAS

Las tomas domiciliarias permiten llegar el agua a los usuarios, se colocarán perforando la tubería de la red de distribución colocada bajo tierra en la calle. En la cual la conexión tipo 4-D de hidrotoma que consiste en una abrazadera de PVC que se conecta a tubería de acero galvanizado CED-40 tipo A. En la cual se colocarán las piezas necesarias para colocar una válvula de globo y una llave de rosca exteriores. (11)

(9) SAHOP, M.N.P.O.A.A.P.L.U.R.M., México 1979, pág. 64.

(10) SAHOP, Curso N-100, Tema 62.05-4 Acc. de la red y proyecto de cruceros.

(11) SAHOP, M.N.O.P.Q.A.A.P.L.U.R.M., México 1979, pág. 83.

Para llevar el control de los consumos de las tomas domiciliarias, se les instalará a éstos un medidor de agua de 13 mm.

3.6 ESPECIFICACIONES PARA CAJAS DE OPERACION DE VALVULAS

Las cajas de válvulas consisten en una caja de mampostaría de tabique que se construye abarcando las piezas de todo el crucero que contenga una o más válvulas.

Según el diámetro de la válvula mayor, el número de válvulas en el crucero y su diferente acomodo del crucero, las cajas de operación de válvulas se pueden clasificar en 13 tipos de tapa de fierro fundido y 4 tipos con tapa de concreto.

Para elegir el tipo de caja con tapa de fierro fundido de acuerdo a las necesidades, se consultará la tabla recomendada por SAHOP. (12)

3.6.1 ESPECIFICACIONES GENERALES PARA CAJAS TIPO CON TAPA - DE FIERRO FUNDIDO

- 1) El dado de operación de la válvula deberá quedar contrado con la tapa de la caja.
- 2) A los contramarcos se les soldará una varilla perimetral.
- 3) La losa del techo tendrá un espesor variable de --- acuerdo al tipo de caja, que es de 11.3 ó 16.3 cms y será de concreto reforzado de $f'c=175 \text{ Kg/cm}^2$.
- 4) La losa del piso será de 10 cms de concreto reforzado de $f'c = 150 \text{ Kg/cm}^2$.
- 5) El acero de refuerzo será corrugado de $f'c=1265 \text{ Kg/cm}^2$.

- 6) Queda a juicio del residente de la obra poner en el fondo un tubo de 50 mm de ϕ , para desaguar la caja - en caso necesario, siempre que desague a un pozo de visita.
- 7) Queda a juicio del residente de la obra el empleo de una o varias cajas tipo en un crucero, según sea el caso.

3.7 ESPECIFICACIONES PARA TANQUES SUPERFICIALES DE MAMPOSTERIA

- 1) La obra se desplantará a 60 cms de profundidad sobre el terreno firme o como máximo a 1.5 mts. de ser necesario se eliminará el material de mala calidad sustituyéndolo por otro seleccionado (grava y arena) y debidamente compactado.
- 2) CONCRETO
 - a) En plantilla de cimentación, se emplea concreto - de baja calidad $f'c = 100\text{Kg}/\text{cm}^2$. El proporcionamiento será 1:3:4 por volumen de 32 lts. de agua por saco de cemento de 50kg.
 - b) En losas de fondo y cubierta, en dalas y tapas de registro se empleará concreto normal de $f'c = 150\text{ kg}/\text{cm}^2$ con proporción volumétrica 1:2:4 y 3- lts. de agua/50kg de cemento.
 - c) La arena y la grava deberán estar libres de polvo y material orgánico y el agua de mezcla, será dulce y limpia.
 - d) El tamaño máximo de la grava será de 3.8 cms.
 - e) El recubrimiento libre mínimo será de 2cms.
 - f) La losa de fondo será colada en 2 etapas y se dará un acabado fino de cemento pulido.
 - g) Todo concreto empleado tendrá un aditivo impermeabilizante integral, festegral o similar, en proporción de 1kg por cada 50kg de cemento.

3) ACERO DE REFUERZO

Todo el acero será de grado estructural $f's = 1265 \text{kg/cm}^2$.

4) MAMPOSTERIA DE TERCERA

La piedra para mampostería deberá ser sana, no intemperizable y junteada con mortero cemento-arena en -- proporción 1:3.

5) Las tuberías para limpieza, alimentación y demasías-- deberán hacerse a medida que se levantan los muros, -- ahogándolas perfectamente en mortero para evitar fugas.

6) Los marcos y contramarcos serán de acero estructural.

7) ACABADOS

En la parte interior de los muros llevará un aplana-- do con mortero cemento-arena en proporción por volú-- men de 1:3.

CAPITULO IV

ESTUDIOS BASICOS PARA EL PROYECTO

4.1 LEVANTAMIENTOS TOPOGRAFICOS

Los levantamientos topográficos para su estudio, se dividen en:

- Planimetría o control horizontal.
- Altimetría o control vertical
- Planimetría y Altimetría simultáneas.

Para obtener una mayor precisión en el funcionamiento - hidráulico del sistema en proyecto, se realizaron levanta--- mientos topográficos para obtener la configuración del pue--- blo de Juanacatlán (plano #2).

4.2 LEVANTAMIENTO PREDIAL

El levantamiento predial es aquel que se realiza directamente en el lugar de estudios, en cada cuadra de todas las manzanas del pueblo, obteniendo de dicho estudio del tipo de construcción, número de viviendas, su uso, baldíos existentes y asentando estos datos en un plano.

El levantamiento predial nos sirve para tener un panora ma general de lo que ha crecido el pueblo y comparándolo con la red existente, sabemos cuántos habitantes carecen del ser^u vicio para proyectar las ampliaciones necesarias.

También se conoce la distribución de la población den---

tro del pueblo, y el uso de la vivienda, lo que permitirá co
nocer las necesidades del consumo de agua y se podrá determi
nar los gastos para que trabaje eficientemente.

En Juanacatlán se realizó el levantamiento predial to--
 mándose en cuenta todo tipo de construcciones.

4.3 LEVANTAMIENTO DE LA RED E INSTALACIONES EXISTENTES

Se debe realizar un levantamiento físico de todo el sig
tema de abastecimiento de agua existente y asentarlos en pla--
 nos. Dicho levantamiento sirve de base para conocer el fun--
 cionamiento y el estado de conservación de las instalaciones
 del sistema de agua actual y es indispensable para proyectar
 las ampliaciones necesarias o rehabilitaciones del sistema -
 de agua para satisfacer las necesidades de la población ac--
 tual y futura (a los 10 años como mínimo).

El levantamiento se realiza directamente en el lugar re
corriendo conjuntamente con personas de la misma población,-
 que conozcan su sistema de abastecimiento de agua perfecta--
 mente para que lo describan detalladamente y sea verídico di
cho levantamiento.

4.4 PERIODO ECONOMICO DEL PROYECTO

El período económico del diseño de las obras de agua po
table puede definirse como el tiempo durante el cual éstas -
 servirán eficientemente, en base a su capacidad y en el que-
 el capital invertido en su ejecución se recuperará, incluyen
do el correspondiente a intereses, gastos de operación, con--
 servación y administración. Sin embargo, puede suceder que-
 este principio no se cumpla, es decir, que el capital inver--
 tido no se amortice.

De aquí entonces, que se concluya que se deben conjugar

todos los factores que intervienen en un proyecto: Técnicos, legales, socio-económicos.

Por supuesto que la toma de decisiones en cuanto a fijar el período de proyecto requiere de la debida atención, - con objeto de poder ejecutar proyectos que al llevar a la práctica resulten óptimos; cuestión que se torna nada sencilla.

Las normas de proyecto recomiendan en términos generales los siguientes valores: (8)

- a) Para localidades de 2,500 a 15,000 habitantes de proyecto, de 6 a 10 años.
- b) Para localidades urbanas de 15,000 a más habitantes de proyecto, hasta 15 años de acuerdo con el estudio de factibilidad económica que se haga.
- c) Para grandes urbes de 15 a 25 años.

En atención a las condiciones físicas, económicas y sociales que presenta Juanacatlán, se tomó como período económico de diseño: 15 años.

4.5 DETERMINACION DE LA POBLACION DE PROYECTO

Para la estimación de la población de proyecto se deberá tomar en cuenta el período económico de acuerdo a la magnitud y características de la localidad por servir y el costo probable de las obras. Para el cálculo de la población - se utilizarán los métodos hasta ahora establecidos. Los procedimientos más utilizados son los siguientes:

(8) SANOP, Manual H.P.O.A.A.P.L.V.R.M., 1979; pág. 8.

- a) Método Aritmético.
- b) Método de la prolongación de la curva de crecimiento (gráfico).
- c) Método de incrementos
- d) Método de interés compuesto
- e) Método geométrico

La base para emplear cualquier de ellos, será el estudio estadístico de las localidades, que podrá obtenerse generalmente con los Censos Oficiales.

4.5.1 METODO ARITMETICO

Este método supone un crecimiento linealmente proporcional utilizando un incremento promedio de habitantes por año y se calcula la fórmula siguiente:

$$P_f = P_a + IN$$

Donde:

P_f = Población futura.

P_a = Población actual.

P_i = Población 1er. Censo.

n = Años transcurridos ÷
1er. censo y el último

N = Número de años para los
que se va a calcular la
población.

I = Crecimiento anual promedio

$$I = \frac{P_a - P_i}{n}$$

AÑO	HABITANTES
1940	4,195
1950	4,763
1960	5,255
1970	5,674
1980	5,935

$$I = \frac{5935 - 4195}{40} = 43.5 \text{ Hab/año}$$

$$P_f = 5935 + 43.5(23) = 6936 \text{ Hab.}$$

4.5.2 METODO GEOMETRICO DE INTERES COMPUESTO (MALTHUS)

La fórmula es: $P_f = P_a (1 +)^x$

Donde: P_f = Población futura

P_a = Población actual (último censo)

= Promedio de Incrementos relativos medios

(Incremento relativo medio = $\frac{\text{Incremento dec.}}{\text{Pob.inic.dec.}}$)

X = No. de período decenales a partir del año P_a

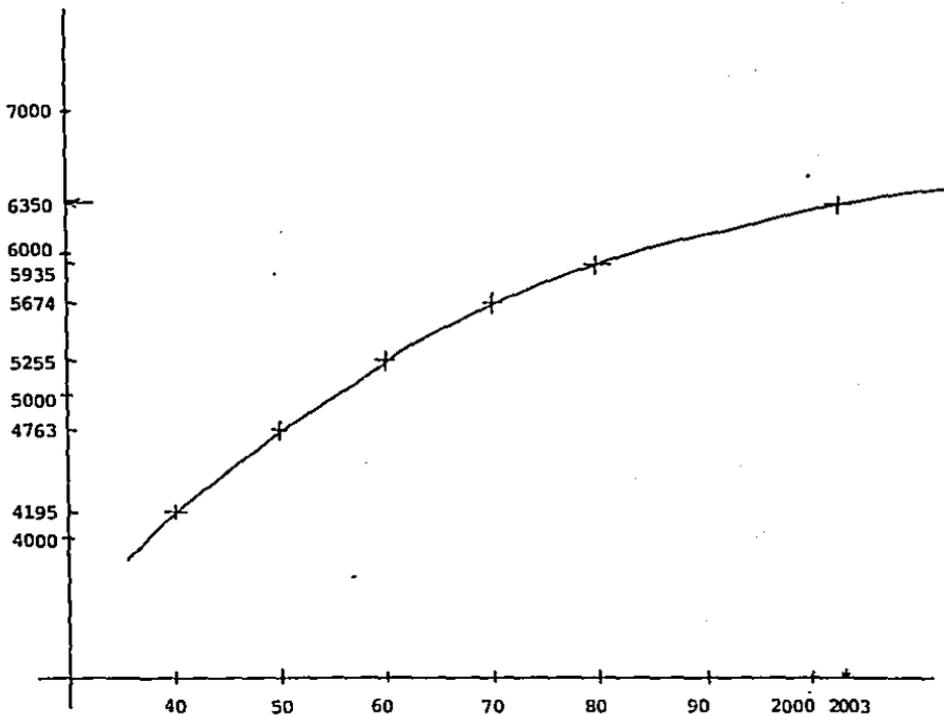
AÑO	HABITANTES	INC. POR PERIODO	VALOR DE
1940	4,195	0	0
1950	4,763	458	0.1353
1960	5,255	492	0.1032
1970	5,674	419	0.0797
1980	5,935	261	<u>0.0459</u>
		Suma	0.3641

$$\text{Promedio} = \frac{0.3641}{4} = 0.910$$

$$X = 2.3$$

$$P_f = P_a (1 +)^x \quad P_f = 5935 (1 + 0.0910)^{2.3} = 7252 \text{ Hab.}$$

$$P_f \text{ 2003} = 7252 \text{ Habitantes}$$



Población año 2003 = 6350 Habitantes.

4.5.4 METODO GEOMETRICO

Parte de la siguiente fórmula:

$$\% = \frac{P_f - P_i}{P_i}$$

Donde: % = Incremento de población.

P_f = Población final

P_i = Población inicial

$$1940 - 1950 \quad \frac{4763 - 4195}{4195} (100) = 13.53$$

$$1950 - 1960 \quad \frac{5255 - 4763}{4763} (100) = 12.32$$

$$1960 - 1970 \quad \frac{5674 - 5255}{5255} (100) = 7.97$$

$$1970 - 1980 \quad \frac{5935 - 5674}{5674} (100) = 4.59$$

$$\text{Promedio} \quad \frac{13.53 + 10.32 + 7.97 + 4.59}{4} = 9.10\% \text{ en 10 años}$$

$$\% \text{ anual} = 0.091\%$$

$$\text{Para 1981 } 5935 (1.00091) = 5940.4$$

$$\text{Incremento anual } 5940.4 - 5935 = 5.4$$

$$\text{Para el año } 2003 = 5935 + 23(5.4) = 6,059 \text{ habitantes.}$$

4.4.5 METODO DE INCREMENTOS

AÑO	HABITANTES	INCREMENTO	DIFERENCIA
1940	4195		
1950	4763	568	-76
1960	5255	492	-73
1970	5674	419	-158
1980	5935	261	
	Prom. 435	Prom. -102.3	

Población 1990 = $5935 + 435 - 102.3 = 6267.7$

Población 2000 = $6268 + 332.7 - 102.3 = 6498.1$

Población 2003 = $6498 + 302 - 30.69 = 6769$ Habitantes

4.6 POBLACION DE PROYECTO

Como se mencionó anteriormente la población de proyecto para 2003 será la pronosticada por el promedio aritmético de los resultados de los métodos descritos:

1) Aritmético	6,936
2) Geométrico de interés compuesto	7,253
3) Extensión Gráfica	6,350
4) Método Geométrico	6,059
5) Incrementos	<u>6,769</u>

$33,366 \div 5 = 6673$ Habitantes.

Población promedio en 2003 = 6673 Hab.

CAPITULO V

PROYECTO Y CALCULO DEL SISTEMA DE AGUA POTABLE

5.1 DOTACION Y CONSUMO

Todo proyecto de abastecimiento de agua potable requiere determinar el caudal necesario para abastecer una población en condiciones actuales y futuras. A dicho caudal se le llama Dotación.

5.1.1 TIPOS DE CONSUMO

En el abastecimiento de una localidad, deben ser consideradas varias formas de consumo de agua que se pueden mencionar: El doméstico, comercial, industrial, público, usos especiales, pérdida y desperdicios.

A) CONSUMO DOMESTICO

Incluye el suministro a las casas habitación, siendo el consumo en bebida, preparación de alimentos, aseo personal, limpieza de casa, lavado de ropa, excusado y jardines interiores.

Para determinar la cantidad de agua que se requiere para dicho consumo, las normas para la elaboración de proyectos de sistemas de agua potable (SAHOP) y las normas de proyecto para obras de aprovisionamiento de agua potable en localidades urbanas de la República Mexicana. (SNI) recomienda las siguientes dotaciones en promedio de función del clima y el número de habitantes considerados como población proyecto; y deberán ajustarse a sus posibilidades físicas, económicas,

sociales y políticas de dicha localidad.

<u>POBLACION DE PROYECTO</u> (HABITANTES)	<u>TIPO DE CLIMA</u>		
	<u>CALIDO</u>	<u>TEMPERADO</u>	<u>FRIO</u>
	(lt/hab/día)		
De 2,500 a 15,000	150	125	100
De 15,000 a 30,000	200	150	125
De 30,000 a 70,000	250	200	175
De 70,000 a 150,000	300	250	200
De 150,000 o más	350	300	250

Tabla No. 1 (9)

De acuerdo a estudios realizados en poblaciones rurales del Estado de Jalisco, se recomiendan las dotaciones de la tabla siguiente:

<u>POBLACION PROYECTO</u>	<u>DOTACION (Lt/hab/día)</u>
Hasta 5,000 hab.	150
De 5,000 a 10,000 hab.	
De 10,000 a 15,000 hab.	200
De 15,000 a 20,000 hab.	250

Tabla No. 2 (9)

B) CONSUMO COMERCIAL E INDUSTRIAL

Es el consumo para tiendas, bares, restaurantes, esta--

ciones de servicio, edificios comerciales y a fábricas utilizando el agua como materia prima o en procesamiento industrial, etc. Dicho consumo depende del tipo de instalaciones hidráulicas que tengan, pero en términos generales se puede considerar de 30 a 50 Lt/hab/día.

C) CONSUMO PUBLICO

Es el consumo para edificios públicos (colegios, hospitales, baños, mercados, clubs, etc) y servicios públicos -- (riego de jardines, fuentes, etc). Se puede estimar entre 50 a 70 lt/hab/día.

D) CONSUMOS ESPECIALES

Es el consumo para instalaciones deportivas, ferrocarriles y autobuses, puertos y aeropuertos, estaciones terminales, combate contra incendios, riego de árboles frutales, etc.

E) PERDIDAS Y DESPERDICIOS

Una parte considerable del caudal suministrado a una población se pierde sin obtener beneficios de ella, escapes -- por filtración, en juntas, en tuberías rotas, son pérdidas -- no computables.

Sin embargo hay pérdidas de más importancia que si pueden ser medidas son las ocurridas a instalaciones particulares válvulas en mal estado, descuidos, etc. Las pérdidas no controladas se estiman en un 15% del consumo total y en ciudades carentes de medidor han pasado del 50%.

5.1.2 DOTACION PARA JUANACATLAN

Tomando en consideración las normas de SANOP, de SRH, -

los estudios realizados de Jalisco, el consumo para animales y plantas y demás factores mencionados se optó por una dotación de 200 Lt/hab/día.

5.1.3 COEFICIENTES DE VARIACION

Existen meses en que el consumo de agua es mayor. Por otro lado dentro del mismo mes, existen días en que la demanda de agua adquiere el mayor consumo de las demás horas del día.

En general durante el día, el caudal dado por una red pública varía continuamente. En las horas diurnas el caudal supera el valor medio, alcanzando valores máximos alrededor del medio día. Durante el periodo nocturno el consumo decae, por debajo de la media, presentando valores mínimos en las primeras horas de la madrugada.

Siendo el consumo como se describió, surge la necesidad de establecer dos coeficientes que traduzcan esta variación del caudal del consumo para dimensionamiento de las diversas unidades del sistema público de abastecimiento de agua.

A) COEFICIENTE DE VARIACION DIARIA (K_1)

El coeficiente del día de mayor consumo es la relación entre el valor del consumo máximo diariamente registrado en un año y el consumo medio diario relativo a ese año en esa calidad.

Los valores de los coeficientes más comunmente usados son: (10)

- 1.2 para lugares de clima uniforme,
- 1.3 para lugares de clima variable pero ext.
- 1.5 para lugares de clima extremoso.

B) COEFICIENTE DE VARIACION HORARIA (2).

Las variaciones horarias del consumo dan origen a dicho coeficiente, correspondiente a la hora de mayor demanda. K_2 es la relación entre el valor del consumo máximo horario registrado en un año y el consumo máximo diario relativo a ese año.

Los coeficientes de variación horario pueden ser de 1.5 a 2.0 (11).

5.1.4 DETERMINACION DEL GASTO NECESARIO

Para determinar el caudal que necesita una población y dimensionar su sistema de agua potable, es necesario definir los siguientes conceptos:

A) GASTO MEDIO ANUAL (Q. Med. anual).

Es el gasto que puede considerarse como el promedio diario de la cantidad de agua usada por cada habitante y está en función de la dotación y número de habitantes.

Dicho gasto se expresa en litros/segundos y se calcula de la manera siguiente:

$$Q. \text{ MED. ANUAL} = \frac{\text{Dotación} \times \text{No. de habitantes}}{\text{No. de segundos del día}}$$

B) GASTO MAXIMO DIARIO (Q máx. diario).

Es la cantidad de agua necesaria para el consumo máximo diario registrado en un año y se calcula multiplicando el valor del gasto medio anual por el coeficiente de variación --

diaria.

$$Q \text{ MX. DIARIO} = Q \text{ med. anual} \times K_1$$

Con este gasto se calcula la fuente de abastecimiento (proyecto de captación), la línea de conducción y el tanque de regularización.

C) GASTO MAXIMO HORARIO (Q máx.hor.)

Es el caudal necesario correspondiente a la hora de mayor consumo del día de mayor consumo registrado en un año y está en relación directa al gasto máximo diario y el coeficiente de variación horaria.

$$Q \text{ MAX. HORARIO} = Q \text{ máx. diario} \times K_2$$

Con este gasto se calcula la línea de alimentación del tanque a la red y la red de distribución.

5.1.5 NECESIDADES ACTUALES EN JUANACATLAN

Las necesidades actuales son las siguientes:

Población actual estimada = 6191 hab.

Dotación = 150 l.h.d.

$$Q \text{ med. anual} = \frac{6191 \text{ hab.} \times 150 \text{ L.H.D.}}{86,400 \text{ seg.}} = 10.74 \text{ l.p.s.}$$

$$Q \text{ máx. diario} = 10.74 \text{ l.p.s.} \times 1.2 = 12.89 \text{ l.p.s.}$$

$$Q \text{ máx. horario} = 12.89 \text{ l.p.s.} \times 1.5 = 19.34 \text{ l.p.s.}$$

5.1.6 NECESIDADES DE LA POBLACION PROYECTO

Las necesidades de la población proyecto son:

Población (2003)	5,673 hab.s.
Dotación	200 L.H.D.
Q. med. anual	15.44 l.p.s.
Q. máx. diario	18.53 l.p.s.
Q. máx. horario	27.80 l.p.s.
Coefficiente de variación diaria	1.2 K_1
Coefficiente de variación horaria	1.5 K_2

La comparación de caudales actual y futura que son de - 12.70 y 18.53 l.p.s. respectivamente, con el caudal que proporciona la fuente actual (pozo #2) que es de 29 l.p.s. demuestra que ésta lo cubre ampliamente para ambas necesidades. Por lo tanto, sólo se hará las ampliaciones necesarias a la red para cubrir las deficiencias de la misma en el poblado.

5.2 SISTEMA DE CONDUCCION

En cuanto a las formas de distribución el agua en una red, depende de la situación y características de la fuente de abastecimiento y del tanque de regularización con relación a la red de tuberías en la localidad.

5.2.1 SISTEMA BOMBEO GRAVEDAD

En este sistema la captación se ubica en un punto más bajo que el tanque regulador, quedando éste arriba de la red de distribución, requiriéndose entonces impulsar el agua hasta el tanque para que escurra posteriormente a la red por gravedad. La línea de alimentación suministrará el gasto máximo horario a la red (ver dig. 5.2)

5.3 SISTEMAS DE DISTRIBUCION

La red de distribución de agua potable, es el conjunto-

de tuberías que tienen como finalidad proporcionar agua al - usuario, ya sea mediante hidrante de toma pública ó a base - de toma domiciliaria.

La distribución consta de una línea de alimentación que va del tanque de regularización al punto donde se le extrae - el gasto y una red de distribución.

A) RED EXTERIOR PUBLICA O MUNICIPAL

Que consta de tuberías primarias y secundarias, válvu- las y tomas domiciliarias.

Una red pública debe reunir ciertos requisitos para su- buen funcionamiento, siendo éstos los siguientes: (12)

- 1) Proporcionar agua inocua y sana a todos los usuarios
- 2) Suministrar agua en cantidad suficiente a todos los- usuarios para satisfacer las demandas en las horas - de mayor consumo. (Q. máx. horario).
- 3) Servicio continuo las 24 hrs. del día.
- 4) Costo accesible a la economía de los usuarios.
- 5) Las presiones disponibles en tuberías principales pa- ra localidades urbanas se admiten como mínimo 15 m.- c.a. y máximo 50 m.c.a. para localidades rurales se- admite una presión mínima de 8 a 10 m.c.a. y una má- xima de 50 m.c.a. Para localidades con desnivel ma- yor de 50 mts, las redes de distribución se proyecta- rán por zonas de tal manera que la carga estática no sobrepase los 50 m.c.a.

5.3.1 TIPOS Y FORMAS DE DISTRIBUCION

Los diferentes tipos y formas de distribución de un sis-

(12) SAHOP, Curso N-100, Clave 12.15.1.2., pág. 570-574.

tema de agua potable dependen principalmente de la topografía y planimetría del lugar, del gasto por distribuir (que - en todo caso debe ser el gasto máximo horario), de la ubicación del tanque de regulación y la procedencia del agua. Se clasifican principalmente en tres tipos:

A) RED ABIERTA

Consiste en una tubería principal, que disminuye de diámetro a medida que se aleja de la fuente o tanque de regularizador, de esta tubería parten otras de menor diámetro que completan la red.

Se recomienda en localidades pequeñas donde no es necesario instalar tubería en todas las calles, cuando la topografía y el alineamiento de las calles no permiten la formación de envolventes (circuitos) y principalmente para zonas con predios dispersos.

B) RED CERRADA

Este tipo es la más recomendada y se utiliza cuando la planimetría y topografía de la localidad permiten formar una serie de anillos y circuitos con tuberías de diámetros grandes o línea principal y una serie de tuberías de menor diámetro o secundarias lo que permite una circulación continua -- del agua y con un servicio más flexible y en caso de reparaciones se reducen al mínimo las zonas fuera de servicio.

C) RED MIXTA

Esta es la combinación de los anteriores y se utilizan cuando existen condiciones restrictivas en las dos anteriores.

5.4 SISTEMAS DE REGULARIZACION

La obra de regularización tiene por objeto transformar un régimen de aportaciones que siempre es constante, en un régimen de consumos que siempre es variable. La aportación que corresponde al gasto que proporciona la línea de conducción es constante durante 24 hrs. del día en la gran mayoría de los casos y el gasto que se consume en la red de distribución es siempre variable. Se almacena agua sobrante en el tanque cuando el caudal que se consume en la red es menor -- que la que aporta la línea de conducción y dicho almacenamiento proporciona el gasto faltante para el consumo, cuando éste es mayor que la aportación.

Los tanques se utilizan generalmente para satisfacer la función de regularización y en pocos casos, para almacenamiento y satisfacer la demanda de incendio, además deberá -- mantener una determinada presión en el agua que se le entregará.

5.4.1 TANQUE SUPERICIAL

Es el tipo más común que se construye en nuestro medio para todo tipo de localidad que exista alguna elevación natural en la proximidad de la zona urbana. Se construye generalmente con muros de mampostería con techo y piso de concreto reforzado, también se hacen de concreto armado, concreto-presforzado y metálicos.

5.4.2 CAPACIDAD DE REGULARIZACION

La capacidad de un tanque regulador depende del régimen de aportaciones el cual es constante generalmente 24 hrs. -- del día (línea de conducción a gravedad y bombeo) ó en casos excepcionales en bombeo de 20, 16, 12 y 8 horas y del régimen de demandas, de las localidades que se calcularán por métodos analíticos o gráficos. En caso de que no se tengan datos estadísticos de demanda horaria de las localidades, se --

podrá considerar la demanda representativa de las localidades según las normas de proyecto para obras de aprovisionamiento de agua potable en localidades urbanas de la República Mexicana.

La capacidad del tanque se calcula por la fórmula siguiente:

$$\text{Cap. tanque (M}^3\text{)} = (\text{Factor demanda}) \quad (Q \text{ máximo diario})$$

Las capacidades de tanques para diferentes horas de bombeo se encuentran en la tabla siguiente: (13)

TIEMPO DE BOMBEO	SUMINISTRO AL TANQUE (HRS.)	Q. DE BOMBEO	CAPACIDAD TANQUE EN M ³
De 0 a 24	24	Qmd x 1	14.56 x Qmd.
De 4 a 24	20	Qmd x 24/20	7.20 x Qmd.
De 6 a 22	16	Qmd x 24/16	15.30 x Qmd.
De 7 a 19	12	Qmd x 24/12	28.62 x Qmd.
De 7 a 15	8	Qmd x 24/8	45.90 x Qmd.

El factor de demanda para 24 horas de bombeo se calcula en la siguiente tabla: (13)

(13) SAHOP, Curso N-100, Clave 02.04. 1, pág. 485.

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

$$C = 325\% + 80\% = 405\%$$

$$C = 4.05 \times \frac{3600}{1000} = 14.58$$

5.4.3 OBRAS DE REGULARIZACION

En base a la población futura de 6,673 habitantes, y a la dotación promedio de 200 lts/hab/día, se requiere una capacidad de:

$$14.58 \times 18.53 = 270.16 \text{ aproximadamente } 270 \text{ m}^3$$

Actualmente para la población de 6,191 habitantes con una dotación de 150 lts/hab/día se requiere un tanque con capacidad de, $14.58 \times 12.89 = 188 \text{ m}^3$, por lo tanto el actual tanque no satisface las demandas presentes ni las futuras.

De lo anterior se deduce que es necesario la construcción de otro tanque de 120 m^3 que tendrá como finalidad abastecer las necesidades actuales y las futuras, conjuntamente con el aprovechamiento del tanque actual.

El tanque de proyecto quedará ubicado en el mismo lugar donde se encuentra el actual, quedando ambos intercomunicados.

Será un tanque superficial, con estructura de mampostería de piedra de 3era. en muros, vigueta de acero y bóveda de cuña en cubierta (ver fig. 5.71).

5.4.4 CONDICIONES DE SERVICIO

Tanque actual No. 1

Capacidad de regularización	150 m ³
Capacidad de llegada	1,560.67 mts.
Cota de plantilla	1,558.37 mts.
Cota de alimentación	1,558.17 mts.
Cota piezométrica	1,560.52 mts.

Cota de intercomunicación	1,558.17 mts.
Gasto máximo diario	18.59 l/s
Gasto máximo horario	27.90 l/s
Tanque proyecto No. 2	
Capacidad de regularización	120 m ³
Gasto de alimentación	27.90 l/s
Gasto máximo horario	27.90 l/s
Gasto máximo diario	18.59 l/s
Cota de llegada	1,560.67 mts.
Cota de planilla	1,558.12 mts.
Cota de alimentación	1,558.17 mts.
Cota piezométrica	1,560.52 mts.

5.5 CALCULO HIDRAULICO Y DE ESTABILIDAD DE LAS REDES

Para el cálculo de los diámetros de las tuberías en redes de distribución cerradas existen varios métodos basados en las características hidráulicas que presenta un anillo cerrado de tuberías de distribución.

Uno de los métodos más empleados es el propuesto por el Ing. Hardy Cross denominado "Método de aproximaciones sucesivas de Hardy Cross", por medio del cual se puede determinar la distribución del flujo en las tuberías.

Existen dos formas para su desarrollo:

- 1) Correcciones a los gastos, con balanceo de las cargas.
- 2) Correcciones a las cargas, con balanceo de los gastos.

En el presente trabajo sólo se usará la primer forma -- que considera que en cualquier punto el flujo total que entra es igual al flujo total que sale y además, la suma de -- pérdidas de carga del flujo en un circuito en sentido de las

manecillas del reloj es igual a la suma de las pérdidas de carga en sentido contrario a las manecillas del reloj desde el punto de vista de inyección al punto de equilibrio supuesto, sino es así, se corrigen los gastos con un factor por interacciones hasta que se cumplan las dos consideraciones antes mencionadas. La secuela de cálculo es la siguiente:

- 1) Se determina el gasto de diseño correspondiente al área que se va a alimentar, con el gasto máximo horario.
- 2) Sobre el plano de la localidad se traza la red indicando en las calles las tuberías principales y las de relleno con sus longitudes respectivas de tubería de crucero a crucero.
- 3) Se determina la longitud total de tubería.
- 4) Con el gasto de diseño y la longitud total del sistema se calcula el gasto específico (unitario) con la siguiente fórmula:

$$q' = \frac{Q \text{ máx. horario}}{\text{Longitud total red}} = \text{Lts/seg/mts.}$$

- 5) Se supone una distribución del agua de acuerdo a los escurrimientos lógicos del terreno y se fija el punto de "Los puntos de equilibrio" en la cual las cargas se deberán equilibrar. Tratándose que las longitudes de tubería en un sentido y en otro a partir del punto de equilibrio sean aproximadamente iguales, para compensar las pérdidas de carga.
- 6) Se calculan los gastos parciales en cada tramo de la red, multiplicando el gasto específico por la longitud correspondiente de cada tramo.

- 7) Se determinan los gastos acumulados sobre las tuberías principales, a partir del punto o puntos de equilibrio, en sentido contrario a la suposición de escurrimientos.
- 8) Se estiman los diámetros de las tuberías principales.

No existe un método determinado, pero se pueden utilizar:

- a) $D = 1.3 \text{ a } 1.5 \quad Q$
 $D =$ Diámetro de la tubería en pulgadas.
 $Q =$ Gasto acumulado en Lts/seg.
- b) Por norma los diámetros mínimos a utilizar para líneas principales y secundarias son: Para medio urbano de 4" y 4" respectivamente y en medio rural son 2" y 2" respectivamente.
- 9) Una vez obtenidos estos datos se procede al cálculo hidráulico por el método de Cross.

Se obtienen las pérdidas de carga por fricción por la fórmula de Manning:

$$hf = \frac{K \cdot L \cdot Q^2}{S^{1/2}}$$

que procede de:

$$Q = \frac{1.49}{n} R^{2/3} S^{1/2} \quad \text{y} \quad S = \frac{hf}{L}$$

Donde:

$hf =$ Pérdida de carga por fricción

$K =$ Constante = $10.293 \frac{n^2}{D^{16/3}}$

$L =$ Longitud en mts.

$Q =$ Gastos en $m^3/\text{seg.}$

$n =$ Coef. de rugosidad de Manning.

- 10) Se calcula la expresión siguiente: $\frac{hf}{Q}$

- 11) Se verifica que las sumas de hf (+) y (-) sean igual, - de no serlo se procederá a la corrección del gasto, por lo que se procede a realizar una o varias interacciones por medio de la aplicación de la fórmula de Cross siguiente:

$$AQ = \frac{hf}{\frac{nf}{Q}} = \frac{mts}{mts/lts/seg.}$$

Donde n = 2 por fórmula de Manning.

Esta expresión se aplicará tantas veces como se considere necesaria hasta lograr especificación (nf = ±0.01mt).

- 12) Se calculan las cotas piezométricas. A partir de cota piezométrica en el punto de alimentación de la red se restan las pérdidas por fricción obteniendo las cotas piezométricas de cada punto del circuito, checado en el punto de equilibrio fuera igual para los dos sentidos.
- 13) Se calculan las bargas disponibles. De las cotas piezométricas obtenidas anteriormente se restan las cotas del terreno y se obtiene la carga disponible. Los resultados de esta secuela se encuentran en las tablas de cálculo anexas.

El cálculo realizado permite garantizar una carga estática menor de 40mts. de columna de agua y una carga piezométrica mayor de 10mts. de columna de agua, para los cruceros en servicio.

5.6 MEMORIA DESCRIPTIVA DEL PROYECTO.

5.6.1 DATOS BASICOS

Población 1970

5674 habitantes.

Población 1980 (estimada)	5935 habitantes.
Población 2003 (proyecto)	6673 habitantes
Dotación media	200 lts/hab/día.
Gasto medio anual	15.44 L.p.s.
Gasto máximo diario	18.53 L.p.s.
Gasto máximo horario	27.80 L.p.s.
Capacidad de regulación	270 m ³
Coefficiente de variación diaria	1.2
Coefficiente de variación horaria	1.5
Fuente de abastecimiento	Pozo profundo
Operación del sistema	Bombeo al Tanque Gravedad a la red.

5.6.2 RED DE DISTRIBUCION PROYECTO

CARACTERISTICAS DEL TERRENO: El desnivel máximo existente entre la parte más alta y la más baja es de 37 mts.

LOCALIZACION: De acuerdo a las características topográficas de la población, la red se localizará en una sola zona, esta red dará servicio entre las curvas 1523 y 1560, en atención de la extensión de la población, la red principal se dividió en 4 circuitos y su sistema de distribución general será por gravedad. (ver plano No. 2).

DESCRIPCION DEL FUNCIONAMIENTO HIDRAULICO: El sistema de distribución será por gravedad a partir de los tanques No. 1 (existente) y No. 2 (proyecto) que alimenta a la red principal con un gasto equivalente al máximo horario (27.90 l.p.s.).

La alimentación será a través de la tubería de 8" de Ø (proyecto) que sale de los tanques, la cual se bifurcará en

el punto de entrega a la tubería principal de 6" de ϕ (proyecto), la misma que llevará el agua a la red. (ver plano No. 3) La tubería principal no dará servicio en su ruta.

LOCALIZACION DEL CIRCUITO No. 1: Dará servicio entre -- las curvas 1523 y 1541, localizadas en el circuito formado por las calles siguientes: Reforma, Progreso, Cayetano Montes y Donato Tovar. La red estará formada por un circuito principal de tubería de: 8, 6, y 4" de ϕ del cual se desprenden ramales de 2, 3 y 8" de ϕ : y además tendrá como líneas de relleno tuberías de 2 y 3" de ϕ . En las líneas de relleno y en los ramales se aprovecharán las tuberías existentes que satisfagan las condiciones de las demandas del proyecto (ver plano No. 3).

LOCALIZACION DEL CIRCUITO No. 2: Dará servicio entre -- las curvas 1526 y 1560, localizándose en el circuito formado por las calles de: Francisco Rojas, Progreso, Reforma y Donato Tovar. Su circuito principal está formado por la tubería principal de 6, 8 y 4" de ϕ , del cual se desprenden ramales de 2, 3 y 8" de ϕ , y sus líneas de relleno serán de 2,3 y 4" de ϕ (ver plano No. 3).

LOCALIZACION DEL CIRCUITO No. 3: Su servicio será proporcionado entre las curvas 1523 y 1560, localizándose en -- circuito formado por las confluencias de las calles: Francisco Rojas, Panteón, calle sin nombre (localizada en cruceo No. 111 y 182 según plano No. 3), y Progreso. Su red principal está integrada por tubería de 8, 6 y 4" de ϕ , con líneas de relleno de 2, 3 4 y 8" de ϕ , y se desprenden unos ramales de 2" de ϕ .

LOCALIZACION DEL CIRCUITO No. 4: Dará servicio entre -- las curvas 1524 y 1533, su localización es en el circuito -- formado por las calles de: Donato Tovar, Callejón Tateposco, y calle sin nombre (localizada en el cruceo No. 176 y 111 -

según el plano No. 3), su red principal estará integrada por tubería de 3 y 4" de ϕ , líneas de relleno de 3" de ϕ y ramales formados por tuberías de 2 y 3" de ϕ .

NOTA: La tubería que integrará la red principal y sus ramales, estará constituida además de tubería proyecto por tubería existente que satisfaga las condiciones del proyecto.

5.6.3 RESUMEN DE DIAMETROS Y CLASE DE TUBERIA

TUBERIA DE:	EXISTENTE	PROYECTO	SUMA
Asbesto Cemento clase A-5, 203 m.m. (8") ϕ	1600.00	-----	1600.00
Asbesto Cemento clase A-5, 152 m.m. (6") ϕ	1151.00	99.00	1250.00
Asbesto Cemento clase A-5, 102 m.m. (4") ϕ	795.00	-----	795.00
Asbesto Cemento clase A-5, 76 m.m. (3") ϕ	3578.00	-----	3578.00
P.V.C. clase RD-32.5 76 m.m. (3") ϕ	-----	1075.00	1075.00
P.V.C. clase RD-26 50 m.m. (2") ϕ	-----	9509.00	9509.00
	<hr/>		
Sumas	7124.00	12263.00	19387.00

Las cantidades están dadas en metros.

5.6.4 PIEZAS ESPECIALES Y VALVULAS:

En el plano de la red proyecto (plano No. 3) se encuentran señaladas las ubicaciones de las válvulas, consideradas estratégicamente para seccionar la red en casos de reparación, o para una adecuada operación de la distribución.

Las válvulas y piezas especiales a utilizar en los cruces de la red (ver plano No. 4), serán de las mismas especificaciones que se exponen en el cap. V.

5.7 CALCULO DE LAS ESTRUCTURAS DE REGULACION

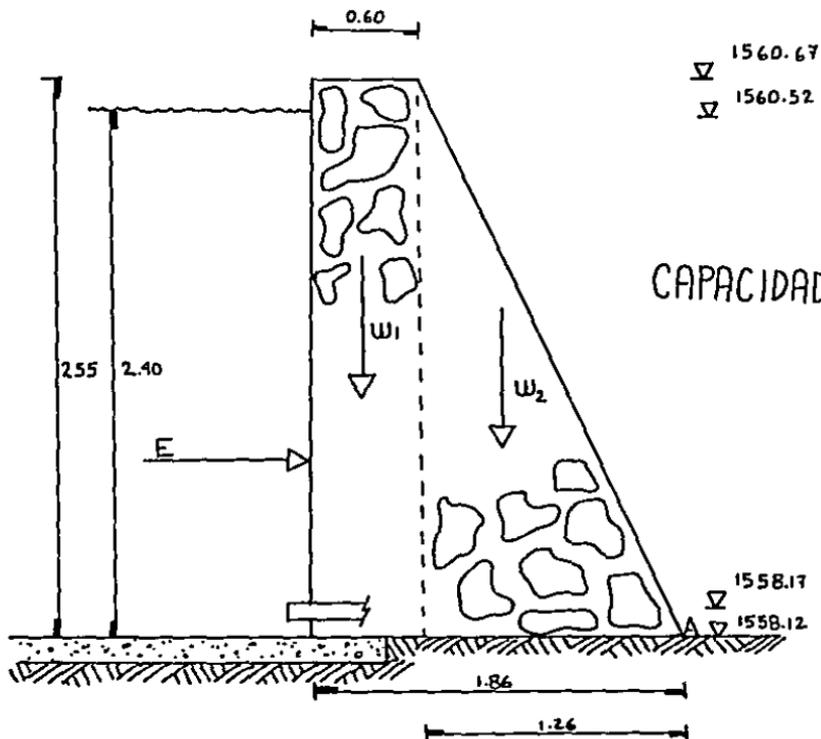
La mayoría de las estructuras que es preciso calcular en los proyectos de sistemas de agua potable son los tanques de almacenamiento y de regulación; así como, en casos muy especiales, algunos tipos de atraques que, por las condiciones del suelo y los volúmenes desplazados, precisan de alguna cimentación.

En nuestro caso, como se ha mencionado ya, es necesaria la construcción de un segundo tanque de regulación similar al existente (superficial) para el cual se ha tomado las especificaciones mencionadas en el cap. III.7

El tanque se construirá de mampostería y con cubierta de vigueta y bóveda de cuña y para el cálculo estructural se emplearán las especificaciones adoptadas por la subdirección de proyecto y la Dirección General de Construcciones de Sistemas de Agua Potable y Alcantarillado contenidas en: reglamento del Distrito Federal, Manual de Diseño de CFE, manual de Altos Hornos de México; presentando a continuación en forma general, la secuencia seguida y completando así las especificaciones para la construcción del tanque proyecto (fig.- 5.7.1)

5.7.1 SECUENCIA DE CALCULO TANQUE #2

A. Cálculo de estabilidad del muro de mampostería



Mampostería = 2400 Kg/m³

$$W1 = .6(2.55)(2400)(1) = 3672 \text{ Kg/m}^3$$

$$W2 = \frac{1.26(2.55)(2400)(1)}{2} = 3855.60 \text{ Kg/m}^3$$

$$WT = W1 + W2 \quad WT = 3672 + 3855.60 = 7527.60 \text{ Kg/m}^3$$

$$E = \frac{h^2 b}{2} \quad \frac{100(2.40)^2(1)}{2} = 2880.00 \text{ Kg.}$$

B.- Revisión por Volteo

$$MA = 0$$

$$MA = W2(.84) + W1(1.56) - 2880(.80) = WT(x)$$

$$MA = 3855.60(.84) + 3672(1.56) - 2880(.80) = 7527.60(x)$$

$$x = .89 \text{ mts. } \therefore \text{ O.K. por estar dentro del } 1/3 \text{ medio}$$

C.- Por desplazamiento

- El empuje debido al agua debe ser menor al resistente.

Coefficiente de fricción: suelo y muro $M = 0.6$

$$WT \quad E \quad 7527.60(6) = 4516.56 \quad 2880$$

\therefore O.K.

D.- Por tensión en el muro

$$\text{TOTAL} = 1 + . \quad 2 \quad \text{donde } 1 = \frac{P}{A} \quad 2 = \frac{Mc}{I}$$

$$1 = \frac{7822.80}{1.86(1)} = 4205.80 \text{ Kg/m}^2$$

$$2 = \frac{Mc}{I} \quad \text{donde } M = wr(e) \quad c = \frac{1.86}{2} - .80 = 0.13 \text{ mts.}$$

$$M = 7822.80(.13) = 1016.96 \text{ Kgm.} \quad c = \frac{1.86}{2} = .93$$

$$I = \frac{bh^3}{12} = \frac{1(1.86)^3}{12} = .5362 \text{ m}^4$$

$$2 = \frac{1016.96(0.93)}{.5362} = 1763.84 \text{ Kg/m}^2$$

DIAGRAMAS DE ESFUERZOS

E. DISEÑO DEL TANQUE DE PROYECTO #2

CAPACIDAD DE REGULACION	120 m ³
GASTO DE ALIMENTACION	29.70 lts/seg.
GASTO MAXIMO HORARIO	29.70 lts/seg.
GASTO MAXIMO DIARIO	18.59 lts/seg.
COTA DE LLEGADA	1560.67 mts.
COTA DE PLANTILLA	1558.12 mts.
COTA DE ALIMENTACION	1558.17 mts.
COTA PIEZOMETRICA	1560.52 mts.
MAMPOSTERIA DE PIEDRA	2400 kg/mt ³
LARGO	8.35 mts.
ANCHO	6.00 mts.
ALTO	2.55 mts.
VOLUMEN TANQUE	127.76 m ³
VOLUMEN REQUERIDO	120 m ³

4.- DISEÑO DE VIGAS (Fig. 5.7.1)

LONGITUD DE VIGA	6.50 mts.
SEPARACION: VIGAS	0.96 mts. F y Acero 1518 kg/cm ²
CARGA MUERTA	350 Kg.
CARGA VIVA	<u>150 Kg.</u>
	= 500 Kg.

$$\text{MAXIMO } \frac{w l^2}{8} = \frac{(500 \text{ kg/ml}) (6.5 \text{ mts})^2}{8} = 2640.63 \text{ Kgs.}$$

$$\text{MAXIMO} = 264062.50 \text{ Kg cm.}$$

$$S = \frac{264062.50 \text{ Kgcm}}{1518 \text{ Kgcm}^2} = 173.95 \text{ cm}^3 \therefore \text{I.P.R } 8 \times 4$$

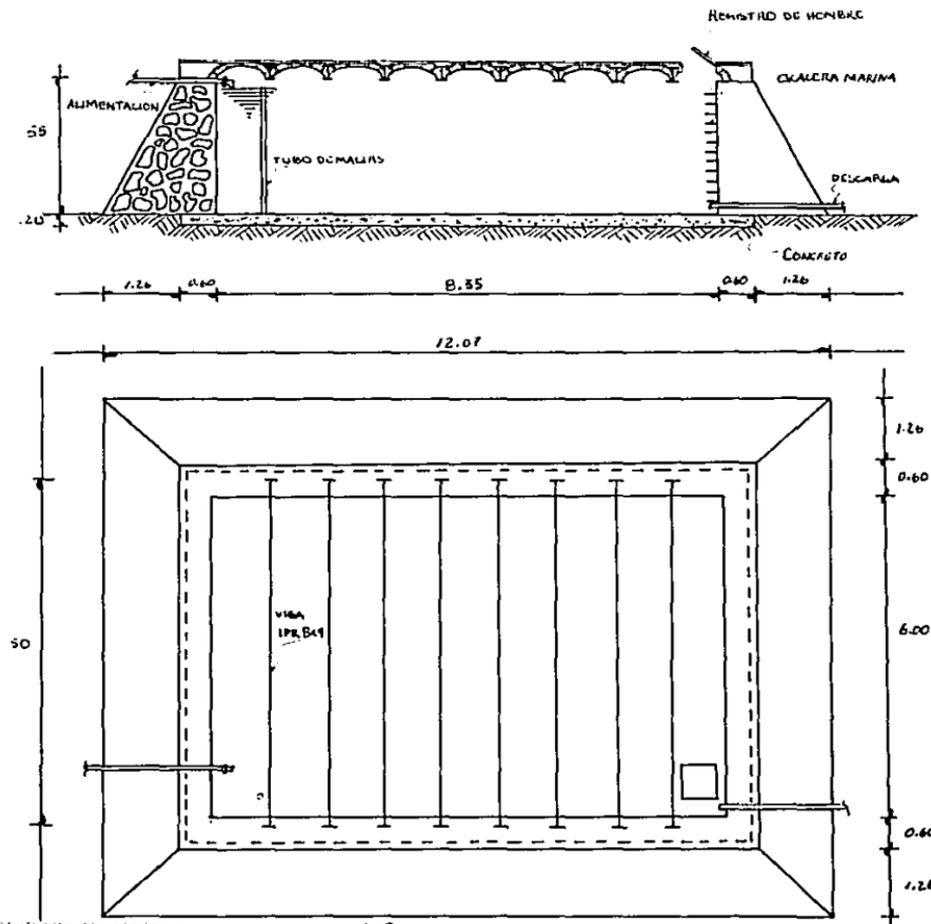
$$w = 22.32 \text{ Kg/ml}$$

$$S = 193.40 \text{ cm}^3$$

FIG. 5.7.1

TANQUE DE REGULACION # 2

CAPACIDAD 120 M³



CAPITULO VI

VOLUMENES DE OBRA

Después de realizar los estudios de campo y gabinete correspondientes al proyecto se procederá a calcular las cantidades de obra que deberán ejecutarse y en esta forma hacer una estimación lo más aproximado a la realidad.

Para la obra referida en este estudio las cantidades de obra se consideran bajo 3 partidas principales:

REGULARIZACION
RED DE DISTRIBUCION
TOMAS DOMICILIARIAS

Las cantidades de obra para estos conceptos, incluyen - la construcción de las estructuras necesarias (obra civil) y la instalación de tubería y sus piezas especiales.

A continuación se presentan las cantidades de obra correspondientes a cada concepto anteriormente citado:

6.1 CANTIDADES DE OBRA PARA LA REGULARIZACION

Tanque Superficial de Mamp. de 120 m ³ .	
1) EXCAVACIONES A MANO, EN MATERIAL "B"....	85.53 m ³ .
2) RELLENO APISONADO Y COMPACTADO	13.46 m ² .
3) PLANTILLA DE CONCRETO f'c= 150 Kg/cm2....	119.64 m ² .
4) MAMPOSTERIA DE TERCERA (PIEDRA).....	131.00 m ³ .
5) CONCRETO DE f'c= 150 Kg/cm2.....	16.53 m ³ .
6) LADRILLO DE LAVA.....	81.74 m ² .

7) IMPERMIABILIZACION SUPERFICIAL CON MORTERO CEMENTO-ARENA 1:3 Y ADITIVO INTE.....	76.50 m ² .
8) APLANADO DE MUROS.....	76.50 m ² .
9) IMPERMEABILIZACION DE CONCRETO CON ADITIVO INTEGRAL "SIKA LITE" O SIMILAR.....	33.89 m ³ .
10) VIGA IPR DE BK4 (PESADA)	1160.64 kg.
11) BANDA DE PVC PARA JUNTAS DE 15 cm. de A.	24.00 ml.
12) VENTILAS PARA TANQUE	2 PIEZAS
13) ESCALERA MARINA DE 2.70 mts.....	1 PIEZA

6.2 CANTIDADES DE OBRA PARA LA RED DE DISTRIBUCION

Las excavaciones en la red de distribución se considera un 20% en material A, 30% en material B y un 50% en material C.

Las cantidades de obra se encuentran en las tablas Nos. 6.2.1., 6.2.2, 6.2.3., 6.2.4., 6.2.5.

TUBERIA Ø	LONGITUD (M)	ANCHO CEPA (M)	RUPTURA (#12)
2"	125	0.55	68.75
4"	110	0.60	66.00
SUMA:			134.75

TABLA No. 6.2.1 RUPTURA Y REPOSICION DE EMPEDRADO

TUBO Ø	LOG. (M)	ANCHO C. (M)	RUPTURA (M2)
2"	660	0.55	363
4"	128	0.60	76.80
SUMA:			

TABLA No. 6.2.2 RUPTURA Y --
REP. DE PAVIMENTO HIDRAULICO.

TUBERIA	DIAMETRO Ø	LONGITUD (M)
(PVC) RD-26	2"	9509.00
(PVC) RD-32.5	3"	1075.00
(PVC) RD-41	4"	1580.00
(AC)CLASES A5	6"	99.00

TABLA No.6.2.3. SUMINISTRO -
DE INSTALACION DE TUBERIA.

DIAMETRO	LONG.	PROF. CEPA	ANCHO CEPA	EXCAVACION M3	PLANTILLA APISONADA	RELLENO COMPACT.	RELLENO A VOLTEO
2"	9509	0.70	0.55	3,660.96	523.00	1,218.68	1,919.28
3"	1075	1.00	0.60	645.00	64.50	129.00	491.50
4"	1580	1.00	0.60	948.00	94.80	189.60	663.60
6"	99	1.10	0.70	76.93	6.93	20.79	48.51
SUMAS:				5,330.19	689.23	1,558.07	3,082.89

TABLA No. 6.2.4 EXCAVACION Y RELLENO DE ZANJAS

TIPO	CANTIDAD	EXCAVACION	PEDACERIA DE TABIQUE	MURO DE TABIQUE	LOSA CONC. PISO f'c = 150 kg/cm ²	DALA PER PISO f'c = 175 kg/cm ²	LOSA CONC. TECHO f'c = 175 kg/cm ²	ACERO REFUERZO f'c = 1265k/c	APLANADO
	(M3)	(M3)	(M3)	(M3)	(M3)	(M3)	(M3)	(M2)	(M2)
1	13	11.05	12.48	20.15	1.30	0.611	1.105	273.00	20.02
2	3	5.76	4.53	11.25	0.45	0.183	0.453	96.00	10.80
5	16	34.88	29.76	59.52	3.04	1.104	2.624	624.00	59.84
6	1	4.73	3.45	5.69	0.35	0.176	0.500	68.00	5.20
9	4	9.24	7.00	17.12	0.72	0.264	0.596	148.00	16.80
SUMAS	37	65.66	57.22	113.73	5.86	2.338	5.278	1209.00 Kg	112.66

TABLA 6.2.5. CAJAS DE OPERACION DE VALVULAS

CANTIDADES TOTALES

1)	RUPTURA Y REPOSICION DE EMPEDRADO	134.75 m2.
2)	RUPTURA Y REPOSICION DE PAV. HCO.....	439.80 m3.
3)	EXCAVACION DE ZANJAS TOTAL.....	5,330.19 m3.
	En material tipo A (20%)	1,066.03 m3.
	En material tipo B (30%)	1,599.05 m3.
	En material tipo C (50%)	2,665.09 m3.
4)	INSTALACION DE TUBERIAS	12,263.00 ml.
5)	EXCAVACION EN ESTRUCTURA TOTAL.....	65.66 m3.
	En material tipo A (20%)	13.13 m3.
	En material tipo B (30%)	19.69 m3.
	En material tipo C (50%).....	32.83 m3.
6)	PLANTILLA APISONADA.....	32.83 m3.
7)	RELLENO COMPACTADO EN ZANJAS	1,558.07 m3.
8)	RELLENO A VOLTED EN ZANJAS	3,082.89 m3.
9)	PEDACERIA DE TABIQUE	57.22 m2.
10)	CONCRETO f'c= 150 kg/cm.....	5.85 m3.
11)	CONCRETO f'c= 175 kg/cm.....	7.62 m3.
12)	MURO DE TABIQUE	113.73 m2.
13)	ACERO DE REFUERZO	1,209.00 kg.
14)	APLANADO DE MORTERO CEMENTO-ARENA 1:5...	112.66 m2.

PARTIDA	CONCEPTO	CANTIDAD	UNIDAD
	Válvula de comp. 3"	15	pza.
	Válvula de comp. 4"	1	pza.
	Válvula de comp. 6"	1	pza.
	Válvula de comp. 8"	2	pza.
	Cruz de 3" x 2"	3	pza.
	Cruz de 3" x 3"	2	pza.
	Cruz de 4" x 3"	3	pza.
	Cruz de 4" x 4"	1	pza.
	Cruz de 6" x 2"	5	pza.
	Cruz de 6" x 3"	1	pza.
	Cruz de 6" x 4"	1	pza.

Cruz de 6" x 6	1	pza.
Cruz de 8" x 3"	4	pza.
Cruz de 8" x 4"	1	pza.
Cruz de 8" x 8"	3	pza.
Tees de 8" x 6"	2	pza.
Tees de 3" x 3"	4	pza.
Tees de 6" x 2"	2	pza.
Tees de 6" x 4"	1	pza.
Codo de 90 x 6"	2	pza.
Codo de 45 x 6"	1	pza.
Codo de 45 x 3"	3	pza.
Codo de 22 x 6"	1	pza.
Codo de 22 x 3"	2	pza.
Reducción de 3" x 2"	8	pza.
Reducción de 6" x 2"	3	pza.
Reducción de 6" x 3"	1	pza.
Reducción de 6" x 4"	1	pza.
Reducción de 8" x 3"	3	pza.
Reducción de 8" x 4"	1	pza.
Reducción de 8" x 6"	3	pza.
Reducción de 4" x 2"	..1	pza.
Extremidad de 8"	21	pza.
Extremidad de 6"	28	pza.
Extremidad de 4"	3	pza.
Extremidad de 3"	26	pza.
Junta gibault de 8"	20	pza.
Junta gibault de 6"	28	pza.
Junta gibault de 4"	3	pza.
Junta gibault de 3"	26	pza.
Tapa ciega de 2"	21	pza.
Empaque de plomo 2"	21	pza.
Empaque de plomo 3"	56	pza.
Empaque de plomo 4"	15	pza.
Empaque de plomo 6"	34	pza.
Empaque de plomo 8"	27	pza.
Tornillos 5/8 x 3"		

ESTA TESIS⁴ NO DEBE
SALIR DE LA BIBLIOTECA

Tornillos 5/8 x 2 1/2	920	pza.
Tornillos 3/4 x 3 1/2	1032	pza.
Tornillos 3/4 x 3"	164	pza.
Tornillos 5/8 x 5 1/2	69	pza.
Marco y tapa de fierro fundido para A.P. de 0.50 x 0.50 mts.	59	pza.
Adquisición de pzas. especiales de PVC rígido		
Cruz de 2" x 2"	10	pza.
Cruz de 3" x 3"	1	pza.
Cruz de 4" x 2"	3	pza.
Cruz de 4" x 3"	1	pza.
Cruz de 4" x 4"	2	pza.
Tee de 2" x 2"	25	pza.
Tee de 3" x 2"	1	pza.
Tee de 3" x 3"	1	pza.
Tee de 4" x 2"	4	pza.
Tee de 4" x 4"	1	pza.
Codo de 90 x 2"	6	pza.
Codo de 90 x 3"	1	pza.
Codo de 45 x 2"	26	pza.
Codo de 45 x 3"	3	pza.
Codo de 22 x 2"	34	pza.
Codo de 22 x 3"	1	pza.
Codo de 22 x 4"	4	pza.
Extremidad camp. 2"	18	pza.
Extremidad camp. 3"	3	pza.
Extremidad ciega 2"	41	pza.
Extremidad ciega 3"	8	pza.
Extremidad ciega 4"	6	pza.
Extremidad ciega 8"	1	pza.
Reducción camp. 3" x 2"	10	pza.
Reducción camp. 4" x 2"	5	pza.
Reducción espiga 3" x 2"	1	pza.
Tapón campana de 2"	21	pza.

Cople doble de 2"	14	pza.
Adaptador AC/PVC 3"	4	pza.
Codo briado 90 x 2"	1	pza.
Codo briado 45 x 2"	1	pza.
Codo briado 22 x 2"	3	pza.
Codo briado 22 x 4"	1	pza.

6.3 CANTIDADES DE OBRA PARA TOMAS DOMICILIARIAS

- 1) INSTALACION DE TOMAS DOMICILIARIAS DE 13 mm. \emptyset
 (1/2") 71 pzas.

CAPITULO VII

CONCLUSION

El transcurso de mis estudios, los años de universitario y de trabajo como mencioné en la introducción fueron la motivación principal para la elaboración de este trabajo.

El proyecto para un sistema de agua potable, es una -- aportación pequeña y sencilla para la implementación real de este servicio en la comunidad; ya que abarca en su mayoría - aspectos técnicos que en cierta forma no presenta mayor problema.

Los aspectos necesarios y complementarios al proyecto, - como lo son: el legal, administrativo, el económico y la -- ejecución de la obra; recaen la mayoría de las veces en nuestro país, bajo su responsabilidad de las dependencias gubernamentales.

El hecho es que ante un problema, muchas veces crítico- encontramos de alguna manera la solución la cual por diferentes circunstancias pocas veces se lleva a su ejecución; por lo consiguiente pretendo no solo la solución teórica de los problemas sino de alguna forma lograr la cooperación de ambas partes para que se lleven a su ejecución.

Este proyecto es mi primera y pequeña aportación; es un primer paso por considerar la problemática de mi país, donde creo que tanto universitarios como profesionistas integrados con ética y conciencia podemos cooperarnos mutuamente para - aportar con responsabilidad lo que nuestra Patria nos demanda.

A P E N D I C E

1. "MANUAL N.P.O.A.A.P.L.U.R.M."

MANUAL DE NORMAS DE PROYECTO DE OBRAS PARA EL ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE EN LOCALIDADES URBANAS DE LA REPUBLICA MEXICANA.
2. "S.A.H.O.P."

SECRETARIA DE ASENTAMIENTOS URBANOS Y OBRAS PUBLICAS.
3. D. DE PROG. Y DES. AN. REG. # 2: P.D.D.S.

DEPARTAMENTO DE PROGRAMACION Y DESARROLLO. ANALISIS REGIONAL # 2. PLAN DIRECTOR DE DESARROLLO SOCIOECONOMICO
4. PLAN MPAL. DES. URBANO.. G.E.J.

PLAN MUNICIPAL DE DESARROLLO URBANO. GOBIERNO DEL ESTADO DE JALISCO.
5. A.M.I.T.P.A.C.

ASOCIACION MEXICANA DE INDUSTRIAS DE TUBERIAS PLASTICAS ASOCIACION CIVIL.

BIBLIOGRAFIA

BASICOS :

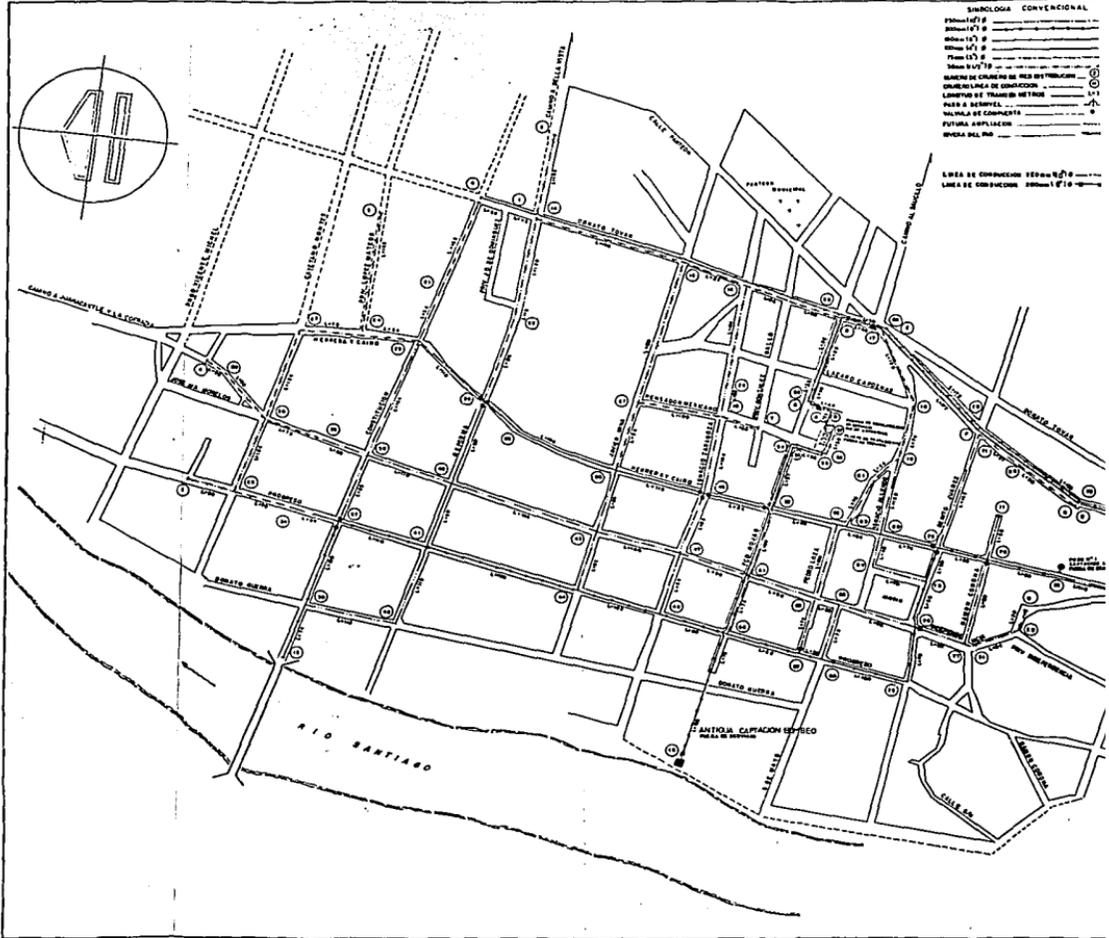
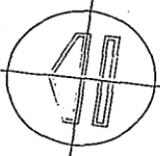
1. AZEVEDO, J.M.- ACOSTA, GUILLERMO, Manual de Hidráulica. HARLA, México, 1976.
2. KING W. HORACE, Hidráulica. TRILLAS, Mexico, 1981.
3. S.A.H.O.P., Proyecto de Obras de Abastecimiento de Agua Potable. Curso N-100 S.A.H.O.P., México.
4. S.A.H.O.P. Manual de normas de proyecto de obras para el abastecimiento de Agua potable en localidades de la República Mexicana. S.A.H.O.P. México, 1979.
5. S.A.H.O.P. Plan Municipal de Desarrollo Urbano. Gobierno del Estado de Jalisco. Departamento de Planeación y Urbanización. S.A.H.O.P. México.
6. A.M.I.T.P.A.C., Manual para la Instalación de tubería de PVC en obras de abastecimiento de Agua potable. A.M. I.T.P.A.C., México, 1981.
7. DURATON ANGER, Criterios de Diseño para el abastecimiento de Agua Potable empleando Tubería de PVC. LIMUSA, -- México, 1980.
8. S.A.H.O.P., Catálogo de Precios Unitarios. S.A.H.O.P. - México, 1983.
9. MONTES DE OCA, Topografía. REPRESENTACIONES Y SERVICIOS DE INGENIERIA, S.A. México 1981.
10. D.P.D., Plan Directo de Desarrollo Socioeconómico. Análisis Regional #2, D.P.D., México, 1979.

DE CONSULTA

11. TORRES, HERRERA FRANCISCO., Obras Hidráulicas. LIMUSA, México, 1980.
12. RAZO, JOSE L., Geografía de Jalisco.
13. ANGUIANO CORONADO, LUIS JORGE, Proyecto de rehabilitación del Sistema de Agua Potable en Techaluta Mpios M.-N. Jalisco. Tesis Profesional ITESO, Guadalajara.
14. HERRERA, ROCIO. Datos Técnicos para el Análisis, Proyecto y Desarrollo de Sistemas de Agua Potable. Tesis Profesional ITESO, Guadalajara Jal., 1983.

SIMBOLOGIA CONVENCIONAL

- Planta (1)
- Edificio (2)
- Mancha (3)
- Monte (4)
- Tanque (5)
- Mancha (6)
- Mancha (7)
- Mancha (8)
- Mancha (9)
- Mancha (10)
- Mancha (11)
- Mancha (12)
- Mancha (13)
- Mancha (14)
- Mancha (15)
- Mancha (16)
- Mancha (17)
- Mancha (18)
- Mancha (19)
- Mancha (20)
- Mancha (21)
- Mancha (22)
- Mancha (23)
- Mancha (24)
- Mancha (25)
- Mancha (26)
- Mancha (27)
- Mancha (28)
- Mancha (29)
- Mancha (30)
- Mancha (31)
- Mancha (32)
- Mancha (33)
- Mancha (34)
- Mancha (35)
- Mancha (36)
- Mancha (37)
- Mancha (38)
- Mancha (39)
- Mancha (40)
- Mancha (41)
- Mancha (42)
- Mancha (43)
- Mancha (44)
- Mancha (45)
- Mancha (46)
- Mancha (47)
- Mancha (48)
- Mancha (49)
- Mancha (50)

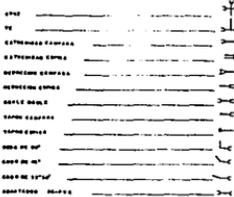


LINEA DE CONSTRUCCION TERRENO (1)

LINEA DE CONSTRUCCION EDIFICIO (2)



DIENOS CONVENCIONALES PARA PIEZAS ESPECIALES DE P.V.C



SIMBOLOGIA CONVENCIONAL PARA DISEÑO DE CAJEROS



DIENOS CONVENCIONALES PARA PIEZAS ESPECIALES DE FIERRO FUNDIDO



RESUMEN DE PIEZAS ESPECIALES DE FIERRO FUNDIDO

VALORES	CRUCES	T.E.		C.O.D.		REDUCCIONES		ESTRECHAS		LUNEBAS	
		1	2	1	2	1	2	1	2	1	2
1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2
3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3
4	4	4	4	4	4	4	4	4	4	4	4
5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5
6	6	6	6	6	6	6	6	6	6	6	6
7	7	7	7	7	7	7	7	7	7	7	7
8	8	8	8	8	8	8	8	8	8	8	8
9	9	9	9	9	9	9	9	9	9	9	9
10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10

TAMA CADA DE P. = 3125

RESUMEN DE PIEZAS ESPECIALES DE P.V.C

VALORES	CRUCES	T.E.		C.O.D.		REDUCCIONES		ESTRECHAS		LUNEBAS	
		1	2	1	2	1	2	1	2	1	2
1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2
3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3
4	4	4	4	4	4	4	4	4	4	4	4
5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5
6	6	6	6	6	6	6	6	6	6	6	6
7	7	7	7	7	7	7	7	7	7	7	7
8	8	8	8	8	8	8	8	8	8	8	8
9	9	9	9	9	9	9	9	9	9	9	9
10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10

CODOS BARRAS: 90° P. 1, 90° P. 2, 45° P. 1, 45° P. 2, 45° P. 3, 45° P. 4

UNIVERSIDAD AUTONOMA DE GUADALAJARA

ESCUOLA DE INGENIERIA

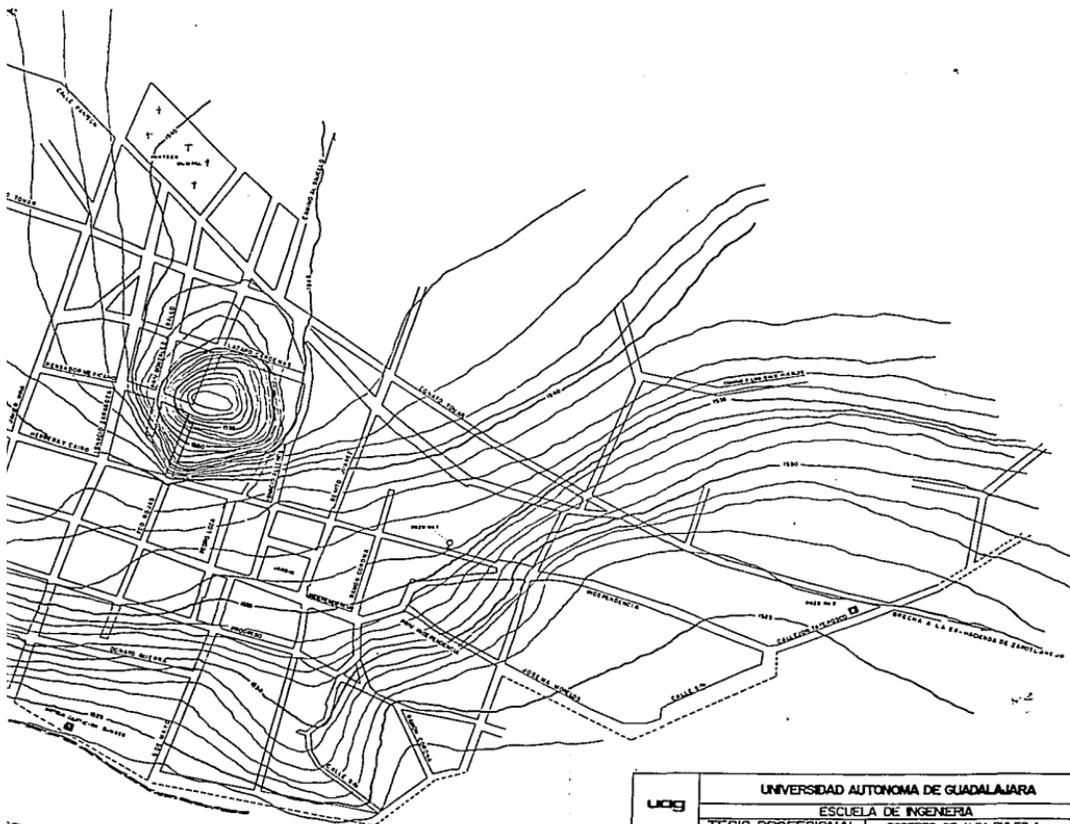
TESIS PROFESIONAL ROBERTO DE ALBA RUIFO A.

PROYECTO DE REHABILITACION DE AGUA POTABLE EN JUANACATLAN, JALISCO.

DISEÑO DE CAJEROS Y RESECCION DE PIEZAS ESPECIALES

GUADALAJARA, JALISCO, NOVIEMBRE 1968 ESCALA PLANO Nº 4





	UNIVERSIDAD AUTÓNOMA DE GUADALAJARA	
	ESCUELA DE INGENIERIA	
PROYECTO DE REHABILITACION DE AGUA POTABLE EN GUANACITLAN, JAL.	TESIS PROFESIONAL	ROBERTO DE ALBA RUIFO A.
LEVANTAMIENTO TOPOGRAFICO		

65

GUADALAJARA, JALISCO. NOVIEMBRE 1988 ESCALA PLANO Nº 2

SÍMBOLOS CONVENCIONALES RED AGUA POTABLE

200 mm 1 1/2" Ø	-----
150 mm 1 1/4" Ø	-----
100 mm 1 1/8" Ø	-----
75 mm 1 1/4" Ø	-----
50 mm 1 1/8" Ø	-----

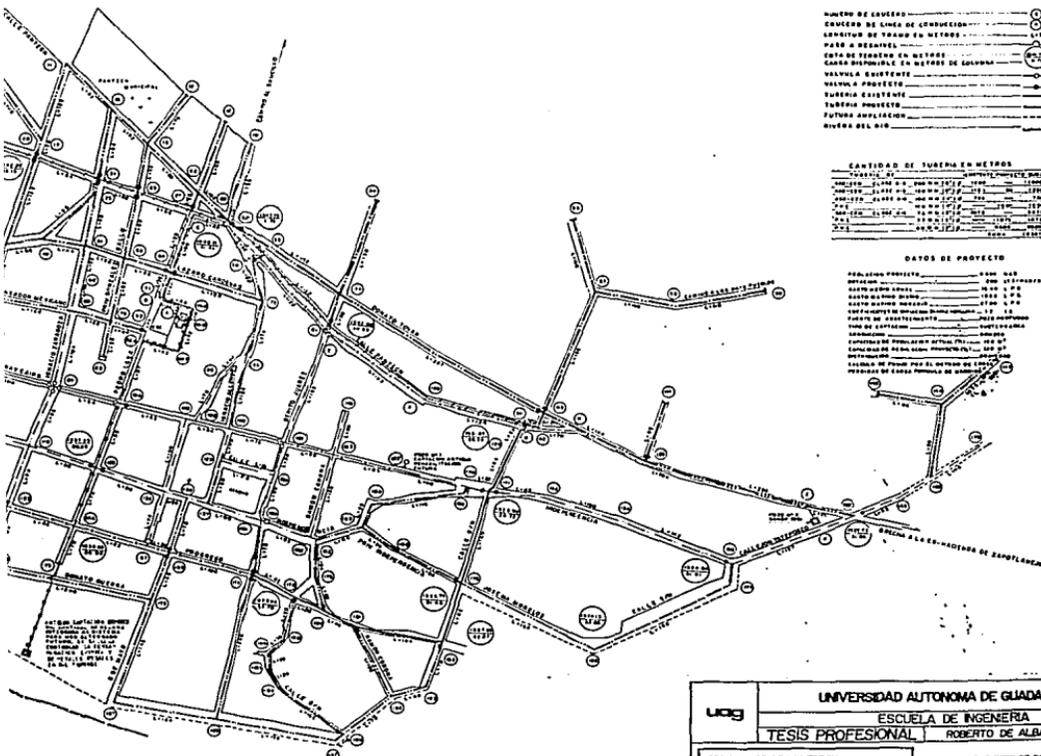
NÚMERO DE CUADRO	○
CONEXIÓN DE LÍNEA DE CONDUCCIÓN	○
CONEXIÓN DE TRAMO EN METROS	○
PUNTO DE RESERVA	○
CARTE DE TENDENCIA EN METROS	○
CANTO INDETERMINABLE EN METROS DE CONDUCCIÓN	○
VALVULA SUJETA	○
BOQUINA PROYECTADA	○
BOQUINA EXISTENTE	○
TURBINA PROYECTADA	○
TURBINA EXISTENTE	○
BOQUINA DEL RIO	○

CANTIDAD DE TUBERÍA EN METROS

TUBERÍA Ø	CANTIDAD METROS	Ø
200 mm	1,400	1 1/2"
150 mm	2,400	1 1/4"
100 mm	3,400	1 1/8"
75 mm	1,400	1 1/4"
50 mm	1,400	1 1/8"
TOTAL	10,000	

DATOS DE PROYECTO

PERÍMETRO PROYECTO	1,400	M
PERÍMETRO EXISTENTE	1,400	M
CANTO AL TUBO Ø 200	1,400	M
CANTO AL TUBO Ø 150	1,400	M
CANTO AL TUBO Ø 100	1,400	M
CANTO AL TUBO Ø 75	1,400	M
CANTO AL TUBO Ø 50	1,400	M
TOTAL	10,000	M



	UNIVERSIDAD AUTÓNOMA DE GUADALAJARA	
	ESCUELA DE INGENIERÍA	
	TESIS PROFESIONAL	ROBERTO DE ALBA RUIFO A.
PROYECTO DE REHABILITACION DE AGUA POTABLE EN GUANACUALI, GDL.		PROYECTO DE REAVISTACION AMPLIACION DE LA RED
5-1 H 72	GUADALAJARA, JALISCO.	NOVIEMBRE 1988
	ESCALA	PLANO Nº 3