



# UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO

ESCUELA NACIONAL DE ESTUDIOS  
PROFESIONALES "ACATLAN"

ANÁLISIS HIDRÁULICO DE LOS TANQUES DE  
REGULARIZACIÓN DEL SISTEMA DE ABASTECIMIENTO  
DE AGUA POTABLE EN LAS COLONIAS JACARANDAS,  
EJIDAL, MONTE BLANCO, LAGOS SANTA ISABEL,  
SAN RAFAEL Y FELIPE ANGELES EN LA CIUDAD DE  
CELAYA, GTO.

SEMINARIO TALLER EXTRACURRICULAR  
QUE PARA OBTENER EL TITULO DE:  
**INGENIERO CIVIL**  
**P R E S E N T A :**  
ROMUALDO SÁNCHEZ GARITA

ASESOR M. EN C. RAÚL PINEDA OLMEDO.

ENERO 2004





Universidad Nacional  
Autónoma de México

Dirección General de Bibliotecas de la UNAM

**Biblioteca Central**



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

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

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

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

ESTA TESIS NO SALE  
DE LA BIBLIOTECA

## **AGRADECIMIENTOS.**

*A mis padres por su apoyo incondicional durante todo el tiempo que duraron mis estudios, " muchas gracias por su cariño y comprensión".*

*A mis hermanos, por su interés por que terminara mi tesis, y por su apoyo en problemas fuera del ámbito escolar, por eso muchas gracias " los quiero mucho".*

*A todos ellos, pero sobre todo. Gracias a Dios por haberme permitido cumplir con esta gran meta establecida en mi vida, recordando un pensamiento que leí en un documento de una amiga el cual en resumen dice "Te puedes olvidar de todo menos de Dios".*

*A mis profesores que fueron la base de la carrera, por que sin ellos no podría haber llegado hasta aquí. "gracias por transmitir su conocimiento y ayudar a formar mejores ciudadanos"*

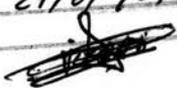
*A mis amigos por su compañerismo y apoyo en los momentos difíciles. "Espero contar siempre con su sincera amistad"*

Autorizo a la Dirección General de Bibliotecas de la UNAM a difundir en formato electrónico e impreso el contenido de mi trabajo recepcional.

NOMBRE: ROMUALDO SANCHEZ

GARZA

FECHA: 29/01/04

FIRMA: 

**SEMINARIO TALLER EXTRACURRICULAR DE APOYO A LA TITULACION  
SISTEMAS DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE**

**ANÁLISIS HIDRÁULICO DE LOS TANQUES DE REGULARIZACION DEL SISTEMA DE  
ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE EN LAS COLONIAS JACARANDAS, EJIDAL,  
MONTE BLANCO, LAGOS, SANTA ISABEL, SAN RAFAEL Y FELIPE ANGELES EN LA  
CIUDAD DE CELAYA, GTO.**

**INDICE**

<b>PROLOGO.</b> .....	1
<b>INTRODUCCIÓN.</b> .....	3
<b>CAPITULO 1 ANTECEDENTES GENERALES</b>	
1.1 MEDIO FÍSICO. ....	5
1.2 PERFIL SOCIODEMOGRÁFICO. ....	8
1.3 INFRAESTRUCTURA SOCIAL Y DE COMUNICACIONES. ....	10
1.4 ACTIVIDADES ECONÓMICAS. ....	13
<b>CAPITULO 2 DATOS BÁSICOS DEL PROYECTO.</b>	
2.1 ESTUDIOS PRELIMINARES. ....	14
2.2 RECOPIACIÓN Y ANÁLISIS DE LA INFORMACIÓN. ....	14
2.3 DETERMINACION DE LOS DATOS BÁSICOS DEL PROYECTOL. ....	14
2.4 CONSUMO Y DOTACIÓN. ....	15
2.5 COEFICIENTE DE VARIACIÓN DIARIA Y HORARIA. ....	16
2.6 GASTO MEDIO, GASTO MÁXIMO DIARIO Y GASTO MÁXIMO HORARIO.....	16
2.7 DETERMINACIÓN DE LA DEMANDA ACTUAL.....	18
<b>CAPITULO 3 DESCRIPCION GENERAL DEL PROYECTO.</b>	
3.1 UBICACIÓN.....	21
3.2 FUENTES DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE. ....	21

3.3	OBRA DE TOMA .....	23
3.4	CONDUCCIÓN .....	24
3.5	TÁNQUE DE REGULACIÓN .....	28
3.6	LÍNEA DE ALIMENTACIÓN.....	28
3.7	REDES DE DISTRIBUCIÓN.....	29

#### **CAPITULO 4 TANQUES DE REGULARIZACIÓN.**

4.1	CLASIFICACIÓN.....	31
4.1.1	TANQUES SUPERFICIALES.....	32
4.1.2	TANQUES ELEVADOS .....	33
4.2.0	LOCALIZACIÓN DE LOS TANQUES.....	35
4.2.1	DATOS TOPOGRÁFICOS.....	36
4.3.0	CAPACIDAD DE LOS TANQUES.....	38
4.3.1	COEFICIENTE DE REGULACIÓN.....	38
4.3.2	DIMENSIONAMIENTO DEL TANQUE DE REGULACIÓN.....	39
4.3.3	ACCESORIOS DE LOS TANQUES.....	40
4.4.0	ACCESORIOS BÁSICOS EN UN TANQUE SUPERFICIAL.....	40
4.4.1	ACCESORIOS BÁSICOS EN UN TANQUE ELEVADO.....	44

#### **CAPITULO 5 CALCULO HIDRÁULICO DE LOS TANQUES DE REGULACIÓN DEL PROYECTO.**

5.1.0	TANQUE SUPERFICIAL LA GAVIA.....	46
5.2.0	CALCULO DEL VOLUMEN DEL TANQUE.....	46
5.2.1	METODO ANALÍTICO .....	46
5.3.0	DISEÑO HIDRÁULICO DEL TANQUE ELEVADO UBICADO EN LA COLONIA JACARANDAS.....	55
5.3.1	DATOS GENERALES DEL POZO .....	55
5.3.2	CARCAMO DE BOMBEO .....	56
5.3.3	DIMENSIONAMIENTO DEL CARCAMO DE BOMBEO .....	58
5.3.4	CALCULO HIDRÁULICO DEL TANQUE ELEVADO.....	58
5.4.0	DISEÑO DE POZOS PROFUNDOS .....	60
5.4.1	DEFINICIONES .....	61

5.5.0	PROPUESTA DEL DISEÑO HIDRÁULICO DEL POZO PROFUNDO LA GAVIA 8 .....	66
5.5.1	CÁLCULO DEL DIÁMETRO DEL ADEME .....	67
5.5.2	CÁLCULO DEL DIÁMETRO DEL CONTRA ADEME.....	67
5.5.3	CÁLCULO DEL DIÁMETRO DEL CONTRA ADEME CONSIDERANDO LA CEMENTACION.....	68
5.5.4	CÁLCULO DEL CEDAZO DE INFILTRACIÓN .....	68
5.5.5	CÁLCULO DEL NÚMERO DE TAZONES .....	70
5.5.6	CÁLCULO DE LA POTENCIA DEL MOTOR DE LA BOMBA.....	71
<b>CAPITULO 6 INTEGRACIÓN DEL PROYECTO.</b>		
6.1	FUENTES DE ABASTECIMIENTO .....	74
6.2	OBRA DE TOMA.....	74
6.3	LÍNEA DE CONDUCCIÓN.....	75
6.4	TANQUES DE REGULACIÓN.....	76
6.5	LÍNEA DE ALIMENTACIÓN.....	77
6.6	RED DE DISTRIBUCIÓN.....	77
<b>CONCLUSIONES .....</b>		<b>81</b>
<b>BIBLIOGRAFÍA .....</b>		<b>82</b>
<b>ANEXO "A" ( FIGURAS DE LOS TANQUES ELEVADOS ).....</b>		<b>83</b>
<b>ANEXO "B" ( AFOROS DE LOS POZOS 3,4 Y 7 Y LA CURVA DE DISEÑO DE LA BOMBA ).....</b>		<b>86</b>
<b>ANEXO "C" ( TABLAS DE CÁLCULO Y PERFILES DE LAS LINEAS DE CONDUCCIÓN Y ALIMENTACIÓN. RED DE DISTRIBUCIÓN) .....</b>		<b>91</b>

## PROLOGO.

La Geohidrología es la disciplina geológica que se ocupa del estudio explicación e interpretación de los diversos fenómenos físicos que ocurren a la alimentación y recarga de los estratos o formaciones acuíferas. Se define acuífero a toda estructura o formación geológica cuyas rocas constituyentes contienen agua en sus poros o conducto y son capaces de transmitirla en cantidades suficientes para alimentar manantiales o pozos; los primeros son afloramientos naturales de aguas subterráneas, en tanto que los segundos, son alumbramientos de las mismas por medio de las obras artificiales realizadas para su aprovechamiento. Las propiedades de un acuífero, dependen fundamentalmente de las rocas que lo constituyen y de características geohidrológicas de las cuencas de que forman parte. Toda formación acuífera es un almacenamiento subterráneo alimentado por las aguas que se infiltran en su cuenca de captación, la cual suele ocupar una extensión territorial mayor que la correspondiente a la formación o formaciones acuíferas que alimentan.

Los mantos acuíferos son alimentados por nieve, deshielo y por las aguas de lluvia precipitadas sobre las cuencas, ya que gran parte de ellas se infiltra en el subsuelo debido a la porosidad del suelo, fracturamiento etc. Como el proceso de infiltración, alimentación y recarga de los acuíferos es constante y de características periódicas, cuando se acumula el agua hasta la capacidad total del acuífero se ocasiona su afloramiento en la superficie, dando origen a los manantiales o llegan a los mares y océanos, cumpliendo así el ciclo hidrológico, cuya ecuación reducida a su más simple expresión establece que:

$P = E_s + E_v + i + t$  donde:

$P$  = agua precipitada en forma de lluvia, nieve, etc.

$E_s$  = agua que escurre superficialmente, reconociendo como drenaje propio el formado por las corrientes naturales que desembocan en lagunas mares y océanos.

$E_v$  = agua que retorna a la atmósfera en virtud de la evaporación .

$i$  = agua que se infiltra en el suelo para seguir trayectorias subterráneas que la conducen a las formaciones acuíferas naturales, a mares, y en manantiales.

$t$  = agua que retorna a la atmósfera por la transpiración de las plantas y vegetación; las cuales la toman de la humedad del suelo.

Los términos de la ecuación se expresan como un porcentaje de las aguas meteóricas precipitadas sobre la misma, por lo que la suma de todos los términos de la ecuación siempre resulta igual a 100 ya que este ciclo se repite en la naturaleza en forma continua e interrumpida.

Sin embargo la evaluación y cuantificación de una formación acuífera constituye un problema complejo en el cual se deben de realizar estudios hidrológicos, estadísticos, geológicos y topográficos relativos a la cuenca o cuencas dentro de la cual el acuífero ocupa un lugar secundario como depósito del almacenamiento subterráneo que se pretende explorar. El no tomar en cuenta esta situación ha ocasionado la explotación excesiva y desordenada de los almacenamientos subterráneos, lo que ha traído consigo prejuicios económicos y sociales.

Se considera agua potable o apta para el consumo humano, toda aquella cuya ingestión no cause efectos nocivos a la salud. Cuando se encuentra libres de gérmenes patógenos y de sustancias tóxicas, y cumpla con los requisitos que señalan en el reglamento de la ley general de salud en materia de control sanitario de actividades, establecimientos, productos y servicios y en la norma oficial mexicana correspondiente. Es necesario mencionar las instituciones que norman el destino y uso del agua. La Comisión Nacional de Agua (CNA), creada en 1989, tiene a su cargo las actividades de planeación, construcción, operación y conservación de obras hidráulicas, así como el brindar el apoyo técnico a las autoridades locales, estatales y a los organismos operadores de los sistemas de abastecimiento de agua potable y alcantarillado.

La Secretaría de Salud ejerce una coordinación con dependencias federales y estatales en materia de sanidad. De acuerdo con la legislación nacional, corresponde a esta secretaría establecer las normas técnicas para establecer los criterios sanitarios para su uso. Corresponde a la Secretaría de Recursos Naturales (SEMARNAT), formular y conducir la política de saneamiento ambiental y regular el alojamiento, la explotación y uso o aprovechamiento de las aguas residuales.

Desde 1983 las reformas y adiciones al artículo 115 constitucional, establecen la responsabilidad de los municipios en la prestación de los servicios de agua potable.

La fuente de abastecimiento por lo general es el agua subterránea ya que en nuestro país el 80 % del abastecimiento a los centros poblacionales se hace mediante la explotación de este tipo de aguas.

# **ANÁLISIS HIDRÁULICO DE LOS TANQUES DE REGULARIZACIÓN DEL SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE EN LAS COLONIAS JACARANDAS, EJIDAL, MONTE BLANCO, LAGOS, SANTA ISABEL, SAN RAFAEL Y FELIPE ANGELES EN LA CIUDAD DE CELAYA, GTO.**

## **INTRODUCCIÓN**

El agua es indispensable para la vida, por ello el hombre desde la antigüedad buscó establecerse en lugares donde había fuentes de abastecimiento del vital líquido; cerca de ríos, manantiales arroyos lagos y lagunas. Sin embargo, el paso del tiempo y la evolución de las civilizaciones, ha llevado al hombre a establecerse en lugares que le ofrezcan mayor comodidad y facilidad para el desempeño de sus actividades; independientemente de tener cerca o no una fuente de abastecimiento de agua potable. De esta manera, surge la necesidad de conducir el agua a lugares apartados, esto conlleva a recurrir a la extracción de agua subterránea a través de la perforación de pozos profundos. Esta fuente de abastecimiento ha permitido el agrandamiento y desarrollo de las poblaciones que carecen de fuentes superficiales de abastecimiento de agua; como es el caso de los estados de Sonora, Chihuahua y Guanajuato. El presente trabajo centrará su atención en el Estado de Guanajuato, México, específicamente en el municipio de Celaya.

El conjunto de las diversas obras que tienen por objeto suministrar agua a una población, en cantidad suficiente, calidad adecuada, presión necesaria y en forma continua, constituye un sistema de abastecimiento de agua potable. Teniendo en cuenta, que el problema que presenta el agua potable no tiene solución permanente, deben buscarse siempre, alternativas diferentes para hacer del abastecimiento de agua potable un mecanismo eficiente y suficiente. Lo anterior es posible bajo la realización de investigaciones de tipo hidrológico y geohidrológico, esto con el fin de amplificar, mejorar o sustituir los sistemas de abastecimiento existentes o los que tienen la posibilidad de ser proyectados posteriormente. Este trabajo tiene como objetivo proporcionar, una guía sobre el diseño hidráulico de las partes que integran un sistema de abastecimiento de agua potable. Para lograr el objetivo, fue necesario tomar como base de estudio la revisión del sistema que abastece de agua potable a las colonias Jacarandas, Ejidal, San Felipe Ángeles, San Rafael, Lagos y Monte Blanco, del

municipio de Celaya Estado de Guanajuato, para plantear una solución al déficit existente en el sistema de agua potable. Para ello se dividió el trabajo en 6 capítulos en los que se trata lo siguientes: En el primer capítulo se habla acerca del sitio de estudio mediante una breve descripción topográfica, hidrológica; de fauna, de flora, así como del sistema de transporte y de las actividades económicas principales, En el segundo capítulo se establecen los datos básicos para el diseño del proyecto tales como: el gasto medio ( $Q_m$ ), gasto máximo diario ( $Q_{md}$ ), y gasto máximo horario ( $Q_{mh}$ ); así como los coeficientes que se emplean para la obtención de dichos gastos. En el tercer capítulo se define cada una de las partes del proyecto, la fuente de abastecimiento, obra de toma, línea de conducción, tanque de regularización, línea de alimentación y el área de distribución; también se describen las condiciones del proyecto. En el cuarto capítulo se habla de los tanques de regularización, tipos de tanques, su clasificación y localización, además de su capacidad y accesorios. En el quinto capítulo se realiza el cálculo del tanque de regularización superficial y se analiza el ahorro de energía de acuerdo a la variación de horas de bombeo de los pozos que abastecen al sistema. Finalmente, en el capítulo sexto se integra la propuesta técnica viable de cada una de las partes que se realizó por separado cada uno de los integrantes del equipo, dando pauta a las recomendaciones y conclusiones finales.

Cabe mencionar que el proyecto en general se realizó con la disposición y cooperación de cuatro integrantes de equipo, cada integrante de equipo aportó el análisis de una de las partes del sistema de abastecimiento de agua potable. Este trabajo pone mayor énfasis en el tanque de regularización; las otras partes del sistema, se tocarán de manera superficial.

## **CAPITULO 1 ANTECEDENTES GENERALES.**

### **1.1 MEDIO FÍSICO.**

#### **Localización del municipio.**

El municipio está situado a los 100° 48, 55" de longitud oeste del meridiano de Greenwich y a los 20° 31,24" de latitud norte; su altura media sobre el nivel medio del mar es de 1,800 metros. El área del territorio municipal es de 579.30 kilómetros cuadrados, equivalente al 1.89% de la superficie total del Estado. Limita con los municipios: al norte con Comonfort; al este con Apaseo el Grande y Apaseo el Alto; al sur con Tarimoro; al oeste con Cortazar y Villagran y al noroeste con Santa Cruz de Juventino Rosas.

#### **Clasificación y uso del suelo.**

Los suelos del Municipio son ígneos en su mayoría, de origen aluvial, con profundidades de mas de 50 cm, color gris oscuro, textura arcillosa, con drenaje interno lento y con una rocosidad de 2% y pH de 8. La tenencia de la tierra se encuentra dividida en 28,199 hectáreas de superficie ejidal y 29,731 hectáreas de pequeña propiedad.

#### **Hidrografía.**

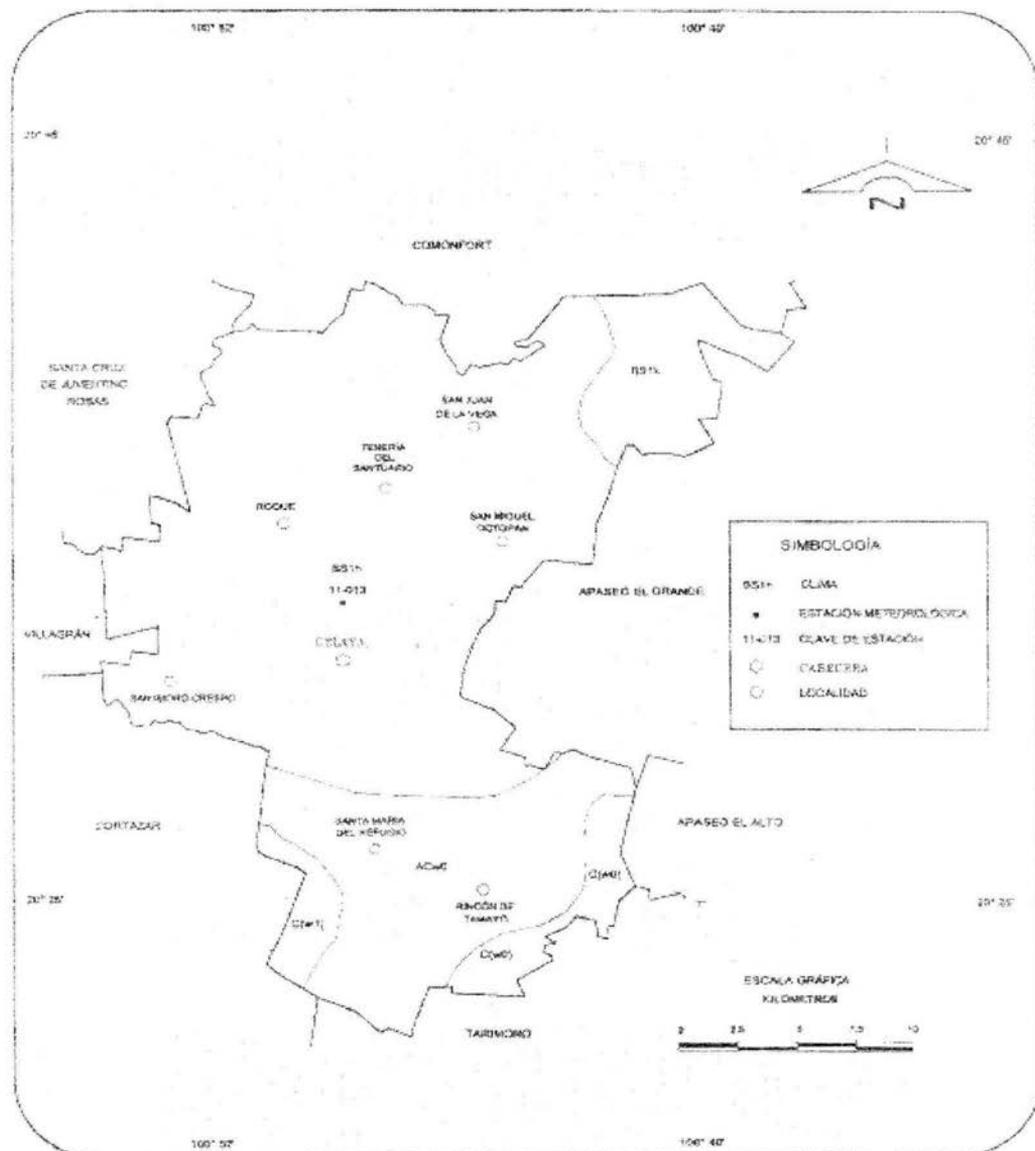
La corriente principal dentro del Municipio es el río Iaja, que pasa al oriente de la ciudad, al cual se le une el río Apaseo; ambos son efluentes del río Lerma. Existe un manantial de aguas sulfurosas llamado San Miguelito.



## Clima.

El clima del municipio es templado. La temperatura media anual es de 18.8 °C. y la mínima de 5 °C, con una precipitación media anual de 683mm.

## Climas



FUENTE: CGSNEGI. Carta de Climas. 1:1 000 000.

### **Flora y fauna.**

La flora del Municipio está compuesta por bosque caduceo de prosopis, con altura de 4 a 13 m; además existen especies forrajearas como la navajita, zacaton, mezquite, pata de gallo, popotillo plateado, de amor, flechilla, bufalo, retorcido moreno, tres barbas, lanudo y tempranero. Otras especies que se dan en el territorio municipal son el huizache, nopal, gatuño y largoncillo

### **Orografía.**

El Municipio esta localizado en su mayor parte en un bajío montañoso. Sus alturas más notables son: Mesa del Sastre, Cerro Prieto, Cerro Potrero, Peña Colorada, Trojes, Juan Martín, rincón de Tamayo, la Gavia; Otero de ojo seco. El promedio de altura de estas elevaciones es de 2,000 metros sobre el nivel medio del mar.

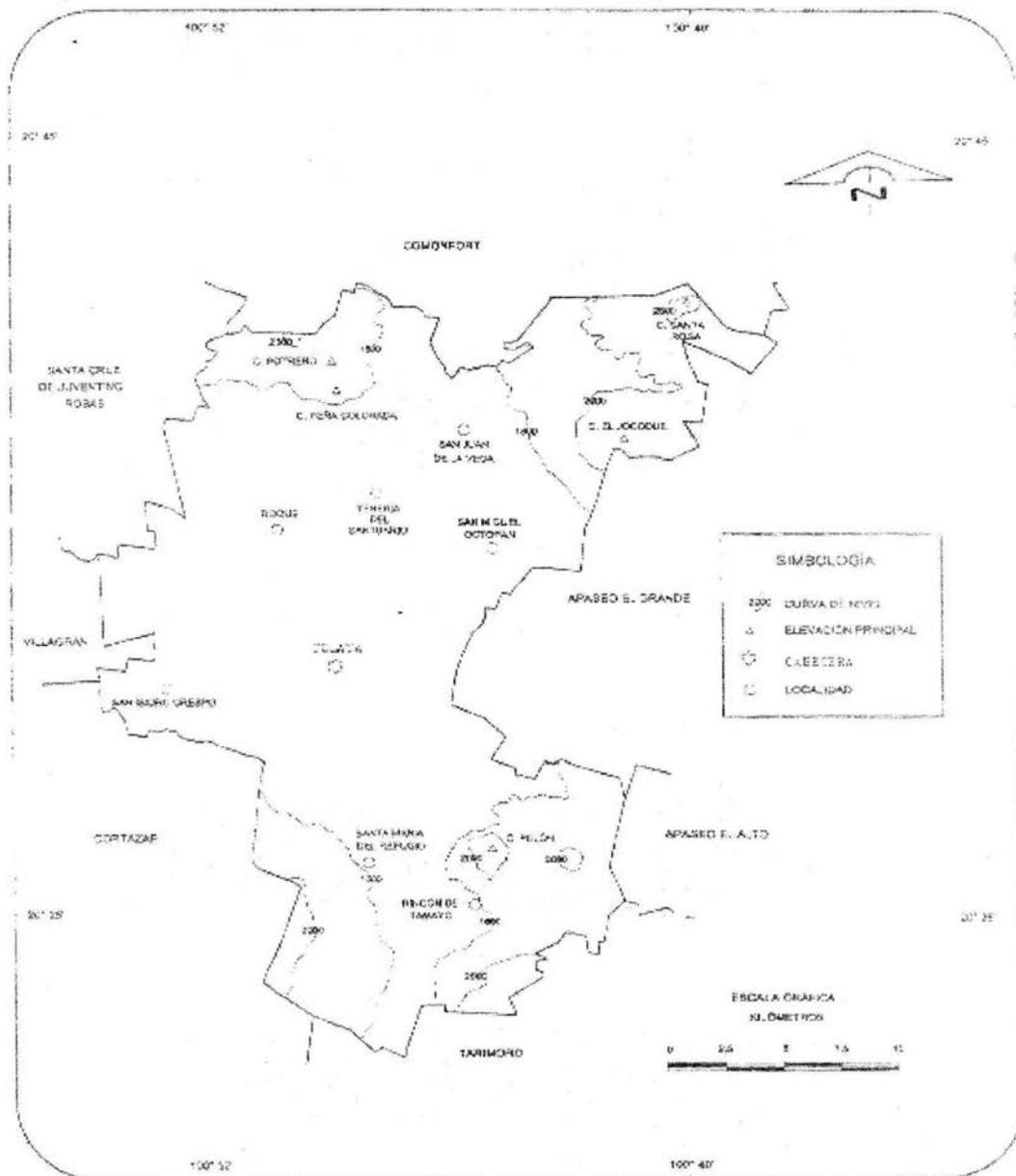
## **1.2 PERFIL SOCIODEMOGRÁFICO.**

### **Población.**

El municipio de Celaya contaba en el año de 1980 con 219,010 habitantes y en el año 1987 la población era de 288,217 habitantes. La población urbana ha evolucionado en la siguiente forma; mientras que en 1940 era el 57 % del total, para 1960 se incrementó al 71 %; en 1980 llegó al 77%, y en 1985 representaba el 81% de la población total lo que denota el carácter urbano del Municipio.

La densidad demográfica registrada en 1980 era de 378 hab/Km<sup>2</sup>, y de 497.5 en 1987. Las localidades con mayor número de habitantes son: San Miguel Octopan, San Juan de la Vega, Roque, Rincón de Tamayo, Juan Martín y la cabecera Municipal. Es conveniente apuntar que este Municipio observa una notable reducción de los grupos de personas en edad infantil.

## Orografía



FUENTE: INEGI. Carta topográfica, 1:250 000.

### **1.3 INFRAESTRUCTURA SOCIAL Y COMUNICACIONES.**

#### **Educación cultura, recreación y deporte.**

El Municipio de Celaya cuenta con una amplia infraestructura educativa que abarca todos los niveles escolares y satisface la demanda local y de algunos municipios aledaños. Cuenta con planteles federales, estatales y privados para la impartición de instrucción preescolar, primaria y media básica, así como instituciones para la educación medio superior, dependientes o incorporadas a la universidad de Guanajuato (UG), a la Universidad Autónoma de México (UNAM) y al sistema de educación tecnológica federal. En cuanto al nivel superior se cuenta con instituciones ubicadas en la Cabecera Municipal, como el Instituto Tecnológico Regional de Celaya (ITRC), la Universidad Pedagógica Nacional (UPN), la Universidad Lasallista Benavente, el complejo educativo Ignacio Allende, la Universidad de Celaya y la escuela Justo Sierra. También existen numerosos centros de estudios en donde se imparte educación terminal en diferentes áreas técnicas, entre las que destacan el Colegio Nacional de Enseñanza Profesional Técnica (CONALEP) y el Centro de Estudios Técnicos México-Japón (CETMEJA). La campaña contra el analfabetismo, así como la educación abierta, hasta el nivel medio superior, están a cargo del Instituto de Educación para los Adultos (INEA). La cultura es promovida en Celaya; por: el Gobierno Municipal ( administra la Casa de la Cultura), el departamento de difusión de cultura de la Universidad de Guanajuato; el departamento ISSSTE-CULTURA; el Gobierno del Estado, el Consejo Nacional de Recursos para la Atención de la Juventud (CREA), y el Instituto Tecnológico Regional de Celaya. En cuanto a instalaciones culturales se cuenta con bibliotecas, auditorios, hemerotecas y archivo histórico. Para la recreación de los habitantes se encuentran instalaciones como cines, balnearios, zoológicos, parques, estadios de fútbol y béisbol, plaza de toros, lienzos charros y disco tecas.

El Municipio dispone de una amplia infraestructura deportiva, tanto en la zona urbana como en la rural, entre las que destacan la unidad deportiva, gimnasios públicos y privados y los clubes deportivos de la cabecera municipal, los cuales cuentan con instalaciones como canchas de fútbol, tenis, frontón, béisbol, campo de golf, etc.

**Salud.**

Para satisfacer las necesidades de salud de su población, Celaya cuenta con instituciones como centro de salud, hospital general, hospital de zona, sanatorios, clínicas de especialidades y laboratorios de análisis clínicos particulares; una delegación de la cruz roja y diversos centros de salud en los poblados del Municipio, además de consultorios médicos particulares. Toda la infraestructura también atiende a personas provenientes de otros municipios.

**Vivienda**

En materia de vivienda, un amplio sector de la población rural y suburbana carece de servicios en sus asentamientos, además de baja calidad de sus construcciones. Del total de viviendas, el 39% no dispone de drenaje, el 16% no dispone de agua entubada; 70% son casas propias; el 16% no cuentan con electricidad; el 80% de la población habita casas con muros de tabique.

**Comunicaciones y transporte.**

Celaya, como centro impulsor del sistema urbano del oriente del estado, está comunicado por el eje México-Celaya-León y en sentido transversal por el de San Luis de la Paz-Celaya-Acámbaro; con un flujo de pasajeros promedio por mes de 65,000 personas y Celaya-Querétaro, de 62,000 personas respectivamente. El transporte de carga atiende movimientos de las actividades agrícolas, ganaderas e industriales. La red de caminos municipal (carreteras de cuota, federales pavimentadas y estatales revestidas) es de 91 kilómetros y el de vías férreas es de 58 kilómetros. Por ferrocarril se transporta azúcar, maíz, trigo, azufre, cemento y fertilizantes, con itinerarios a Tampico, Laredo, Ciudad Juárez Pacífico Noroeste y Lázaro Cárdenas. Se cuenta con una aeropista ubicada a 14.5 kilómetros de la Cabecera Municipal. En materia de radio difusión, existen siete estaciones. El municipio está comprendido dentro de una amplia red de teléfono, telégrafo y correo. La ciudad está atendida en materia de transporte urbano por circuitos de autobuses y otros. El transporte suburbano llega a localidades de los Municipios de Apaseo el Grande, Apaseo el Alto, Cortazar, Villagran y Juventino Rosas.



## **Servicios públicos**

El Municipio de Celaya ofrece a sus habitantes los servicios públicos de Agua Potable y Alcantarillado, alumbrado público, limpia y recolección de basura, mercados y centrales de abastos, panteones, rastros, calles y pavimentación, parques y jardines, bomberos, protección civil, seguridad pública, tránsito y vialidad, regulación urbana y construcción y estacionamientos públicos.

## **1.4 ACTIVIDADES ECONÓMICAS.**

### **Población económicamente activa.**

La Población Económicamente Activa (PEA) en el año 2000 era del 33.5% del total de la población del Municipio, distribuida por sectores de la siguiente forma: primario el 11.5%, en el secundario el 22% ; terciario el 20.5 y de otros no especificados el 46%.

### **Agricultura.**

La agricultura es la base de la economía municipal; los principales cultivos son: maíz, sorgo, alfalfa, avena, frijol, ajo, cacahuete, jitomate y hortalizas.

### **Industria.**

La industria tiene gran importancia, se cuenta con establecimientos productores de: cajeta y derivados de la leche; fabricación de desodorantes, aromatizantes e insecticida; fabricación de alimentos para animales, muebles y línea blanca, construcción de maquinaria e implementos agropecuarios, industria química textil y plásticos, Estas industrias se ubican principalmente en las carreteras Celaya-Salamanca, Celaya- Querétaro, Celaya San- Miguel de Allende, siendo éste último el asentamiento más importante por su ubicación.

### **Servicios.**

Los servicios que proporciona el sector comercio son diversos, ya que se encuentra con tiendas Conasuper, bodegas de Almacenes Nacionales de Deposito Sociedad Anónima (ANDSA) y mercado de abastos. La infraestructura y servicios del sector turismo están compuestos por restaurantes, hoteles, balnearios, parques para trailer y diversos atractivos turísticos, ubicados en su mayoría en la Ciudad. Celaya en su Cabecera Municipal, cuenta con sucursales bancarias, mercados públicos, tianguis, un mercado de abastos y supermercados, así como establecimientos comerciales de todas las ramas y actividades.

## **CAPITULO 2 DATOS BÁSICOS DEL PROYECTO.**

### **2.1 ESTUDIOS PRELIMINARES.**

Se realizó una visita técnica con el objeto de conocer tanto el trazo de la línea de alimentación La Gavia como conocer las colonias que forman parte del sistema de agua potable en estudio. Se visitó el sitio del tanque de regulación La Gavia y los pozos 3,4 y 7, además se recorrió el trazo de la línea de alimentación La Gavia donde se observaron sifones que se construyeron para librar tuberías de PEMEX y entradas a las áreas agrícolas. Se recorrieron las colonias para ubicar algunas cajas de válvulas y conocer la ubicación de los cuatro pozos existentes en la zona, que son los que abastecen a la población de la zona en estudio.

### **2.2 RECOPIACIÓN Y ANÁLISIS DE LA INFORMACIÓN.**

Se recopiló información de las oficinas de la Junta Municipal De agua Potable y Alcantarillado (JUMAPA) referente a la red de distribución y a la línea de alimentación La Gavia. Para el caso de la red de distribución de las colonias en estudio se recopilaron planos de la infraestructura existente, tomas domiciliarias regulares e irregulares, planimetría y altimetría de la zona (restitución fotogramétrica) y toda la información existente de los pozos localizados dentro de la mancha urbana (Pozos Jacarandas, Ejidal, Lagos y Monte Blanco), como aforos y eficiencias.

### **2.3 DETERMINACIÓN DE LOS DATOS BÁSICOS DE PROYECTO.**

#### **Población actual.**

De acuerdo con la información proporcionada por JUMAPA de tomas domiciliarias de agua potable regulares e irregulares y considerando un índice de asentamiento de 5.5 hab/viv, resulta una población total de 37,967 habitantes; correspondientes a las Colonias; Jacarandas, Ejidal, Santa Isabel, Monte Blanco, Felipe Ángeles, Lagos y San Rafael. El desglose por colonia se presenta en el siguiente cuadro.

### Población en el año 2003.

Colonia	Tomas domiciliarias			Población resultante (Hab)
	Tomas regulares	Tomas irregulares	Tomas totales	
Jacarandas-ejidal	3,005	212	3,217	17,694
Santa Isabel	252	22	274	1507
Monte blanco	1,247	98	1,345	7,398
Felipe Ángeles	205	23	228	1,254
Lagos	1,522	142	1,664	9,152
San Rafael	152	23	175	963
Total	6,383	520	6,903	37,967

#### 2.4 CONSUMO Y DOTACIÓN.

El consumo es la parte del suministro de agua potable que utilizan los usuarios, sin considerar las pérdidas en el sistema. Se expresa en unidades de  $m^3$ /día o l/ día o bien cuando se trata de consumo per cápita se utiliza l/hab/día. El consumo de agua se determina de acuerdo al tipo de usuarios, se divide según su uso en doméstico y no doméstico, el consumo doméstico se divide según la clase socioeconómica de la población en residencial, medio y popular. El consumo no doméstico incluye el comercial, el industrial y de servicios públicos; a su vez el consumo industrial se clasifica en industrial de servicio e industrial de producción. Para el presente estudio se define que la clase socioeconómica es popular y en la zona no se localizan zonas comerciales ni industriales.

La Dotación de agua es la cantidad de agua asignada a cada habitante, considerando los consumos y las pérdidas en la red en un día promedio anual. Así la dotación debe ser igual a la demanda per cápita promedio anual; existen factores técnicos (lejanía de la fuente, cantidad y calidad del agua disponible,) y económicos (financiamiento), que influyen para determinar la dotación (datos de diseño). Las pérdidas en la zona son del orden del 35%.

## 2.5 COEFICIENTE DE VARIACIÓN DIARIA Y HORARIA.

Los coeficientes de variación se derivan de la fluctuación de la demanda debido al clima y de los consumos en días laborales y otras actividades. Los requerimientos de agua para un sistema de distribución no son constantes durante el año, ni durante el día, la demanda varía en forma diaria y horaria. Debido a la importancia de estas fluctuaciones para el abastecimiento de agua potable, es necesario obtener los gastos máximo diario y máximo horario, los cuales se determinan multiplicando el coeficiente de variación diaria por el gasto medio diario y el coeficiente de variación horaria por el gasto máximo diario; respectivamente. Para la obtención de los coeficientes de variación diaria y horaria lo adecuado es: hacer un estudio de demandas de la localidad, utilizando los criterios descritos en el estudio de actualización de dotaciones en el país. Si no es posible lo anterior; se pueden considerar los valores de los coeficientes de variación diaria y horaria medios que se obtuvieron del estudio de actualización de dotaciones en el país llevado a cabo por el Instituto Mexicano de Tecnología del Agua (IMTA); en donde se determinó la variación del consumo por hora y por día durante un periodo representativo en cada una de las estaciones del año, calculándose los coeficientes por clase socioeconómica y por clima. Del análisis de la información de este trabajo, se identificó que había una diferencia significativa de consumo durante el día, recomendándose los valores promedio, que se dan continuación:

Coefficiente de variación diaria (Cvd)	1.40
Coefficiente de variación horaria (Cvh)	1.55

## 2.6 GASTO MEDIO, GASTO MÁXIMO DIARIO Y GASTO MÁXIMO HORARIO.

El consumo de agua potable, varía con la hora del día y con la estación del año. Las fluctuaciones respecto a su valor medio, son mayores en comunidades pequeñas, que en las grandes, así como también son mayores en regiones secas que en regiones húmedas.

### Gasto medio ( Qm ).

El gasto medio es la cantidad de agua necesaria para satisfacer las necesidades de la población de proyecto en un día de consumo promedio.

El gasto medio (Qm ) se calcula con la ecuación: 
$$Qm = \frac{Pob. \times Dot.}{86,400}$$

donde:

Qm = Gasto medio en litros por segundo,

Pob. = Población de proyecto ( habitantes ),

Dot. = dotación en litros /habitante /día

### Gasto Máximo Diario ( Qmd ).

La demanda de agua potable en el día de máximo consumo, que puede traducirse en el gasto máximo diario, es uno de los parámetros de diseño más importantes, ya que sirve para el diseño de: la capacidad de la fuente, el diámetro de la red de conducción, el diseño de la Planta de Potabilización, la capacidad del tanque de regularización y las tuberías principales de la red de distribución. Se calcula a partir del coeficiente de variación diaria, el cual se define como la relación de la demanda promedio en el día de máximo consumo entre la demanda promedio diaria, en un periodo de un año. El gasto máximo diario (Qmd) Será:

$$Qmd = Qm \times Cvd$$

Donde:

Qmd = Gasto máximo diario en litros por segundo ( ips)

Qm = Gasto medio en litros por segundo (ips)

Cvd = Coeficiente de variación diaria adimensional igual a 1.40

### Gasto máximo horario ( Qmh ).

La demanda de agua potable en la hora de máximo consumo o de demanda pico, que puede traducirse en el gasto máximo horario, se utiliza para diseñar la red de distribución. La demanda pico ocurre en el día de máximo consumo diario. El gasto máximo horario se obtiene a partir del gasto máximo diario, multiplicado por el coeficiente de variación horaria y será:

$$Q_{mh} = Q_{md} \times C_{vh}$$

Donde:

$Q_{mh}$  = Gasto máximo horaria en litros por segundo (lps).

$Q_{md}$  = Gasto máximo diario en litros por segundo (lps).

$C_{vh}$  = Coeficiente de variación horaria adimensional igual a 1.55

## 2.7 DETERMINACIÓN DE LA DEMANDA ACTUAL.

Una vez identificada la población actual, la dotación y los coeficientes de variación diaria y horaria, se procede a calcular los gastos medios, máximos diarios y máximos horarios para toda la zona de estudio y por cada colonia. Los resultados del total de la población son los siguientes:

$$\text{El gasto medio es: } Q_m = \frac{37,967 \times 200}{86,400} = 87.89 \text{ lps.}$$

$$\text{El gasto máximo diario es: } Q_{md} = 87.89 \text{ lps} \times 1.4 = 123.04 \text{ lps.}$$

$$\text{El gasto máximo horario es: } Q_{mh} = 123.04 \text{ lps} \times 1.55 = 190.71 \text{ lps.}$$

En el cuadro siguiente se presentan los gastos medios, máximos diarios y horarios por cada colonia, destacando que en las colonias Jacarandas y Ejidal se localiza casi el 50% del total de la demanda.

### Gastos medios, máximos diarios y horarios por colonia.

Colonia	Población (hab)	Gastos (lps)		
		Medio.	Max. Diario.	Max. Horario.
Jacarandas				
Ejidal	17,694	40.96	57.34	88.88
Santa Isabel	1,507	3.49	4.88	7.57
Monte Blanco	7,398	17.12	23.97	37.16
Felipe Ángeles	1,254	2.90	4.06	6.30
Lagos	9,152	21.19	29.66	45.97
San Rafael	963	2.23	3.12	4.83
Total	37,967	87.89	123.04	190.71

Según información proporcionada por JUMAPA las fuentes de abastecimiento actuales son cuatro pozos ( Jacarandas, Ejidal, Lagos y Monte Blanco ), los cuales en conjunto proporcionan un gasto total de 88 lps suficientes para abastecer solo la demanda media de la zona que es de 87.59 lps. Sin embargo, actualmente con este sistema de agua potable también se abastece de agua potable a la colonia Arboledas.

En el cuadro siguiente se presentan los caudales de explotación de cada uno de los pozos que actualmente abastecen el sistema de agua potable de las colonias Jacarandas, Ejidal, Monte Blanco, Lagos, Santa Isabel, San Rafael y Felipe Ángeles.

#### Gastos de explotación.

Fuente de Abastecimiento.	Gasto de explotación (lps)
Pozo Jacarandas	17
Pozo Ejidal	20
Pozo Lagos	23
Pozo Monte Blanco	28
Total	88

A continuación se presentan las áreas, densidades de población y gastos demandados por colonia.

**Gastos medios, máximos diarios y horarios por colonia.**

Colonia	Población (hab)	Area (ha)	Dens. Pop. (hab)	Gasto (lps)		
				Medio	Max. Diario	Max. Horario
Jacarandas, Ejidal y Santa Isabel	19,201	73.43	261.48	44.45	62.22	96.45
Lagos	9,152	62.14	147.27	21.19	29.66	45.97
Monte Blanco, Felipe Ángeles y San Rafael	9,614	86.36	111.32	22.25	31.16	48.29
Total Zona Estudio	37,967	221.94	171.07	87.89	123.04	190.71

Se puede observar que actualmente la demanda es mayor que la oferta, dando como resultado que en las horas donde se presenta la máxima demanda se tenga que tandeear el servicio de agua potable en estas colonias. El déficit actual es de 103 lps. En las horas de máxima demanda (horas pico) y este déficit aumenta con el abastecimiento que se le da a la colonia Arboledas.

## **CAPITULO. 3 DESCRIPCION GENERAL DEL PROYECTO.**

### **3.1 UBICACIÓN.**

El proyecto esta ubicado en la ciudad de Celaya Guanajuato, a 3 horas y media aproximadamente del Distrito Federal y se llega por la carretera México- Queretaro.

La zona de los pozos se localiza en la falda norte del cerro de la Gavia, entre las comunidades de Jofre, Merino y el Sauz de Merino, 8 km. En línea recta Suro-este de la Ciudad de Celaya Gto. Con la finalidad de cubrir la demanda generada por el crecimiento de la ciudad de Celaya Guanajuato; en el año de 1987, se llevo acabo un programa de perforación exploratoria que tuvo por objetivo investigar las posibilidades acuíferas de la ladera norte del Cerro de la Gavia, para el futuro abastecimiento de la ciudad.

Mediante las perforaciones exploratorias se logro detectar la presencia de un acuífero en rocas volcánicas basálticas fracturadas de producción aceptable.

### **3.2 FUENTES DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE.**

La fuente de Abastecimiento de Agua Potable es el medio físico de donde se obtiene el Agua; como, un río, manantial, laguna, mar, acuífero etc. Gracias al ciclo hidrológico se encuentran disponibles en la naturaleza las siguientes fuentes de abastecimiento:

- Agua superficial.
- Agua subterránea
- Agua atmosférica y
- Agua salada.

## Diferencias entre aguas superficiales y aguas subterráneas.

Características	Agua superficial	Agua subterránea
Temperatura	variable según las estaciones	relativamente constante
Turbiedad materias en suspensión	variables, a veces elevadas	bajas o nulas
Mineralización	variable en función de los terrenos. precipitación, vertidos etc.	bajas o nulas
Hierro y magnesio	generalmente ausente excepto en el fondo de los cuerpos de agua en estado de eutroficación	generalmente presentes
gas carbónico abrasivo	generalmente ausente	normalmente ausente o muy bajo.
amoníaco	presente solo en aguas contaminadas	presencia frecuente sin ser índice de contaminación
sulfuro de hidrógeno	ausente	normalmente presente
sílice	contenido moderado	contenido normalmente elevado
nitratos	muy bajos en general	contenido a veces elevado
elementos vivos	bacterias, virus, plancton	fero bacterias
oxígeno disuelto	normalmente próximo a la saturación	normalmente ausente o muy bajo

**Acuífero:** estrato o unidad geológica que permite la circulación de agua por sus poros o grietas y que puede ser aprovechada por el hombre en cantidades apreciables para satisfacer sus necesidades. El 80% del agua que se consume en nuestro país es extraída del subsuelo; lo anterior se debe a que la calidad de agua que se extrae del subsuelo es buena por lo que solo se le desinfecta para hacerla potable.

**Agua potable** es aquella agua cuya ingestión no causa efectos nocivos a la salud de los consumidores. Los efectos nocivos se refieren a la presencia de material sólidos flotante (hojas de árboles, polvo, arena, etc), gérmenes patógenos y sustancias tóxicas en el agua.<sup>1</sup>

La fuente de abastecimiento de este proyecto es un acuífero en rocas volcánicas basálticas fracturadas de producción aceptable ubicado en el cerro de la Gavia.

### 3.3 OBRA DE TOMA.

Se le da el nombre de **Obra de Toma** al conjunto de estructuras, obras civiles y equipos electromecánicos que permiten la captación del agua de la fuente, presas, diques, pozos, gaviones etc. Dichas obras varían de acuerdo con la naturaleza de la fuente de abastecimiento, su localización y su magnitud. Los tipos de tomas más usuales en pequeños sistemas son: toma por Gravedad y Toma por Bombeo; directa o indirectamente. Todas las obras de captación se proponen en función de la fuente de abastecimiento seleccionada y se diseña con el gasto máximo diario, siendo las más usuales las siguientes.

#### Obras de captación.

Fuentes de abastecimiento	Tipo de fuente	Obras de captación
Aguas superficiales	ríos	toma directa
	arroyos	torres de toma
	canales	presas de derivación
	lagos - presas	presas de almacenamiento
Aguas subterráneas	aguas de manantial	caja captadora
	aguas freáticas	galerías filtrantes sistemas de puyones
	aguas subterráneas	pozos someros pozos profundos

<sup>1</sup> REGLAMENTO DE LA LEY GENERAL DE SALUD EN MATERIA DE CONTROL SANITARIO DE ACTIVIDADES, ESTABLECIMIENTOS, PRODUCTOS Y SERVICIOS.  
NORMA OFICIAL MEXICANA :NOM-127-SSA1-1994.

Para el diseño de un pozo profundo se tienen que considerar los siguientes factores:

- Localización del sitio para su perforación
- Condiciones topográficas, geológicas y geofísicas del lugar
- Equipo de perforación

Dentro de las obras civiles podemos identificar las siguientes partes:

- Ademe
- Contra-ademe
- Filtro de grava
- Cimentación
- Caseta de operación y vigilancia

Los equipos electromecánicos requeridos son:

- Motor
- Tubo de columna
- Bomba
- Subestación eléctrica
- Tren de descarga

La fuente de abastecimiento para este proyecto es agua subterránea, que de acuerdo a la tabla anterior la obra de toma son: **pozos profundos**.

En nuestro caso la obra de toma esta compuesta por una batería de tres pozos ubicados en la falda del Cerro de la Gavia, entre las comunidades de Jofre, Merino y el Sauz de Merino, a 8 km. en línea recta sur-oeste de la ciudad de Celaya, Gto, y se les ha denominado pozo 3, pozo 4 y pozo 7.

### 3.4 CONDUCCIÓN.

Se denomina **Línea de Conducción** a la parte del sistema constituida por el conjunto de obras y accesorios destinados a transportar el agua procedente de la fuente de abastecimiento, desde el lugar de captación hasta un tanque de regularización, a un carcamo para una segunda conducción o a una planta potabilizadora. Dentro de las obras y accesorios utilizados en la línea de conducción se encuentran los siguientes:

### **Tren de piezas especiales.**

Es el conjunto formado por válvulas, carretes, tes, y otros accesorios, ubicados según el diseño de la conducción. Este conjunto permite conectar adecuadamente los equipos de bombeo con la tubería, ofreciendo a los mismos control y protección.

### **Tuberías.**

Es el conjunto de tubos interconectados para formar una tubería principal, con una variedad de diámetros y materiales. De su análisis depende el buen funcionamiento del sistema e influye directamente en el costo del proyecto.

### **Válvulas.**

Son los dispositivos que permiten el control del flujo en la conducción, atendiendo a las situaciones de: corte y control de flujo, acumulación de aire, por llenado y vaciado de la conducción, depresiones y sobrepresiones generadas por fenómenos transitorios, y retroceso del agua por paro del equipo de bombeo.

### **Piezas especiales.**

Son elementos de unión entre los componentes de una conducción de agua, se utilizan para efectuar intersecciones de conductos, variación de diámetros, cambios de dirección, conexiones con válvulas y equipos de bombeo, etc. Este grupo es constituido por juntas, carretes, extremidades, tes, cruces, codos y reducciones entre otros.

### **Caja rompedora de presión.**

Estructura contenedora, utilizada en sistemas por gravedad para comunicar a la conducción con la atmósfera, disminuyendo las cargas piezométricas ejercidas sobre la tubería.

### **Tanque de cambio de régimen.**

Estructura contenedora utilizada para efectuar la interconexión cuando la conducción se efectúa por ambos regímenes bombeo-gravedad.

### **Dispositivos de control de transitorios.**

Estructura para controlar depresiones, sobrepresiones, burbujas de aire y demás perturbaciones en la conducción, ocasionadas por fenómenos transitorios, como puede ser el cierre de una válvula.

### **Sobrepresión y depresión.**

Son las cargas de presión en exceso y por debajo de la presión a flujo estacionario, respectivamente, que existen después de presentarse los fenómenos transitorios.

### **Carga de la bomba.**

También llamada "Carga dinámica total" la cual se mide en metros e indica la energía suministrada al agua por la bomba, para vencer el desnivel desde la succión sitio de alimentación al tanque y las pérdidas por fricción debidas a la conducción en los tubos y en elementos locales.

### **Carga hidráulica disponible.**

Es la energía en metros de columna de agua que poseen los sistemas, al encontrarse la fuente de abastecimiento a un nivel superior respecto de un sitio sobre el trazo de la conducción en dirección al área de distribución.

### **Flujo estacionario.**

También llamado flujo permanente o flujo establecido, se caracteriza por la presencia de un gasto constante en el tiempo.

### **Flujo transitorio.**

Es una condición del líquido de corta duración, se presenta cuando se modifica el gasto en la conducción y durante su duración se presentan importantes variaciones de presiones; el fenómeno más representativo de este flujo es el "**golpe de ariete**".

Los materiales de las tuberías más comúnmente usadas para la construcción de las líneas de conducción de agua potable son de:

- Asbesto-cemento
- P.V.C.(policloruro de vinilo)
- Acero
- Polietileno de alta densidad.

Generalmente la línea de conducción trabaja por **bombeo**, debido a que la fuente de abastecimiento y la obra de toma se encuentran en un nivel topográfico de terreno bajo con respecto al nivel de localización del tanque de regularización, por lo tanto se requiere de una bomba que le suministre la energía necesaria al agua para vencer este desnivel. El diseño hidráulico de la línea de conducción que trabaja por bombeo se realiza siguiendo el procedimiento para determinar su **diámetro económico**, el cual está en función del costo total de operación anual de la línea que consta principalmente de:

- El costo de la tubería (tubo, instalación, transporte, etc.)
- El costo de la energía (bomba, consumo de energía, etc.)

En el cálculo del diámetro económico se toma en cuenta la sobre presión producida por el **golpe de ariete**, definido como el fenómeno transitorio que se produce al tener un incremento de presión en la tubería ocasionado por las siguientes causas:

- Cierre brusco en alguna de las válvulas localizadas a lo largo de la línea
- Paro programado de la bomba o por alguna falla de la misma.

En nuestro caso la línea de conducción se realiza por bombeo y el material de la tubería seleccionado es acero, donada por PEMEX, (en dos diámetros: de 14" y 12 3/4 "). Los gastos que se extraen de cada pozo son: del pozo 7. 84 lps, del pozo 4. 23 lps, y del pozo 3. 16 lps. Estos gastos son los que se toman como gastos de diseño para hacer el análisis hidráulico de las líneas de conducción que llevan el agua de los pozos asta el tanque de regularización, con el objeto de obtener el diámetro económico de la tubería seleccionada, a el fin de optimizar costos. De acuerdo con esto se analizaron las siguientes alternativas:

- 1.- Utilizando una sola línea de conducción que interconecte a los tres pozos hasta llegar al tanque de regularización.
- 2.- Utilizando líneas independientes, y
- 3.- Analizando en dos tramos que es como trabaja actualmente, es decir; la primer línea del pozo 7 al tanque y la segunda interconectando el pozo 4 y 3 al tanque.

El análisis completo de estas alternativas se explica ampliamente en el trabajo de tesis: "ANÁLISIS HIDRÁULICO DE LA LINEA DE CONDUCCIÓN", realizado por otro integrante del equipo; del cual se observa que la opción 3 es la más viable ya que se utiliza la tubería de acero donada por PEMEX. En el primer tramo; haciendo el análisis con el gasto de extracción del pozo 7 (84 lps) da un diámetro económico de 14" y el segundo tramo haciendo el análisis con los dos gastos de los pozos 3 y 4; da un diámetro de 10 3/4" mismo que se aproxima al diámetro de tubería donada que es de 12 3/4". En el **Anexo "C"** se muestra como quedaron las dos líneas de conducción con respecto a la ubicación de los pozos y el tanque de regularización.

### 3.5 TANQUES DE REGULARIZACION.

La regularización mediante tanques, tiene por objeto lograr la transformación de un régimen de aportaciones de la línea de conducción que normalmente es constante, en un régimen de consumos o demandas de la red de distribución que siempre es variable. De esta forma el tanque de regularización debe proporcionar un servicio eficiente bajo normas estrictas de higiene y seguridad, procurando que su costo de inversión y mantenimiento sean mínimos. Dependiendo de las características topográficas de la zona donde se vaya a establecer el sistema de regulación-distribución se propone el tipo de tanque; los hay de dos tipos:

- 1.- Tanques Superficiales y
- 2.- Tanques Elevados

En el siguiente capítulo se realiza el procedimiento para el cálculo hidráulico de dichos tanque y los accesorios que los componen.

### 3.6 LINEA DE ALIMENTACIÓN.

La **línea de alimentación** es una tubería que inicia en el tanque de regularización y suministra agua directamente a la red de distribución y **se diseña con el gasto máximo horario**. Su análisis de diseño es parecido al que se realiza en la línea de conducción y en general lleva las mismas obras y accesorios.

Las líneas de alimentación deben ser de fácil inspección, preferentemente paralelas a algún camino, en caso contrario se debe analizar la conveniencia de construir un camino de acceso, de acuerdo con el derecho de vía correspondiente a la línea. Considerando que el incremento de su costo se verá compensado con el ahorro que se tendrá en los gastos de conservación de la línea y podrán detectarse y corregirse de inmediato las fugas o desperfectos que sufran las tuberías. Generalmente la línea de alimentación trabaja por **gravedad**, debido a que en casi todos los casos el tanque de regularización se encuentra en un nivel topográfico de terreno alto con respecto al nivel de localización de la población por abastecer, por lo que no se requiere de algún equipo electromecánico para su funcionamiento. El diseño hidráulico de la línea de conducción trabajando por gravedad se realiza siguiendo el procedimiento para **aprovechar la carga disponible de energía**, producida por la diferencia de niveles topográficos y para vencer las **pérdidas por fricción** generadas. En el cálculo del

diámetro económico se toma en cuenta la sobre presión producida por el **golpe de ariete**, ocasionado por un cierre brusco en alguna de las válvulas localizadas a lo largo de la línea.

En este proyecto, la línea de alimentación que va del tanque superficial de concreto localizado en el cerro de La Gavia será de acero, el trazo será paralelo al camino rural en algunos tramos y urbano en otros, rodeando algunas zonas de cultivo y respetando los derechos de vía de PEMEX. En el **Anexo "C"** se muestra como quedo la línea de conducción.

### 3.7 RED DE DISTRIBUCIÓN.

La **red de distribución** es el conjunto de tuberías, accesorios y estructuras que conducen el agua hasta la entrega de los predios de los usuarios. Las tuberías que la integran son de diferentes diámetros, van enterradas en la vía pública, terrenos propiedad del municipio a las que se conectan tuberías de pequeños diámetros para introducir el agua a las casas y edificios. De acuerdo con la magnitud de sus diámetros, las tuberías se clasifican en: redes primarias y redes secundarias o de relleno. Las **redes primarias** se usan para conducir el agua por medio de redes troncales a las que se conectan las **redes secundarias o de relleno** que son las tuberías restantes para cubrir la totalidad de las calles. Las redes de distribución se clasifican en: "red abierta o ramificada", "red cerrada o en malla" y "red combinada". Las "**redes abiertas o ramificada**" su estructura es similar a un árbol. De la red primaria o troncal se derivan todas las ramas o red secundaria. Se forman cuando la topografía y el alineamiento de las calles no permiten tener circuitos, o en comunidades con predios muy dispersos. Las "**redes cerradas o en malla**" consiste en que, todas las tuberías están interconectadas y no hay terminales o extremos muertos. Se presentan en zonas urbanas con trazo de calles más definido y con mayor concentración de predios. La "red de distribución" se forma de dos partes principales:

- Instalaciones de servicio público (red y tomas domiciliarias)
- Instalaciones particulares (instalación hidráulica de toda la edificación, que a partir del cuadro de toma domiciliaria, es responsabilidad de los usuarios),

y debe de satisfacer los siguientes requisitos:

- 1.- Suministrar agua en cantidad suficiente (gasto máximo horario de proyecto).
- 2.- El agua debe ser potable, tomando en cuenta lo indicado en las normas vigentes, referentes a la calidad del agua.
- 3.- Las presiones o cargas disponibles de operación en cualquier punto de la red deben estar comprendidas entre 1.5 y 50 kg/cm<sup>2</sup> (15 a 50 m.c.a.). Para localidades urbanas pequeñas se puede admitir una presión mínima de 1.0 kg/cm<sup>2</sup> (10 m.c.a.)
- 4.- Tomar en cuenta la situación económica de los usuarios, para lo cual se debe considerar el estudio de factibilidad económica y financiera; analizando la conveniencia de diseñar la red para una etapa inmediata o para un periodo más amplio.
- 5.- Las tuberías de agua potable se ubican separadas de otros conductos subterráneos (alcantarillado, gas, electricidad y telecomunicaciones), a una distancia mínima de 20 cm vertical y horizontal, aunque para esta última es recomendable una separación de 40 cm. La tubería de agua potable siempre debe localizarse por encima del alcantarillado.

En función de la topografía de la localidad se elige el tipo de red primaria por diseñar: abierta, cerrada o combinada. Cuando el trazo de las calles forma una malla que permite proyectar circuitos, su longitud debe variar entre 400 y 600 m. El diámetro mínimo por utilizar es de 100 mm; sin embargo, en colonias urbanas populares se puede aceptar 75 mm y en zonas rurales hasta 50 mm. El cálculo hidráulico de la red primaria se realiza para las condiciones estáticas; sin embargo, cuando es posible, se calcula para las condiciones dinámicas, lo que permite verificar las presiones en la red y las variaciones de nivel en los tanques a través del tiempo. La red secundaria no se calcula hidráulicamente. El diámetro para áreas urbanas populares debe ser de 50 a 60 mm y para ciudades de importancia de 75 a 100 mm mínimo. Para justificar estos diámetros se considera la densidad de población del área por servir. Es debido a que las colonias en este estudio son colonias urbanas, con el trazo de calles definido y una lotificación regular, la red de distribución de agua potable será una red primaria cerrada, en circuitos interconectados, con tubería de acero, con algunos accesorios de fo.fo. y de P.V.C. La red secundaria o de relleno será en bloques por manzanas, con tubería de fo.fo. y algunos accesorios de P.V.C. Al igual que los perfiles de la línea de Conducción y la línea de Alimentación; en el **Anexo "C"**, se muestra la Red de distribución.

## **CAPITULO 4 TANQUES DE REGULARIZACIÓN.**

### **Definición:**

Es una estructura ubicada al final de la línea de conducción, diseñada para almacenar agua acorde con las extracciones de la fuente de abastecimiento y demandas de los usuarios. En ocasiones el **Tanque de Regularización y de Almacenamiento**, es la parte del sistema de abastecimiento de agua potable que permite enviar un Gasto constante desde la fuente de abastecimiento y satisfacer las demandas variables de la población. Esto es posible acumulando agua en el tanque cuando la demanda de la población es menor que el gasto de llegada: el agua acumulada se utiliza cuando la demanda sea mayor. Generalmente esta regularización se hace por periodos de 24 horas. Cuando además de la regularización se proporciona un volumen adicional para almacenar agua en el tanque, se dispone de una cantidad como reserva con el objeto de no suspender el servicio en caso de desperfectos en la captación o en la conducción, así como satisfacer demandas extraordinarias. Cabe mencionar que por seguridad el efluente debe ser desinfectado, usualmente por cloración. La desinfección es la parte final en el tratamiento del agua antes de ser almacenada y distribuida, y la cloración es particularmente efectiva contra las bacterias patógenas pero su capacidad para destruir amibas y virus es cuestionable. En ocasiones cuando el agua es subterránea es necesario eliminar gases disueltos, (bióxido de carbono) por medio de aeración. En nuestro caso la calidad de agua que se extrae es buena por lo que solo se desinfecta por cloración, a razón de dos partes por millón es decir dos miligramos de cloro por litro de agua. En este capítulo se da una descripción de los dos tipos de depósitos que se utilizan en el sistema de abastecimiento así como sus accesorios.

### **4.1 CLASIFICACIÓN.**

#### **Tipos de tanques.**

Las principales categorías de los depósitos de almacenamiento son:

1 TANQUES SUPERFICIALES.

2 TANQUES ELEVADOS

#### 4.1.1 TANQUES SUPERFICIALES.

##### Tanques superficiales.

Estos depósitos se hacen a nivel de suelo natural o balanceando cortes y rellenos, se sitúan en una elevación natural que se tenga en la proximidad de la zona urbana, de manera que la diferencia de nivel entre el piso del tanque con respecto a los puntos más altos y bajos de la población, sean de 15 y 50 m.c.a. respectivamente. Figura 1. Este tipo de tanque se construye de concreto armado y de mampostería, revistiéndolas con un impermeabilizante.

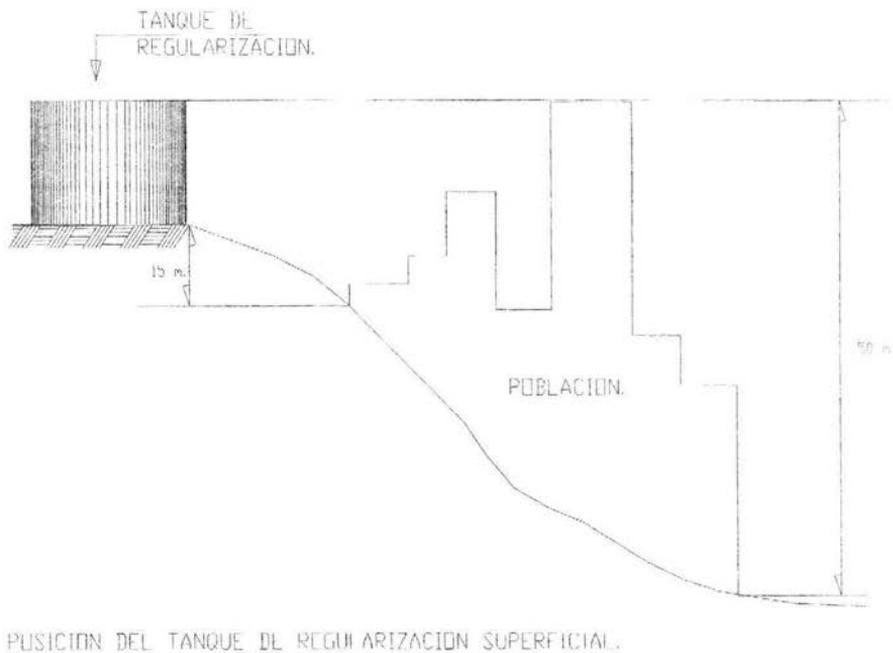


Figura 1. Tanque de Regularización Superficial.

En algunos casos, cuando se desplanta el depósito en tepetate o roca fisurada, se cuela una losa de 10 cm, de espesor con varillas de  $\frac{1}{2}$  " de diámetro en malla de 30 cm, en dos direcciones. Si se hace el desplante sobre tierra se coloca sobre la losa anterior una cubierta de yute o similar, colocando encima otra losa de 5 cm, con varillas de  $\frac{3}{8}$ " a cada 30 cm. En roca firme se elimina la losa de concreto, haciendo el revestimiento con gunita descargada con un chiflón o pistola sobre un armado de varillas de  $\frac{3}{8}$ " de diámetro a cada 30 cm.

Los tanques deben de techarse empleando para ello losas de concreto reforzado armadas en el lugar, o con materiales preconstruidos como vigueta y bovedilla. No debe de cubrirse las losas con tierra producto de la excavación, es mejor cubrir con 5 cm, de ladrillo con pendiente mínima de 1% para que el agua de lluvia no penetre al tanque.

El diseño estructural se hace con las siguientes condiciones de carga:

- Con agua y sin empuje de tierra.
- Con empuje de tierra y vacío.

Los tanques a base de muros de mampostería se recomiendan para tirantes que van de 1.0 hasta 3.5 m. y capacidades de hasta 10,000 m<sup>3</sup>. Los muros de concreto reforzado se recomiendan para tirantes entre 2.0 y 5.5 m. y para capacidades que varían de 5,000 a 50,000 m<sup>3</sup> se pueden construir de concreto presforzado, con tirantes de 5.0 a 9.0 m.

#### **4.1.2 TANQUES ELEVADOS.**

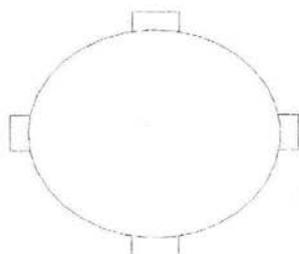
Los tanques elevados se construyen cuando no es posible construir un tanque superficial, al no tener en la proximidad de la zona que servirá una elevación natural adecuada; por lo que los tanques elevados son estructuras de regulación que se utilizan para dar carga o presión a los sistemas de distribución. El tanque elevado se refiere a la estructura integral que consiste en el tanque, la torre y la tubería elevadora. El tanque elevado conviene situarlo en la cota topográfica más alta de la localidad, con la finalidad de que la torre no sea muy alta. Las alturas de las torres pueden ser de 10, y hasta 15 m. de acuerdo al sitio que se elija y a las presiones que se requieran en la

red de distribución. Para tener un máximo beneficio se deben de localizar cerca del centro de uso ya que esto decrece las pérdidas por fricción y facilita el equilibrio de las presiones lo más posible haciéndolas más uniformes tanto en los periodos de mínima como máxima demanda. La torre y el tanque se pueden construir de acero, aunque los hay también de concreto reforzado. ( figuras **Anexo "A"** ). Los tanques elevados de concreto pueden ser cilíndricos, rectangulares o poligonales; mientras que los de acero generalmente son de forma cilíndrica o esférica. ( figuras **Anexo "A"**).

Para llevar acabo el diseño estructural de un tanque elevado, es necesario contar con la siguiente información:

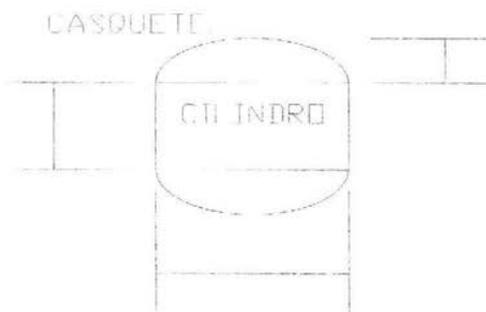
- Proyecto funcional del recipiente, en donde se especifique la capacidad, tirante, elevación, el nivel máximo del agua, elevación del vertedor de demasías, tuberías de llegada, salida y demasías, registros, boquillas, accesorios, ventilas etc.
- La ubicación del predio donde será construido, con las áreas de servicio y límites del terreno, incluyendo el plano topográfico con curvas de nivel.
- Estudio de mecánica de suelos, con las recomendaciones y criterios de diseño de la cimentación, tipos de cimentación, nivel de desplante, capacidad de carga, nivel freático, asentamientos totales y diferenciales, y en caso de cimentación profunda el tipo de pilote, longitud y capacidad de carga.
- Estudios de la agresividad de suelos para determinar los materiales de la cimentación y la protección a las tuberías.

El término tirante del tanque se refiere a la distancia vertical del nivel inferior del tanque al nivel de excedencias ,entre los cuales se proporciona la capacidad requerida. La altura de la estructura de soporte del tanque elevado es la distancia vertical del nivel de piso terminado al nivel inferior al tanque y se determina de acuerdo a los requerimientos del sistema de suministro de agua.



TANQUE ELEVADO

PLANTA DEL TANQUE ELEVADO.



PERFIL DEL TANQUE ELEVADO.

#### 4.2 LOCALIZACION DE LOS TANQUES.

La selección del sitio más adecuado para ubicar un tanque de regularización, depende de diferentes factores entre de los que destacan los siguientes:

- La condición más favorable para la alimentación del tanque es que se efectúe por gravedad; por economía, pero esta condición se cumple solo en pocas

ocasiones de acuerdo a la posición de la fuente de alimentación, en terrenos accidentados, pues en terrenos planos es necesario recurrir al bombeo.

- La alimentación de los tanques a la red de distribución se debe efectuar por gravedad, por lo que el tanque debe tener la suficiente altura para asegurar en cualquier instante y en todos los puntos de la red una velocidad y presión suficiente.
- La evaluación del impacto ambiental que originará el proyecto.

El tanque debe estar construido por varias celdas independientes, esta acción es tendiente a reducir los riesgos por falla del tanque y para facilitar las maniobras de mantenimiento. Es recomendable que los tanques estén provistos de un muro perimetral adicional para contener el agua vertida en caso de una falla del tanque.

#### 4.3 DATOS TOPOGRÁFICOS.

Para la ubicación del tanque es indispensable considerar que la red de distribución sea lo más económica posible, con la máxima uniformidad de presiones en toda la zona abastecida, lo que se consigue situando el tanque en el *centroide* de la misma. ( figura 2 y 3). De no ser posible esto se seleccionara la elevación del terreno más próxima a los que rodean la población. En los tanques alimentadores se deben cuidar los límites de presiones para su operación. El límite mínimo se fija considerando que empleando diámetros de tuberías pequeños en la red se consiguen cargas mínimas en la población; del orden de 10 m.c.a, según el tipo de las construcciones. Cuando se tengan desniveles mayores a 50 m.c.a, es conveniente ubicar varios tanques, para servir zonas determinadas, los cuales se interconectan entre sí, ya sea por gravedad o por bombeo según sea el sistema de abastecimiento. Otra posibilidad es la colocación de válvulas reductoras de presión para servir por zonas, aunque no se aconsejan dentro de la red, pero sí en redes independientes sobre la misma conducción general.

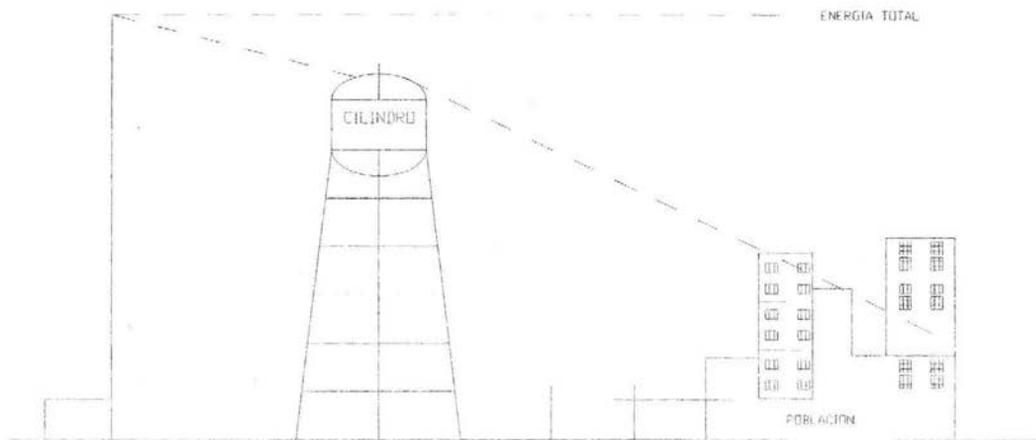


Figura 2.- Tanque Elevado al centro de la población.

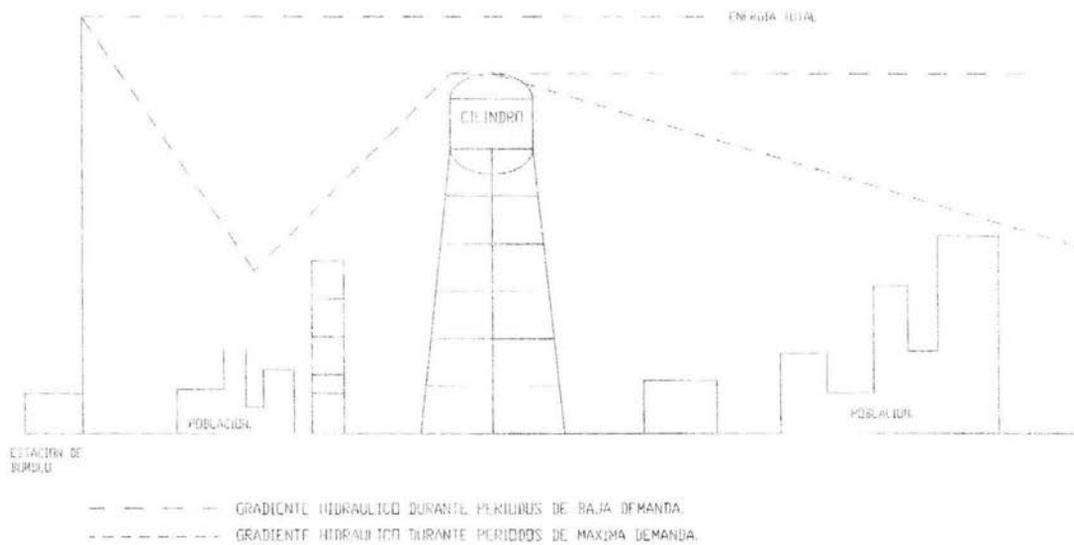


Figura 3.- Tanque Elevado cerca del centro de la población.

### 4.3 CAPACIDAD DE LOS TANQUES DE REGULARIZACION.

La capacidad del tanque se define con las necesidades de consumo de las localidades por servir. En las grandes ciudades se debe hacer un análisis adecuado que tome en cuenta en la capacidad de regulación, un volumen de reserva para cubrir demandas contra incendio, interrupción eléctrica o demandas extraordinarias que se presenten durante la época de máxima concentración de población flotante.

#### 4.3.1 COEFICIENTE DE REGULACIÓN.

El coeficiente de regulación está en función del tiempo de alimentación (numero de horas por día) de las fuentes de abastecimiento al tanque, requiriéndose almacenar el agua en las horas de baja demanda, para distribuirla en las de alta demanda. El estudio de este coeficiente fue realizado por el Banco Nacional Hipotecario Urbano y de Obras Publicas, actualmente Banco Nacional y Servicios Públicos (BANOBRAS); basándose en la Ciudad de México. Con la información obtenida, se realizó el cálculo para determinar los coeficientes de regulación, en donde se consideró el abastecimiento durante las 24 horas del día. Cuando se modifican las horas de bombeo a un periodo menor de 24 horas /día, se debe cambiar el gasto de diseño de la fuente de abastecimiento y conducción incrementándolo proporcionalmente a la reducción del tiempo de bombeo; el gasto de diseño se obtiene con la siguiente expresión:

$$Q_d = 24 Q_{md} / t_b.$$

Donde:

$Q_d$  = Gasto de diseño, en lps.

$Q_{md}$  = Gasto máximo diario, en lps.

$t_b$  = Tiempo de bombeo, en horas / día.

Para cualquier alternativa de reducción del tiempo de bombeo, se debe considerar que habrá un incremento en los costos de la infraestructura de la conducción y de la fuente de abastecimiento, y esta debe satisfacer el incremento del gasto.

### Procedimiento de cálculo.

El procedimiento del cálculo se presente continuación:

1	2	3	4	5
Horas	Entrada % Q. bombeo	Salida % Q. Salida.	Diferencia Entrada- Salida	Diferencia Acumulada.

En la columna 1 se enlista el tiempo en horas ( las 24 horas del día ).

En la columna 2 se anota la ley de entrada; es función del agua que se deposita en el tanque en la unidad de tiempo considerada por el o los diferentes conductos de entrada; ( se puede manejar en gastos o en volúmenes). En la columna 3 se anota la ley de salida en forma similar a la anterior; porcentajes de gastos horarios respecto del gasto medio horario. (También se puede manejar con volúmenes). En la columna 4 se anota la diferencia algebraica entre la entrada y salida. En la columna 5 se anotan las diferencias acumuladas resultantes de la suma algebraica de las diferencias de la columna 4. De esta última columna se deduce el máximo porcentaje acumulado y el máximo porcentaje faltante, por lo que se puede llegar a la siguiente formula:

$$CR = (3.6) (\text{Max. \% Excedente} - \text{Max. Faltante}) / 100$$

Donde:

CR = Coeficiente de regulación.

Max. Excedente = Valor máximo positivo de las diferencias acumuladas.

Max. Faltante = Valor máximo negativo de las diferencias acumuladas.

#### 4.3.2 DIMENSIONAMIENTO DEL TANQUE DE REGULARIZACION.

Para determinar la capacidad el tanque de regularización se utiliza la siguiente ecuación, más el volumen considerado para situaciones de emergencia.

$$C = CR Q_{md}$$

Donde:

C = Capacidad del tanque, en  $m^3$ .

CR = Coeficiente de regulación.

$Q_{md}$  = Gasto máximo diario, en lps.

Cuando no se conozca la ley de demandas en una localidad en particular, se recomienda aplicar los siguientes valores.

COEFICIENTES DE REGULACION PARA LA CIUDAD DE MEXICO.	
Tiempo de suministro al tanque (horas)	Coefficiente de regulación. (CR)
24	14.3
20 (De las 4 a las 24 horas)	9.6
16 (De las 5 a las 21 horas)	17.3

#### 4.4 ACCESORIOS DE LOS TANQUES.

Para el diseño hidráulico de los accesorios de los tanques como la entrada, la salida a la red, desagüe y vertedor de demasías, se recomienda lo siguiente:

##### 4.4.1 ACCESORIOS BÁSICOS EN UN TANQUE SUPERFICIAL.

*Entrada:* El diámetro de la tubería de entrada corresponde al de la conducción. La descarga podrá ser por encima del espejo de agua ( para tirantes pequeños), por un lado del tanque o por el fondo ( para tirantes grandes). Es conveniente poner una válvula de control de niveles máximos, en la tubería de entrada al tanque, que puede ser de tipo flotador o de altitud.

La losa de la tapa deben tener uno o varios registros de inspección formados por un marco con bordes que sobresalgan 10 cm, y una tapa con soleras que cubran el marco de ángulo. Se deben instalar en el interior escaleras (tipo marino), con el fin de poder entrar al tanque para inspección y limpieza (Figura 4). Se proporciona ventilación a los tanques por medio de tubos verticales u horizontales que atraviesan el techo o la pared; según sea el caso o la ventilación, también se puede proporcionar por medio de aberturas con rejas de fierro de 30 x 60 cm, instaladas en la periferia del tanque. (Figura 5). La salida de agua se hace por medio de un tubo con colador o malla. Los tubos de demasías se instalan de manera que impidan la entrada de aves, insectos, roedores etc.

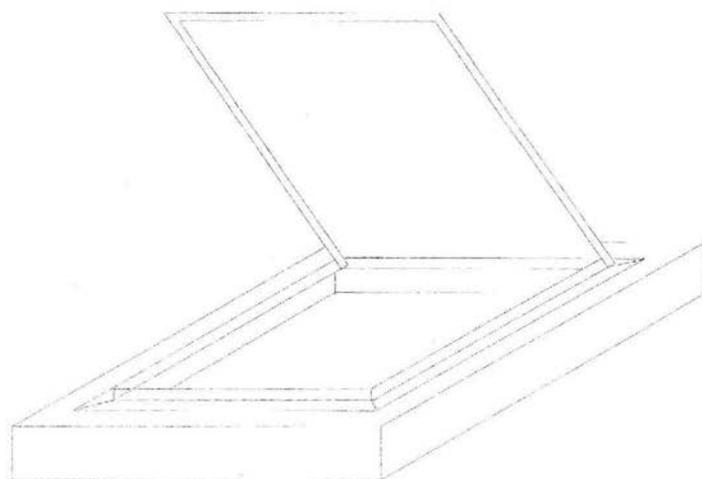


Figura 4.- Tapa del tanque Superficial.

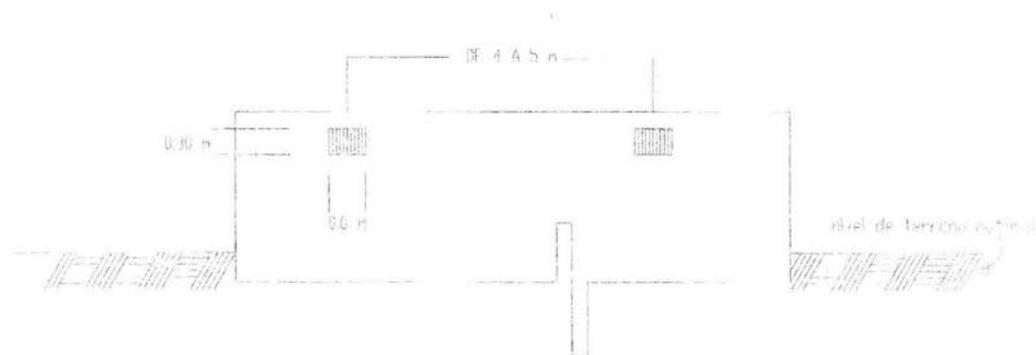


FIGURA 5.- Ventilación por medio de aberturas con rejas de hierro de 30 x 60 cm, instaladas en la periferia del tanque.

*Salida:* La tubería de salida se puede alojar en una de las paredes del tanque o en la losa de fondo. Para dar mantenimiento o hacer alguna reparación a los tanques, es indispensable dotar a estas estructuras de un by-pass, entre las tuberías de entrada y salida, con sus respectivas válvulas de seccionamiento.

Los medidores de gasto se instalan en las líneas de salida o en la línea de entrada, respetando las recomendaciones de los fabricantes; respecto a las distancias aguas arriba y aguas abajo de los medidores, para que no haya interferencia o cambios de dirección de flujo.

*Desagüe del fondo:* En caso de una fuga o reparación, los tanques se vacían a través de las líneas de salida ya que son las de mayor diámetro, puesto que se diseñan con el gasto máximo horario.

*Tubería de demasías:* la tubería de demasías se instala en forma vertical en el interior del depósito y adosada a las paredes del mismo; con el propósito de impedir la entrada de roedores y otros animales. El tubo del vertedor debe estar dotado en su parte inferior de una trampa hidráulica, que a demás proporciona un colchón amortiguador de efectos del impacto de caída del flujo de excedencias. En algunos casos se proyecta la instalación con salida horizontal y bajada a 60 grados. Es conveniente unir las líneas de descarga de excedencias, de desagüe de fondo y aguas pluviales, para tener una descarga general pero esta tubería no debe descargar directamente al alcantarillado, sino que debe descargar libremente en un recipiente abierto desde una altura no menor de dos diámetros del tubo sobre la corona del recipiente (Figura 6).

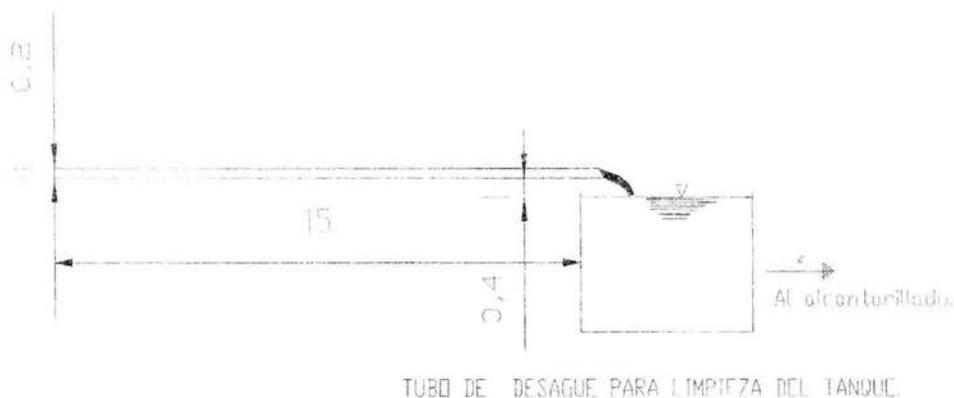


FIGURA 6.- Tubo de desagüe en el fondo del Tanque Superficial.

PLOMERIA DE SALIDA DEL TANQUE.

LISTA DE MATERIALES.

DESCRIPCION	UNIDADES	CANTIDAD
Tubo de acero con extremos biselados para soldar.	Pza.	1
Brida de acero	Pza.	1
Válvula de seccionamiento tipo compuerta		1
Tubo de acero longitud con extremos biselado para soldar el otro liso	Pza.	1
Junta flexible tipo Gibault para unir tubería de salida con la línea de conducción	Pza.	1
Tubo de acero longitud con anillo de empotramiento con un extremo biselado para soldar el otro liso.	Pza.	1
Codo de acero en gajos de 90 grados	Pza.	2
Codo de acero en gajos de 60 grados.	Pza.	1
Codo de acero con extremos biselado para soldar el otro liso	Pza.	1
Junta flexible tipo Gibault para unir tubería de excedencias.	Pza.	1
Tubo de acero con extremos biselados para soldar.	Pza.	1
Codo de acero en gajos de 90 grados.	Pza.	1
Tubo de acero con anillo de empotramiento con un extremo biselado para soldar el otro y el otro de -mm( ") diam	Pza.	1
Brida de acero.	Pza.	2
Válvulas de seccionamiento tipo compuerta.	Pza.	1
Tubo de acero con un extremo biselado y el otro liso.	Pza.	1

#### 4.4.2 ACCESORIOS BÁSICOS EN UN TANQUE ELEVADO.

Para el diseño hidráulico de la entrada, salida, desagüe y demasías, se toman en cuenta las siguientes recomendaciones:

**Entrada y salida:** Independientemente del material del tanque se utiliza para las funciones de llenado y vaciado la misma tubería, su diámetro debe de ser el de alimentación de la red. Dicho conducto se aprovecha también para efectuar la limpieza del depósito, utilizando las piezas especiales y válvulas de seccionamiento. Para facilidad de operación y mantenimiento, se recomienda que la plomería de entrada y salida queden alojadas en "trincheras". Para la entrada a este tipo de tanque puede ser con los siguientes arreglos:

1.- llegada y salida por la misma tubería: este arreglo representa un ahorro en tubería, la llegada es por la parte inferior del tanque, al mismo tiempo sirve como un amortiguador cuando se presenta una sobrepresión (golpe de ariete), en caso de control se utilizan electro niveles.

2.- llegada y salida por diferentes tuberías; este arreglo se utiliza para tener carga constante en la distribución y su control se puede hacer tanto por electroniveles, como por válvulas de flotador.

**Tubería de demasías,-** las demasías no deben de existir ya que representan un desperdicio de agua cuyo bombeo representa un costo de operación; esto se logra por medio de válvulas de flotador, electroniveles o con válvulas de altitud. Pero como medida de seguridad, es conveniente instalar un vertedor de demasías, constituida por una tubería situada en el interior del depósito la que puede colocarse unida a una de las columnas de la torre del tanque.

La ventilación de los tanque elevados se realiza mediante tubos verticales u horizontales, que atraviesan el techo o la pared o por medio de aberturas con rejillas de acero instaladas en la periferia de tanque.

PLOMERÍA DE ENTRADA Y SALIDA.

LISTA DE MATERIALES.

DESCRIPCCION	UNIDADES	CANTIDAD
Junta flexible tipo Gibault para unir tubería de llegada.	Pza.	3
Junta flexible tipo Gibault para unir tubería de excedencias.	Pza.	3
Extremidad de fo.fo.		3
Extremidad de fo.fo.	Pza.	3
CRUZ de fo.fo.	Pza.	1
Válvula de compuerta vástago ascendente , brida, con interiores de bronce para agua.	Pza.	1
Válvula de compuerta vástago ascendente , brida, con interiores de bronce para agua, Codo de acero en gajos de 90 grados	Pza.	1
Reducción de fo.fo.	Pza.	1
Tee de fo.fo..	Pza.	1
Codo de fo.fo. de 90 grados	Pza.	1
Tubo de fo.go liso en un extremo y con un anillo de empotramiento soldado en el otro.	M	15
Tubo de fo.go liso en los dos extremos y con un anillo de empotramiento soldado a 15 m de uno de los extremos.	M	20,80
Empaques de plomo	Pza.	7
Tornillos con cabeza y tuerca hexagonales.	Pza.	xxxx
Tubo de fo.fo. de 50.8 --mm ( 4" ) de diam.de 50 mm de longitud.	Pza.	4
Tubo de fo.fo. de 50.8 --mm ( " ) de diam.con bridas en los extremos.	Pza.	1

## CAPITULO 5 CÁLCULO HIDRÁULICO DE LOS TANQUES DE REGULACIÓN DEL PROYECTO.

### 5.1 TANQUE SUPERFICIAL LA GAVIA.

En este capítulo se expone la metodología para el cálculo del volumen del tanque del proyecto en cuestión, y de los pozos profundos que lo abastecen.

#### Ubicación:

Se encuentra a la altura de 1812 s.n.m. en el cerro de la Gavia, y tiene un desnivel topográfico con respecto a la línea de alimentación de 42.54 m.

#### DATOS BÁSICOS DE PROYECTO.

Población	37,967 Habitantes
Dotación	200 lts / hab / día
C.V.D.	1.40
C.V.H.	1.55
G.M.D.	87.90 lps
G. m.d.	123.0 lps
G.m.h	190.71 lps
C.R.	14.58
Fuente de abastecimiento	Línea la Gavia, (batería de 3 pozos ).
Pérdidas	35%

### 5.2.0 CÁLCULO DEL VOLUMEN DEL TANQUE.

#### Método Analítico.

Tomando como,  $C_{vd} = 1.40$

Por lo tanto,  $Q_{md} = 87.88 \text{ lps} \times 1.40 = 123.0 \text{ lps}$ .

Tomando como  $Q_{md} = 123.00 \text{ lps}$

Considerando que la regularización se efectuará durante un periodo de 24 horas; se utiliza la ley de demanda que representa el consumo de agua de las poblaciones de la República mexicana expresadas como **porcentajes horarios del volumen o gasto**

**horario del día de máximo consumo**, la cual fue determinada estadísticamente por el Banco Nacional de Obras y Servicios Públicos, de acuerdo a la siguiente tabla:

**TABLA DE DEMANDA HORARIA PARA POBLACIONES PEQUEÑAS.**

HORAS	SUMINISTRO	DEMANDAS (SALIDAS)		
	Q BOMBEO %	DEMANDA HORARIA %	DIFERENCIAS	DIFERENCIAS ACUMULADAS
0-1	100	45	55	55
1-2	100	45	55	110
2-3	100	45	55	165
3-4	100	45	55	220
4-5	100	45	55	275
5-6	100	60	40	315
6-7	100	90	10	325
7-8	100	135	-35	290
8-9	100	150	-50	240
9-10	100	150	-50	190
10-11	100	150	-50	140
11-12	100	140	-40	100
12-13	100	120	-20	80
13-14	100	140	-40	40
14-15	100	140	-40	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
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
TOTAL	2400	2400		

Y se puede representar gráficamente por medio del siguiente hidrógrama:

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



Del análisis de la tabla y del hidrógrama, se puede observar que de las 0 horas a las 7 horas entra al Tanque más agua de la que sale una acumulándose agua, de las 7 horas en adelante, sale más agua de la que entra por lo que empieza a extraerse el agua acumulada; a las 15 horas llega el momento en que el tanque queda vacío. Por lo que a partir de esa hora empieza haber un déficit, sale más agua de la que entra y no se cuenta con un volumen acumulado en el tanque para cubrir ese faltante. Tres horas más tarde; es el momento más crítico ( el máximo déficit ), por lo que se debe de contar con un volumen en el tanque que cubra tanto la máxima acumulación como el máximo déficit.

Tabla para la obtención de la Variación de Gastos o Volúmenes durante el día.

HORAS	SUMINISTRO	DEMANDAS (SALIDAS)		
	Q BOMBEO %	DEMANDA HORARIA %	DIFERENCIAS	DIFERENCIAS ACUMULADAS
0-1	100	45	55	55
1-2	100	45	55	110
2-3	100	45	55	165
3-4	100	45	55	220
4-5	100	45	55	275
5-6	100	60	40	315
6-7	100	90	10	325
7-8	100	135	-35	290
8-9	100	150	-50	240
9-10	100	150	-50	190
10-11	100	150	-50	140
11-12	100	140	-40	100
12-13	100	120	-20	80
13-14	100	140	-40	40
14-15	100	140	-40	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
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
TOTAL	2400	2400		



De la tabla y de la gráfica se observa que la máxima acumulación y el máximo déficit son de 325 y 80 respectivamente por lo que para calcular el volumen del tanque para un suministro de 24 horas al día se emplea la siguiente expresión:

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

$$C = C_t \times \frac{3600}{1000} \times Q_{dm}$$

donde:

$C_t$  = sumatoria del máximo déficit y la máxima acumulación en porcentaje.

$C$  = capacidad del tanque en  $m^3$ .

$Q_{dm}$  = Gasto máximo diario en lps.

Realizando los cálculos:

$$C = 405 \% \times \frac{3600}{1000} \times Q_{dm} = 14.58 Q_{dm}$$

El valor de 14.58 es el coeficiente de regulación (CR) en caso de que se esté llenando el tanque de regularización (se este bombeando) las 24 horas del día y tomando en cuenta un diseño para 24 horas de bombeo. Por lo tanto la revisión del tanque de regularización es la siguiente:

Datos:

$$Q_{dm} = 123.0 \text{ lps.}$$

$$CR = 14.58$$

Formula:

$$C = 14.58 Q_{dm}$$

Sustitución:

$$C = 14.58 \times 123.00 = 1,793.34 \text{ m}^3$$

Haciendo el análisis por Volúmenes acumulados es algo parecido a lo anterior puesto que se basa también en la ley de demanda que representa el consumo de agua de las poblaciones de la Republica mexicana expresadas como **porcentajes horarios del volumen horario del día de máximo consumo**.

El calculo del volumen diario que proporciona el pozo 7 es el siguiente:

$$\frac{84 \frac{l}{s} \times 24 \frac{hor}{día} \times 3600 \frac{s}{hor}}{1000 \frac{m^3}{l}} = 7,257.60 \frac{m^3}{día}$$

Convirtiendo a metros cúbicos por hora:

$$\frac{84 \frac{l}{s} \times 3600 \frac{s}{hor}}{1000 \frac{m^3}{l}} = 302.40 \frac{m^3}{hor.}$$

Realizando el mismo procedimiento para sacar los gastos en metros cúbicos por hora de los pozos 3 y 4, se tiene:

Pozo 3 = 16 lps.

Pozo 4 = 23 lps.

Suma = -----  
39 lps

$$\frac{39 \frac{l}{s} \times 24 \frac{hor}{día} \times 3600 \frac{s}{hor}}{1000 \frac{m^3}{l}} = 3,369.60 \frac{m^3}{día}$$

Convirtiendo a metros cúbicos por hora:

$$\frac{39 \frac{l}{s} \times 3600 \frac{s}{hor}}{1000 \frac{m^3}{l}} = 140.40 \frac{m^3}{hor.}$$

Por lo tanto el gasto que entra al tanque de regularización durante las 24 horas del día es:

$$7,257.60 + 3,369.60 = 10,627.20 \frac{m^3}{día}$$

y en metros cúbicos por hora:  $302.40 + 140.40 = 442.80 \frac{m^3}{hor.}$

A continuación se presenta la tabla con los datos:

TIEMPO (HORAS)	Qe (Qmd m/s)	Ve m3	CVH %	Qs (Qe X CVH m3/S)	Vs (Ve X CVH m3)	Ve-Vs m3	Vac m3	Vi 90.9504	Ct (m3)	Cr
0-1	0.123	442.8	0.45	0.05535	199.26	243.54	51.7572	334.4904		
1-2	0.123	442.8	0.45	0.05535	199.26	243.54	295.2972	578.0304		
2-3	0.123	442.8	0.45	0.05535	199.26	243.54	538.8372	821.5704		
3-4	0.123	442.8	0.45	0.05535	199.26	243.54	782.3772	1065.1104		
4-5	0.123	442.8	0.45	0.05535	199.26	243.54	1025.9172	1308.6504		
5-6	0.123	442.8	0.6	0.0738	265.68	177.12	1203.0372	1485.7704		
6-7	0.123	442.8	0.9	0.1107	398.52	44.28	1247.3172	1530.0504	1601.557	13.020
7-8	0.123	442.8	1.35	0.16605	597.78	-154.98	1092.3372	1375.0704		
8-9	0.123	442.8	1.5	0.1845	664.2	-221.4	870.9372	1153.6704		
9-10	0.123	442.8	1.5	0.1845	664.2	-221.4	649.5372	932.2704		
10-11	0.123	442.8	1.5	0.1845	664.2	-221.4	428.1372	710.8704		
11-12	0.123	442.8	1.4	0.1722	619.92	-177.12	251.0172	533.7504		
12-13	0.123	442.8	1.2	0.1476	531.36	-88.56	162.4572	445.1904		
13-14	0.123	442.8	1.4	0.1722	619.92	-177.12	-14.6628	268.0704		
14-15	0.123	442.8	1.4	0.1722	619.92	-177.12	0	90.9504		
15-16	0.123	442.8	1.3	0.1599	575.64	-132.84	-132.84	-41.8896		
16-17	0.123	442.8	1.3	0.1599	575.64	-132.84	-265.68	-174.7296		
17-18	0.123	442.8	1.2	0.1476	531.36	-88.56	-354.24	0		
18-19	0.123	442.8	1	0.123	442.8	0	-354.24	0		
19-20	0.123	442.8	1	0.123	442.8	0	-354.24	0		
20-21	0.123	442.8	0.9	0.1107	398.52	44.28	-309.96	44.28		
21-22	0.123	442.8	0.9	0.1107	398.52	44.28	-265.68	88.56		
22-23	0.123	442.8	0.8	0.0984	354.24	88.56	-177.12	177.12		
23-24	0.123	442.8	0.6	0.0738	265.68	177.12	0	354.24		
SUMAS		10627.2			10627.2					

Donde:

Q e = Gasto de Entrada es igual al Gasto Máximo Diario

Vs = Volumen de Salida.

Ve = Volumen de entrada.

Ct= Captación Total

CVS = Cantidades en porcentaje del Gasto Máximo Diario.

Cr = Coeficiente de regulación.

Q s = Gasto de Salida.

Para 24 horas al día se emplea la siguiente expresión:

$$Ct = \frac{\text{Max. V. Acumulado} + \text{Max. V. de Déficit.}}{\text{Gasto en lps} \times 1000}$$

Donde:

Ct = sumatoria del máximo déficit y la máxima acumulación en porcentaje.

C = capacidad del tanque en m<sup>3</sup>.

Qdm = Gasto máximo diario en lps.

Realizando los cálculos:

$$1247.706 + 354.3552$$

$$C = \frac{\text{-----}}{0.12300 \times 1000} \times Qdm = 13.02079 \text{ Qdm.}$$

$$C = 0.12300 \times 13.02079 = \underline{1.602.557 \text{ m}^3}.$$

Como se puede observar el resultado difiere un poco al del primer ejemplo esto se debe a que en el primero se obtuvo el coeficiente de regulación con los datos estadísticos de la tabla de los gastos o volúmenes de variación horaria y en el segundo se obtuvo con los datos del proyecto.

El tanque actual es de 42 m. (lado) X 42 m.(lado) X 3 m.(altura), lo que nos da un volumen ( capacidad "C" ) de 5,292 m<sup>3</sup>. Comparando los resultados se puede observar que el tanque actual está sobre diseñado: 5,292 – 1,602.06 = 3,689.94 m<sup>3</sup>; es decir que tiene capacidad todavía para 3,689.94 m<sup>3</sup>. Esto nos da pauta para recomendar la perforación de otro(s) pozo(s) cercano(s) al tanque, mismos que tengan su línea de conducción hacia el tanque y de ahí abastecer a las colonias en cuestión y a otras; pudiendo sacar de servicio los pozos que se localizan dentro de las colonias y que actualmente están conectados directamente a la red de distribución.

Otra solución es la de extraer más gasto a los tres pozos de la Gavia ya, que al analizar sus estudios de aforo proporcionados por JUMAPA, (**Anexo "B"**); se puede observar que no se están explotando a su máxima capacidad. Actualmente a los pozos están como se indica:

Nombre	Gasto
Pozo la Gavia No. 3	<u><math>Q = 10 \text{ lps} = 0.010 \text{ m}^3/\text{seg.}</math></u>
Pozo la Gavia No. 4	<u><math>Q = 18 \text{ lps} = 0.018 \text{ m}^3/\text{seg.}</math></u>
Pozo la Gavia No. 7	<u><math>Q = 64 \text{ lps} = 0.064 \text{ m}^3/\text{seg.}</math></u>
Total	$Q = 92 \text{ lps} = 0.092 \text{ m}^3/\text{seg.}$

De acuerdo a esto se puede quitar los pozos que están dentro de las colonias, y solo faltarían 31 lps. para completar los 123.0 lps que necesita el proyecto. De acuerdo a los datos de estos estudios, se puede observar que si al pozo la Gavia 3 se le extraen 6 lps, más no se afecta el abatimiento del pozo ya que según los estudios se le extrajeron 19.75 lps, y el nivel dinámico no varió mucho. Lo mismo se puede hacer con el pozo la Gavia 4 el cual según los estudios se le extrajo un gasto de hasta 28 lps; por lo que si se le extrae más gasto (23 lps) que el que se le extrae actualmente (18 lps), no se afecta el funcionamiento del pozo. También al pozo la Gavia 7, al cual se le extraen 64 lps y según los estudios se le extrajeron hasta 92 lps, sin que variara el nivel dinámico; por lo que se le puede extraer más gasto para completar el gasto faltante sin tener que recurrir a la perforación de otro pozo, de tal manera que los gastos de los pozos serían:

Nombre	Gasto
Pozo la Gavia No 3	<u><math>Q = 16 \text{ lps} = 0.016 \text{ m}^3/\text{seg.}</math></u>
Pozo la Gavia No 4	<u><math>Q = 23 \text{ lps} = 0.018 \text{ m}^3/\text{seg.}</math></u>
Pozo la Gavia No 7	<u><math>Q = 84 \text{ lps} = 0.084 \text{ m}^3/\text{seg.}</math></u>
Total	$Q = 123 \text{ lps} = 0.123 \text{ m}^3/\text{seg.}$

Actualmente la línea de alimentación que sale del tanque de regularización hacia la red de distribución; conduce un gasto de 76 lps.; sin embargo, el gasto máximo horario con el que se debe de diseñar esta línea es de 190.71 lps. Por lo que se hará el análisis con este gasto; el de la línea de conducción se hará con el gasto máximo diario ( 123.00 lps.).

### **5.3.0 DISEÑO HIDRAULICO DEL TANQUE ELEVADO UBICADO EN LA COLONIA JACARANDAS.**

Debido a que originalmente en este trabajo se tomarían en cuenta los pozos, localizados en las colonias, los cuales están conectados directamente a la red de distribución, lo cual no es adecuado para el buen funcionamiento del sistema de agua potable ya que en estos casos lo que se hace es el diseño de un tanque elevado para darle carga al sistema y con esto regular la dotación del agua y distribuirla adecuadamente. A continuación se hace una propuesta del diseño hidráulico del tanque elevado ubicado en la colonia Jacarandas.

#### **5.3.1 Datos Generales del Pozo:**

Nivel Estático N.E. = 93.80 m.

Nivel Dinámico N.D = 118.15 m.

Abatimiento = 24.35 m.

Gasto de Explotación = 17.00 lps.

Profundidad total = 243 m.

Columna de Succión = 6" (Diámetro en pulgadas).

Tubería de Ademe = 14" (Diámetro en pulgadas).

Tipo de Bomba = Sumergible.

Año de Perforación = 1998.

Para su diseño hidráulico, tomando un tiempo de llenado de 24 horas se tiene lo siguiente:

$Q = 17$  lps.

$Cr = 14.58$ .

$C = Cr \times Q$ .

Donde:  $Q$  = Gasto de Explotación.

Cr = Coeficiente de Regulación para 24 horas.

C = Capacidad del Tanque de Regularización.

$$\therefore C = 14.58 \times 17 = 247.86 \text{ m}^3. \approx 248 \text{ m}^3.$$

Debido a que un tanque elevado de esta capacidad es demasiado grande. En estos casos se recomienda la construcción de un carcamo de bombeo que sirva de almacenamiento del agua que se extrae del pozo y de ahí re bombear el agua a un tanque elevado para darle carga, presión necesaria para la distribución del agua en la red de distribución.

Para mayor comodidad y facilidad de construcción, del tanque elevado; se recomienda adaptarse a diseños ya establecidos.

### **5.3.2 CARCAMO DE BOMBEO.**

Las plantas de bombeo, también conocidas como estaciones de bombeo, son instalaciones integradas por infraestructura civil y electromecánica, destinadas a transferir volúmenes de fluidos de un determinado punto a otro, para satisfacer ciertas necesidades. Las instalaciones pueden ser para bombeo de agua de pozo profundo de agua potable o riego.

Las instalaciones electromecánicas básicas de una estación típica de bombeo están compuestas por:

- Subestación eléctrica.
- Equipo de bombeo.
- Motor eléctrico.
- Controles eléctricos
- Arreglo de la descarga.

La subestación eléctrica aprovecha la energía eléctrica que proporciona la compañía suministradora y la transforma a las condiciones que requieren los motores para su funcionamiento.

El equipo de bombeo se encarga de transferir el agua desde el punto de captación, hasta el lugar donde se requiera.

El motor eléctrico es el equipo que proporciona la energía motriz para el accionamiento de la bomba. Los controles eléctricos son los elementos de mando para arranque y

paro de los motores eléctricos, que proveen los elementos de protección del equipo eléctrico para evitar daños, por condiciones a normales en la operación de los motores. El arreglo de la descarga de las plantas de bombeo es el conjunto integrado por piezas especiales de plomería, dispositivos de apertura y seccionamiento, medición y seguridad que permite el manejo y control hidráulico del sistema.

**Bomba:** se puede definir como una maquina que consiste en un conjunto de impulsores rotatorios, encerrados dentro de un a cubierta o carcaza, los cuales son capaces de transformar la energía mecánica procedente de cualquier medio motriz, en energía de velocidad, presión de posición, adicionada a un fluido. Existen una gran cantidad de bombas en la industria sin embargo en el sector agua potable , las mas utilizadas son las de tipo centrifuga.

**Bomba centrifuga con motor sumergido:** estas bombas son una variante de las bombas verticales tipo pozo profundo, cuya característica principal es que es medio motriz ( motor eléctrico), se encuentra directamente acoplado a la bomba estando ambos sumergidos en el liquido a bombear. Se trata de una bomba centrifuga vertical con impulsores radiales, cerrados o semi- abiertos. Y para la extracción de agua de pozos profundos las más comunes son las bombas con motor sumergido, y su clasificación es clasificación de acuerdo a la dirección que sigue el flujo a través de los alabes de impulsión, estos pueden ser Radiales, Axiales o Mixtos.

Los impulsores de flujo radial son aquellos en los que el flujo entra al ojo del impulsor en forma axial con relación a la posición de la flecha y sale en forma radial a esta, formando un ángulo de 90° entre la entrada y salida del fluido, lo que permite manejar poco gasto y grandes alturas de elevación por paso y se usan en el manejo de aguas claras (agua potable). Los impulsores de flujo mixto y de flujo axial son mas empleados para agua residual.

En nuestro caso se propone lo siguiente:

Un carcamo de bombeo de 148 m<sup>3</sup>. y un Tanque Elevado de 100 m<sup>3</sup>. de capacidad

### 5.3.3 DIMENCIONAMIENTO DEL CARCAMO DE BOMBEO.

Para 3.00 m de altura.

Área (A) = Volumen / altura (V/h).

$$A = 148 \text{ m}^3 / 3.00 \text{ m} = 49.33333 \text{ m}^2.$$

Para un tanque cuadrado se tiene:  $A = l^2$ ,  $\therefore L = a$  la raíz cuadrada de A. ( $\sqrt{A}$ )

$$L = \sqrt{49.3333} = 7.023 \text{ m}.$$

Dimensiones del Carcamo de bombeo.

Lado 1 = 7.15 m.

Lado 2 = 6.90 m.

Altura = 3.00 m.

Volumen o Capacidad del Carcamo = 7.15 m X 6.90 m X 3 m = 148.005 m<sup>3</sup>

### 5.3.4 CALCULO HIDRÁULICO DEL TANQUE ELEVADO.

$$C = 100 \text{ m}^3.$$

Se propone un tanque de forma cilíndrica con las siguientes dimensiones:

Formula para obtener el Volumen del cilindro  $V = \frac{\text{Pi}}{4} \times d^2 \times b$ ; Donde:

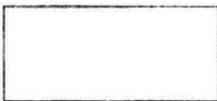
V = Volumen del cilindro.

Pi = 3.1416

d = diámetro del cilindro.

b = ancho o altura del cilindro.

a = altura del casquete



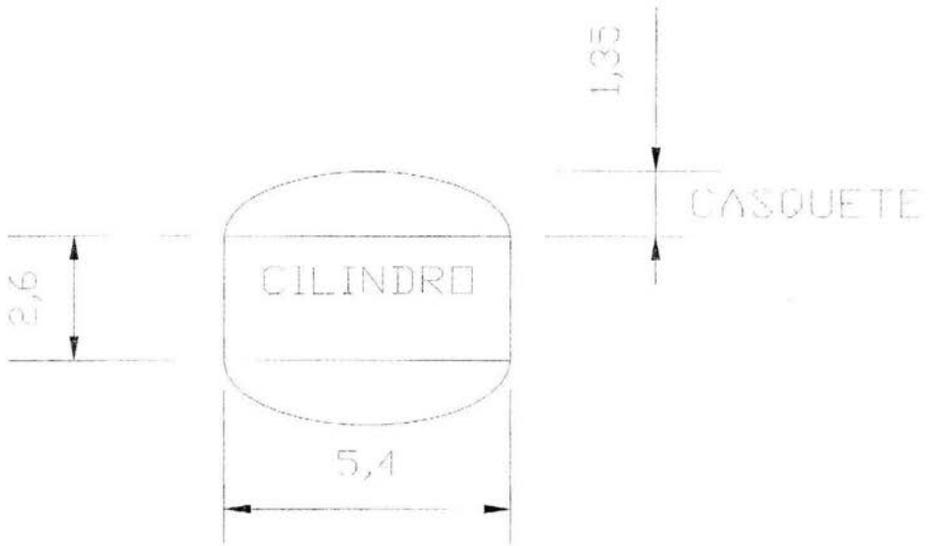
$$b = 2.60 \text{ m}$$

$$d = 5.40 \text{ m}$$

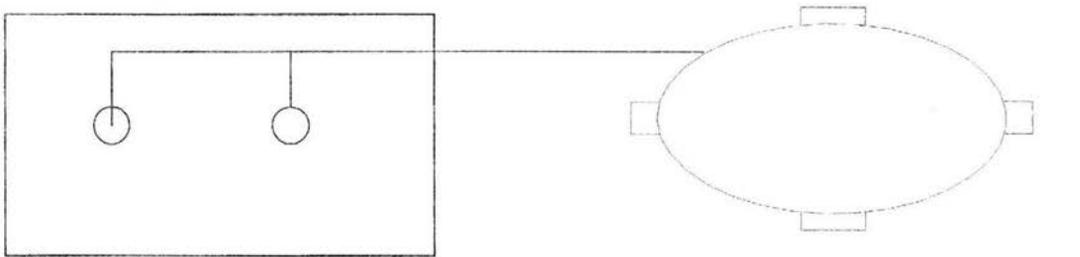
CILINDRO



CASQUETE.



PERFIL DEL TANQUE ELEVADO.



CARCAMO DE BOMBEO

TANQUE ELEVADO

CARCAMO DE BOMBEO Y PLANTA DEL TANQUE ELEVADO.

SUSTITUYENDO.

$$V = \frac{3.1416}{4} \times (5.40)^2 \times 2.60 = 59.55 \text{ m}^3.$$

$$r = \frac{d}{2}$$

$$Acq = \frac{\pi}{4} \times r \times a$$

$$Vcq = 2 \times \pi \times X \times Acq. \text{ Donde:}$$

Vcq = Volumen del casquete.

$\pi = 3.1416.$

r = radio del cilindro.

Acq = Area del casquete.

a = altura del casquete.

$$r = \frac{5.40}{2} = 2.70$$

$$X = 0.4244 \times r \therefore 0.4244 \times 2.70 = 1.14$$

$$Acq = \frac{3.1416}{4} \times 2.70 \times 1.35 = 2.86 \text{ m}^2$$

$$Vcq = 2 \times 3.1416 \times 1.14 \times 2.86 = 20.48 \text{ m}^3.$$

Volumen Total = Volumen del cilindro + Volumen de los dos casquetes.

$$Vt = 59.55 + 20.48 = 100.51 \approx \underline{100 \text{ m}^3}.$$

#### 5.4.0 DISEÑO DE POZOS PROFUNDOS.

Otra solución para este sistema de abastecimiento de agua potable es la perforación de otro pozo profundo, que permita seguir empleando a los tres pozos de la gavia con los gastos de extracción actuales. El gasto de dicho pozo profundo se conduciría también hacia el tanque de regularización, sin ningún problema ya que como se vio anteriormente la capacidad del tanque actual es ocupada a un 35% aproximadamente.

Para la perforación de pozos profundos se deben de realizar estudios Geohidrológicos que con tengan la siguiente información: El Nivel Dinámico de la Región, Gasto de Explotación del Acuífero, Espesor del Acuífero y Características de los extractos del acuífero para el diseño del Filtro de grava y Diseño del Cedazo del pozo profundo.

Si después de la exploración del terreno y de los demás estudios, se resuelve hacer además del pozo de exploración uno de explotación, se procede a ampliar su sección

hasta las dimensiones que se requieren para extraer el gasto que se prevé. Para aislar las aguas de circulación poco profundas, contaminadas o expuestas a contaminación, se coloca un contra ademe sanitario de tubo ciego, de diámetro suficiente para alojar el ademe y el filtro. (Figura 7).

Las partes que integran un pozo profundo de explotación; se dividen en dos grandes grupos: obra civil y obra electromecánica.

**Obra civil comprende:**

- Ademe
- Contra ademe
- Filtro de grava.
- Cimentación.
- Caseta de operación y vigilancia

**5.4.1 DEFINICIONES.**

**Ademe:** es una perforación que está formada por tubería de acero liza y ranurada, cuyas funciones principales son las de alojar a la bomba que suministra el gasto de explotación y resistir las presiones del terreno; ya que conforme avance la perforación, el empuje de los estratos geológicos hacia la zona perforada es mayor, y dicho empuje debe ser soportado por la tubería.

**Cedazo:** se le denomina cedazo a la tubería ranurada que se coloca en la zona del acuífero. El ademe en su parte inferior debe de estar provisto de un tapón de fondo, que generalmente es una placa de acero. (ver figura 9).

**Contra ademe:** está formado por una tubería de acero lisa; la cual tiene como única función retener la cementación que se coloca en el pozo profundo.

**Filtro de grava:** es una capa de grava seleccionada y clasificada en base a un análisis granulométrico del acuífero; regularmente dicho filtro queda formado por grava redondeada con diámetros entre 6 y 13 mm. El filtro de grava se vacía después de que ya esté colocado el ademe, el vaciado es lento a fondo perdido, y se hace por el espacio que queda entre la perforación y el ademe.

**Cementación:** Generalmente es de cemento portlan tiene la función de proteger la calidad del acuífero, y de las aguas superficiales que llegan a la zona del pozo, se recomienda que tenga una profundidad de 15 a 20 m.

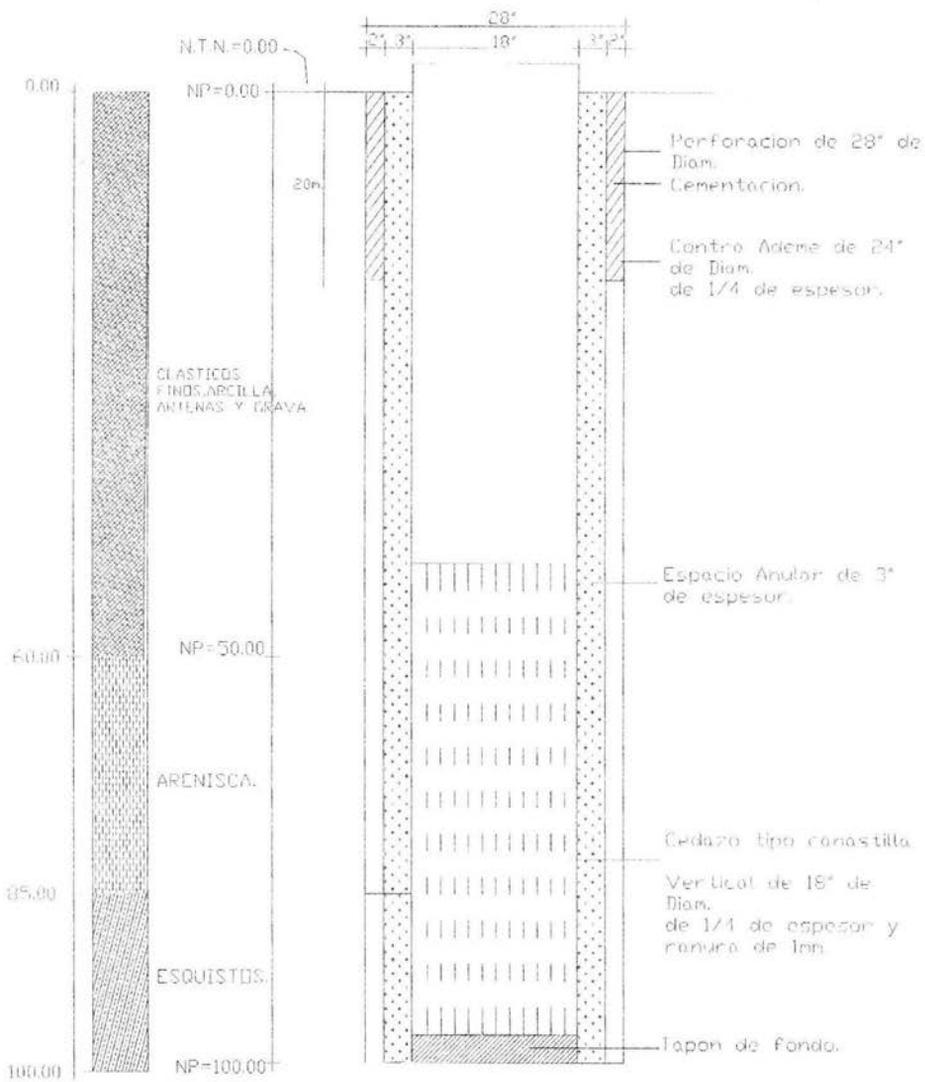


Figura 7.- Partes que integran a un pozo profundo.

**Caseta de operación:** En ella se coloca el centro de control de los equipos electromecánicos, así como el equipo completo de cloración( cilindro de gas y dosificador). El equipo electromecánico consiste de:

- Motor propulsor.
- Tubo de columna.
- Bomba ( conjunto de tazones).
- Equipos electromecánicos subestación eléctrica.  
(incluye centro de control de equipos electromecánicos).  
tren de descarga.

**Motor propulsor:** se usan para accionar la bomba; existen gran variedad de tipos y tamaños para satisfacer la diversidad de requisitos de funcionamiento. Los motores eléctricos de eje hueco, tipo jaula de ardilla, son los mas usados (ver figura 8), aunque para accionar la bomba se pueden usar propulsores de motores de combustión interna, acopladas en ángulo recto mediante un cabezal de engranes.

**Motor eléctrico:** Son máquinas que transforman la energía eléctrica que reciben en energía mecánica disponible en una flecha. De acuerdo a la posición del eje de la flecha, se conocen como horizontales o verticales. El motor tipo sumergido que es el empleado en pozos profundos, puede estar colocado en posición vertical, horizontal o inclinado ,debiendo cumplirse siempre con el requisito de que el motor debe operar bajo la superficie del agua.

**Tubo de columna:** es un tubo que se extiende hacia abajo, desde la parte inferior del cabezal de descarga de la bomba hasta el conjunto de tazones de la misma. Conduce el líquido que se bombea y sostiene los cojinetes del eje de transmisión. El largo del tubo de columna depende de la profundidad del pozo y varía según la instalación.

**Bomba:** es el conjunto de tazones y están proyectados para funcionar al menos con el impulsor de la primera etapa, sumergido dentro del agua lo suficiente para evitar su cavitación. La abertura inferior de admisión del conjunto de tazones puede proveerse de un colador para evitar el daño interno que pueden causar materias extrañas. ( figura 8).

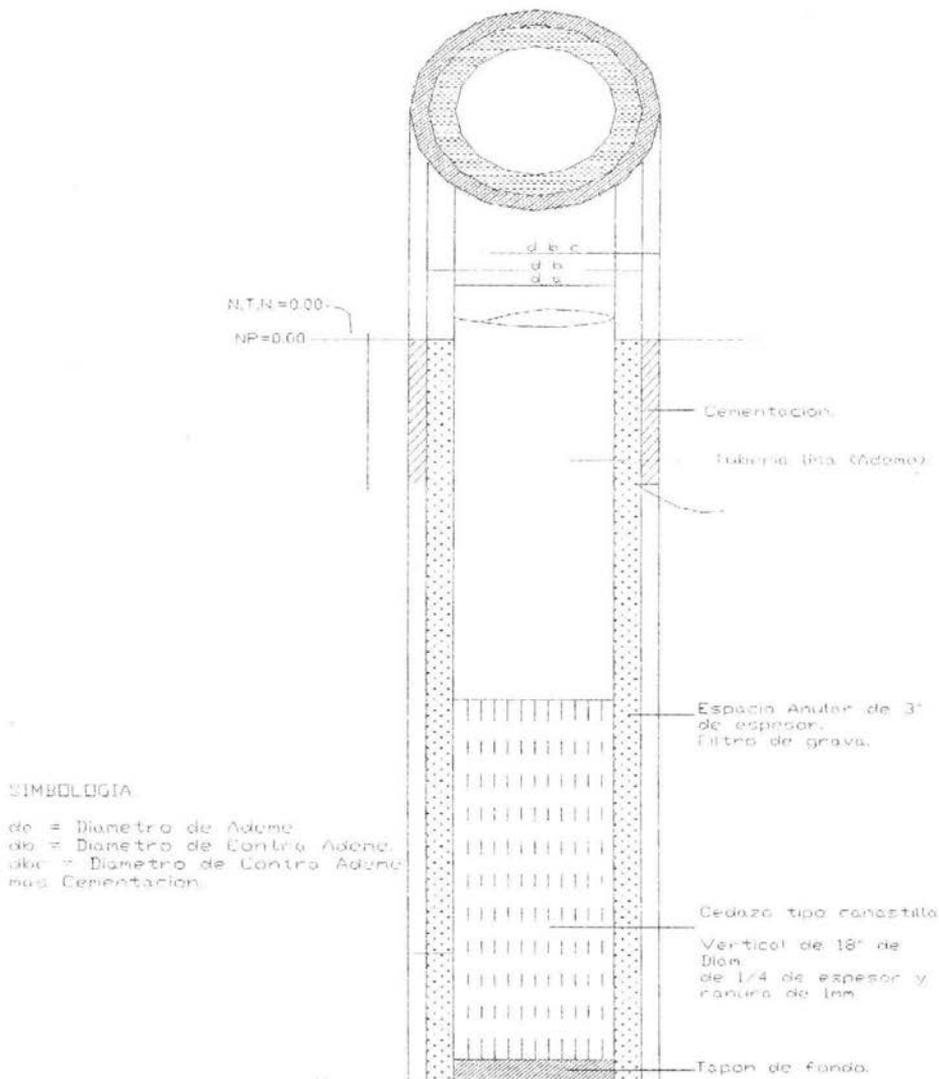


Figura 9 Ejemplo de los diámetros de las partes que integran a un pozo profundo y sus aditamentos, como lo son el cedazo y el tapón de fondo.

**Subestación eléctrica:** consiste en un poste de concreto, parrilla de fierro galvanizado, tubos conduit, sistema de conexión a tierra y transformador de distribución trifásico, de tipo interperie, y tiene la función de establecer la acometida eléctrica hacia el equipo electromecánico para transformarla a las condiciones que requieran los motores para su funcionamiento.

**Tren de carga:** consiste en la instalación de todas las piezas especiales que requiere el pozo profundo para conectarse a la línea de conducción por bombeo. Entre dichas piezas están; la válvula check, válvula contra golpe de ariete, válvulas de seccionamiento, medidor de flujo, manómetro, etc. ( ver figura 9).



Figura 9.- Ejemplo representativo del arreglo que se hace en relación a la bomba con la línea de conducción.

Existe una amplia gama de tipos de bombas, sin embargo; las más comunes para este tipo de obras son las bombas verticales tipo turbina; que se desarrollaron originalmente para bombear agua de pozos, por lo que también se les llama de "pozo profundo" y su aplicación específica es para manejar agua potable.

#### 5.5.0 PROPUESTA DEL DISEÑO DEL POZO PROFUNDO LA GAVIA 8.

En nuestro caso consideramos la información que se tiene del Pozo Profundo la Gavia 7, ya que en la periferia de él es el lugar más adecuado para la perforación del pozo profundo; además de que es el más lejano en relación del tanque de regularización y el que se acerca más al gasto de explotación que se propone. Por lo tanto:

Datos del pozo la gavia 7.

POZO	NIVEL ESTÁTICO. (m)	NIVEL DINÁMICO. (m)	ABATIMIENTO. (m)	LONG. (m) DE SUCCIÓN	PROFUNDIDAD. (m)
LA GAVIA 7	-----	160.00	-----	146.40	350

De acuerdo a estos datos se tiene lo siguiente:

- Nivel Dinámico de la región .....160 ( Valor hipotético)
- Espesor del acuífero regional .....33 (valor hipotético)
- Gasto de explotación del acuífero / pozo ..... 75 lps( promedio de los gasto de aforo entre el No. De aforos hechos en los estudios ( Anexo "B" ).
- Características para el diseño del filtro de grava y diseño del cedazo del pozo profundo.....finos.

Contando con la información anterior ya se puede iniciar el diseño del pozo profundo. El diámetro de los tazones se obtiene de seleccionar la **CURVA DE DISEÑO** de la bomba; estas curvas son facilitadas por los fabricantes de los equipos de bombeo por lo que existe gran variedad de curvas de diseño dependiendo del fabricante y del tipo de bomba la cual se selecciona de acuerdo al Gasto de diseño del pozo profundo ( dado en lps y en Galones por minuto G.P.M. ). En este caso se utiliza una curva para obtener una bomba con un diámetro de tazones de 12". Para entrar a dicha tabla en esta ocasión se tiene que convertir el gasto a galones por minuto por lo que el factor de conversión es de 15.85. sustituyendo en la formula anterior se tiene:

Gasto de diseño = 51 lps x 15.85 = 808.35 G.P.M.; Con este valor se entra a la curva seleccionada para obtener el diseño de la BOMBA. ( **Anexo "B"** ). La cual nos da como resultado una Bomba Vertical Tipo Turbina. LC, 6970 Con 1770 RPM, de Impulsor Semi -Abierto T - 4 .

#### 5.5.1 CALCULO DEL ADEME.

Con una eficiencia ( $\eta$ ) del 85 %, con diámetro de tazones de 12".

Para el calculo del pozo profundo, primero se calcula el diámetro del Ademe ( da ).

1.-.  $da = dt + 6"$ . Donde:

$dt$  = diámetro de los Tazones.

$6"$  = espacio que se deja para que trabajen holgadamente los tazones.

Sustituyendo valores:

$$da = 12" + 6" = 18"$$

#### 5.5.2 CALCULO DEL DIAMETRO DEL CONTRA ADEME.

Para el calculo del Diámetro del Contra Ademe ( db ).

$db = da + 6"$ . Donde:

$db$  = Diámetro del Ademe.

$6"$  = Espacio anular que se deja para el filtro de grava (3" por lado).

Sustituyendo valores:

$$db = 18" + 6" = 24"$$

### 5.5.3 CALCULO DE DIÁMETRO DEL CONTRA ADEME CONSIDERANDO LA CEMENTACION.

Diámetro del Contra Ademe considerando la cementación ( dbc ).

$dbc = da + 4"$ . Donde:

db = diámetro del Contra Ademe.

4" = espacio para la cementación del pozo ( 2" por lado )

sustituyendo valores:

$$abc = 24" + 4" = 28".$$

### 5.5.4 CALCULO DEL DIÁMETRO DEL CEDAZO DE INFILTRACIÓN.

Diámetro del Cedazo ( Tubería Ranurada ).

Datos que se necesitan:

$$Q = 51 \text{ lps} = 0.051 \text{ m}^3/\text{seg}.$$

$$h = \text{espesor del acuífero} = 48.35 \text{ m}.$$

$$* V = 3 \text{ cm / seg.} = 0.03 \text{ m/seg}.$$

De acuerdo a la fórmula de la ecuación de continuidad se tiene:  $Q = V \times A \therefore A = \frac{Q}{V}$

$$\text{Sustituyendo valores: } A = \frac{0.051 \text{ m}^3/\text{seg}}{0.03 \text{ m / seg}} = 1.7 \text{ m}^2.$$

Para obtener el área de infiltración ( f ) se tiene:  $f = \frac{A}{h}$

$$\text{Sustituyendo valores: } f = \frac{1.7 \text{ m}^2}{33 \text{ m l.}} = 0.053125 \text{ m}^2/\text{m l} \approx 531 \text{ cm}^2/\text{m l}$$

Este valor representa el área de infiltración total mínima requerida.

---

\* VELOCIDAD MÁXIMA PERMISIBLE A LA ENTRADA DEL CEDAZO PARA EVITAR TURBULENCIAS DE AGUA EN EL ACUÍFERO. ( VELOCIDAD ESTABLECIDA EN LAS NORMAS PARA PERFORACIÓN DE POZOS PROFUNDOS).

De acuerdo al material del estrato que indique los estudios geohidrológicos se determina la abertura de la ranura y se escoge el "CATALOGO" de tuberías ranuradas, proporcionadas por los fabricantes. En este caso se trata de un estrato de finos por lo que se recomienda que la abertura de la ranura sea la más pequeña, es decir de 1 mm., y un cedazo tipo "Canastilla vertical". y se tiene la siguiente tabla del catálogo el cual es proporcionado por los fabricantes.

AREA DE INFILTRACIÓN EN  $\text{cm}^2/\text{m l.}$   
CANASTILLA VERTICAL.<sup>2</sup>

Diámetro y Espesor.	Peso por Metro lineal	No. De Ranuras.	Abertura de la Ranura		
			1 mm	2 mm	3 mm
8 5/8 x 3/16	25.2 kg.	608	316	608	985
1/4	34.3 kg.	608	316	608	985
10 3/4 x 3/16	31.9 kg.	752	391	752	1218
1/4	42.8 kg.	752	391	752	1218
12 3/4 x 1/4	50.7 kg.	912	474	912	1477
5/16	61.7 kg.	912	474	912	1477
14 x 1/4	55.7 kg.	992	515	992	1607
5/16	69.8 kg.	992	515	992	1607
16 x 1/4	64.3 kg.	1104	574	1104	1788
5/16	80.9 kg.	1104	574	1104	1788
18 x 1/4	72.3 kg.	1280	665	1280	2073
5/16	91.5 kg.	1280	665	1280	2073
20 x 1/4	80.60 kg.	1424	740	1424	2306
5/16	101.9 kg.	1424	740	1424	2306
22 x 1/4	88.10 kg.	1584	823	1584	2566
5/16	110.8 kg.	1584	823	1584	2566
24 x 1/4	96.5 kg.	1728	898	1728	2799
5/16	120.9 kg.	1728	898	1738	2799

<sup>2</sup> OBTENIDO DEL LIBRO PLANEACION Y DISEÑO DE SISTEMAS DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE, DEL ING. JOSÉ LUIS DELA FUENTE SEVERINO, IMPRESOS ALCANTARA HNOS 1999.

De la tabla o catalogo anterior se observa que el valor obtenido para la abertura de 1 mm se encuentra entre 574 y 665 mm. ∴ se toma el mayor ya que favorece a la infiltración; Además de la misma tabla se obtienen los siguientes datos:

Diámetro = 16".  
Espesor = 1/4".  
Peso por metro lineal = 64.3 kg.  
NO. de ranuras = 1104.

Pero como el diámetro del ademe resulto de 18" y el cedazo no puede ser menor al del ademe; se toma en cuenta el diámetro inmediato superior que en este caso es de 18" quedando como sigue:

Diámetro = 18".  
Espesor = 1/4".  
Área de infiltración = 665 cm<sup>2</sup>/ m l  
Peso por metro lineal = 72.3 kg.  
NO. de ranuras = 1280.

#### 5.5.5- CALCULO DEL No. DE TAZONES.

Para el cálculo de los Tazones es necesario a vencer por tazón la cual esta dada tanto en pies como en m.c.a. ∴ par realizar la conversión se tiene que : 1 metro = 3.28 pies. Tomando en cuenta que el pozo que se esta proponiendo estará ubicado cerca del pozo la Gavia 7, se tiene que la carga a vencer de ese punto al tanque de regularización es de la elevación de terreno de 1756.23 a 1812.30, es decir hay una carga de 56.07m + los 3 m. De altura del tanque de regularización + 160.00 m. del N.D. del pozo + 8.54 perdidas locales durante la conducción.\*\* Por lo que se tiene una carga total de: 224.61 m. ( Figura 11).

---

\*\* En el Anexo D se dan los resultados del análisis, de la Línea de Conducción.

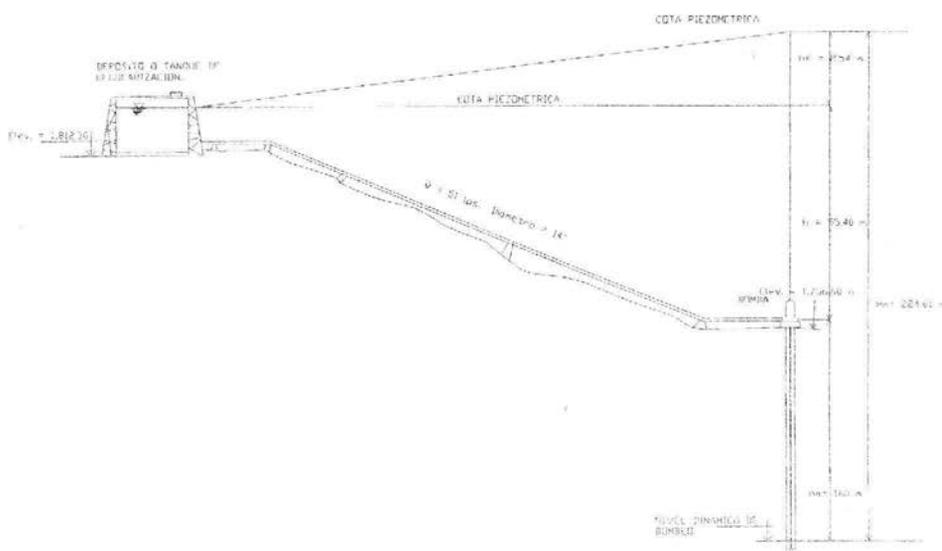


Figura 11.- Representación simbólica de la línea de conducción de agua potable hasta el Tanque de Regularización, representando las cargas a vencer por el equipo de bombeo.

Convirtiéndolo a pies se tiene:  $224.61 \times 3.28 = 736.72$  pies. Con este valor se entra a la curva seleccionada ( Anexo "B" ), donde se obtiene la carga dinámica total por tazón, que en este caso es de: 48 pies. Aproximadamente.

$$\therefore \text{El No. De Tazones ( T )} = \frac{\text{Carga Total a vencer.}}{\text{Carga a vencer por Tazón.}}$$

Sustituyendo:

$$( T ) = \frac{736.72 \text{ pies.}}{48 \text{ pies.}} = 15.3483 \approx \underline{16} \text{ Tazones.}$$

#### 5.5.6 CALCULO DE LA POTENCIA DEL MOTOR.

Formula :  $HP = \frac{H Q}{76 \eta}$ . Donde:

H = Carga o desnivel a vencer en metros.

Q = Gasto por Bombear en lps.

76 = Factor de conversión.

$\eta$  = Eficiencia en %.

Sustituyendo:

$$HP = \frac{224.61 \text{ m} \times 51 \text{ lps}}{76 \times 0.85} = \frac{11,455.11}{64.60} = 177.3236 \text{ HP.}$$

La potencia Comercial del Motor es de 200 HP.

Como el Gasto máximo diario que se requiere en el proyecto es de 123 lps. Y el que aportan los tres pozos profundos existentes es de 92 lps, se tiene un déficit de 31 lps, y se observa que el gasto de explotación del pozo profundo puede ser hasta de 75 lps, por lo tanto; si se Diseña un pozo profundo de 51 lps, tendremos 20 lps, más que el necesario en el proyecto; esto sin exceder la Capacidad del tanque de regularización. Se propone este gasto de extracción del pozo para tener un gasto extra en el tanque de regularización y con esto poder parar total o parcialmente el equipo de bombeo para poderle dar descanso y así mismo mantenimiento. De este modo los cálculos para determinar los tiempos de paro total o parcial del equipo son los siguientes:

Qmd. Del proyecto = 123 lps. = 442.8 m<sup>3</sup>/hora = 10,627.52 m<sup>3</sup>/día.

Contando con el gasto del pozo profundo proyectado:

Qmd. = 92 + 51 = 143 lps. = 514.80 m<sup>3</sup>/hora = 12,355.20 m<sup>3</sup>/día.

∴ Se tiene 1,727.68 m<sup>3</sup>/día. Dividiéndolo entre el gasto por metro cúbico por hora que necesita el proyecto se tiene:

$\frac{1,727.68 \text{ m}^3/\text{día.}}{442.8 \text{ m}^3/\text{hora.}} = 3.90716 \approx 4 \text{ horas / día.}$

442.8 m<sup>3</sup>/hora.

Es el tiempo diario que se pueden detener los equipos de bombeo en su totalidad para su descanso y en su caso darles mantenimiento.

En el caso de que deje de funcionar la línea de conducción por falla mecánica; de los pozos 3 y 4 se tendrá lo siguiente:

Gasto de extracción de los dos pozos = 28 lps, = 100.8 m<sup>3</sup>/hora. = 2,419.20 m<sup>3</sup>/día.

2419.20 m<sup>3</sup>/día. = 5.4634 ≈ 5 ½ horas/ día, aproximadamente.

442.8 m<sup>3</sup>/hora.

Tiempo que se puede sacar de funcionamiento a la línea de conducción del pozo 7.

En el caso de que deje de funcionar la línea de conducción por falla mecánica; del pozo 7 se tendrá lo siguiente:

Gasto de extracción del pozo = 64 lps, = 230.4 m<sup>3</sup>/hora.= 5,529.60 m<sup>3</sup>/día.

5529.60 m<sup>3</sup>/día. = 12.4878 ≈ 12 ½ horas / día, aproximadamente.

442.8 m<sup>3</sup>/hora.

Tiempo que se puede sacar de funcionamiento a la línea de conducción de los pozos 3 y 4 abasteciendo solo con la línea de conducción del pozo 7 al tanque de regularización.

## CAPITULO 6 INTEGRACION DEL PROYECTO.

### 6.1 FUENTES DE ABASTECIMIENTO.

La fuente de abastecimiento es el Agua subterránea, del manto acuífero ubicado en la falda del cerro denominado La Gavia.

### 6.2 OBRA DE TOMA.

La obra de toma consiste en una batería de tres pozos y los datos de los estudios realizados a dichos pozos se encuentra en el Anexo "B".

A continuación se muestra una tabla con el resumen de los datos principales de los pozos profundos.

CLAV.	NOMBRE DEL POZO	N.E (m)	N.D (m)	ABASTIMIENTO (m)	GASTO (lps)	COLUMNA DE SUCCION		TIPO DE BOMBA	PROF. TOTAL (m)	TUB. ADEME Ø (pulg)	FECHA DE PERFORACION	DATOS DE AFOR O
						LONG. (m)	Ø (m)					
P-A3	LA GAVIA 3	100.20	132.00	31.80	16	186.40	4	SUMERGIBLE	200	14	1987	11-SEP-97
P-A4	LA GAVIA 4	-----	154.00	-----	23	126.05	6	SUMERGIBLE	200	14	1987	11-SEP-97
P-A7	LA GAVIA 7	-----	160.00	-----	34.04	146.40	8	SUMERGIBLE	350	14 y 3	1987	11-SEP-97

A cada uno de estos pozos, se recomienda extraer más gasto de tal forma que se complete el gasto máximo diario del proyecto, ya que solo se les extrae el mínimo. Sin embargo esto implica un estudio minucioso en cuanto a costos, ya que lo más probable es que el se tenga que cambiar el equipo de bombeo.

### 6.3 LÍNEA DE CONDUCCIÓN.

La línea de conducción se diseña con el gasto máximo diario, se realizó el análisis hidráulico para obtener el Diámetro Económico; con tubería de acero, de acuerdo a las siguientes alternativas:

- 1.- En una sola línea de conducción; uniendo a los tres pozos. Del pozo 7 al pozo 4, con 84 lps, del pozo 4 al pozo 3 con 107 lps. y del pozo 3 al tanque de regularización con 123 lps.
- 2.- Mediante líneas independientes; llevando la extracción del agua de cada pozo directamente hasta el tanque de regularización. Del pozo 7 al tanque con 84 lps, del pozo 4 al tanque con 23 lps y del pozo 3 al tanque con 16 lps.
- 3.- En dos líneas, la primera, del pozo 7 al tanque de regularización con 84 lps y la segunda partiendo del pozo 4 al pozo 3 con 23 lps. y continúa hasta el tanque de regularización con 39 lps.

Su análisis hidráulico más detallado se encuentra en otro trabajo hecho por otro miembro del equipo, por lo que aquí solo se presenta el resultado de la alternativa elegida. Que en este caso fue la alternativa No. 3, ya que se apega más a lo que se tiene en la actualidad, es decir que para la línea del pozo 7 al tanque de regularización se obtiene un diámetro económico de 14", por lo que coincide con la tubería existente y de la línea de conducción que une al pozo 3 y cuatro al tanque de regularización da un diámetro económico de 10 ¾", y el existente es de 12 ¾", un diámetro mayor por lo que se puede dejar dicha tubería ya que no afecta en lo económico; puesto que se tiene actualmente.

En el Anexo "C" están las hojas de cálculo, hechas en EXCEL, mismas que contienen los datos para la obtención del Diámetro económico de la línea de Conducción. Así como los perfiles de la Línea de Conducción.

#### 6.4 TANQUE DE REGULARIZACION.

En base a la ley de demanda que representa el consumo de agua de las poblaciones de la Republica, expresadas como porcentajes horarios del Volumen o Gasto horario del día de Máximo Consumo; determinado por el Banco Nacional de Obras y Servicios Públicos, y de acuerdo a la tabla que se desprende de dicho estudio: existe un máximo volumen acumulado que de acuerdo a la tabla se da de las 6 a las 7 horas a.m. y un máximo volumen de déficit (faltante) de las 18 a las 19 horas p.m. y estos dos valores representan los momentos mas críticos de variación de volúmenes que se deben tomar en cuenta para el diseño del tanque de regularización para que la capacidad del mismo garantice la distribución optima del agua durante todo el día, de esta forma la capacidad del tanque es calculada con la siguiente formula:

$$C = \frac{\text{Máx. Volumen Acumulado} + \text{Máx. Volumen Faltante} \times \text{Gasto Máximo Diario}}{1000 \text{ (Factor de conversión de lps a m}^3\text{)}}$$

En el capitulo anterior se realiza el calculo hidráulico del tanque de regularización, por el método analítico de acuerdo a volúmenes acumulados. El Tanque de Regularización; como se vio anteriormente esta construido de concreto reforzado, sus dimensiones son de 42 por 42 m, de lado y de 3 m, de altura con una capacidad de almacenamiento de 5,000 m<sup>3</sup>. de agua. Su análisis esta en el Capitulo 5.

## 6.5 LINEA DE ALIMENTACIÓN.

Su análisis hidráulico se hizo por gravedad, tomando en cuenta las pérdidas debidas al material de la tubería; así como los accesorios ocupados dentro del trayecto de la línea. También se consideró la carga necesaria para el buen funcionamiento de la línea de distribución. La línea de alimentación es de tubería de acero con una longitud de 8,800 mts; Dividida en dos líneas paralelas. Su análisis se hizo con el gasto máximo horario, ( 190 lps). Por lo que al hacer el análisis de la primer línea con cierto gasto para posteriormente sacar el diámetro equivalente para conducir el gasto restante respetando la carga necesaria para el buen funcionamiento de la red de distribución. Su análisis mas detallado lo realizo otro compañero del seminario por lo que aquí solo se muestra el resultado final. En el **Anexo "C"** están las hojas de calculo, hechas en EXCEL, mismas que contienen los datos para la obtención del Diámetro de la tubería de la Línea de Alimentación. Así como el perfil de dicha Línea.

## 6.6 RED DE DISTRIBUCIÓN.

El análisis de la red de distribución se hizo con el gasto máximo horario, 190 lps. Para el trazo de la red fue necesario conseguir el mapa del lugar en estudio y ahí trazar la red realizando los siguientes pasos:

- 1.- Trazo de la red primaria, abarcando prácticamente todo el perímetro del área en estudio, sacando el numero de tramos de tuberías con sus respectivas longitudes y sus respectivos cruces (nodos).
- 2.- Se saco el área tributaria correspondiente a cada nodo, de cada uno de los tramos de las tuberías, de acuerdo a la notificación existente; realizando un listado del número de nodo con el área tributaria correspondiente.
- 3.- Se recavaron los datos de la elevación topográfica del tanque de regularización; su capacidad, área y su tirante, elevación topográfica en cada nodo, rugosidad del tipo de material de la tubería, elementos reductores de presión número de tuberías y nodos.
- 4.- El análisis y diseño de la red de distribución de este proyecto se realizo mediante el programa "REDESTA". El cual nos ayudo a conocer el sentido del flujo y la presión en cada uno de los nodos de la red de distribución, la velocidad y el número de Reynolls. Lo que nos permitió garantizar que la presión mínima de cada nodo fuera de 10 m.c.a. Lo cual nos asegura un buen funcionamiento de la red de distribución. A continuación se presentan los resultados del Programa REDESTA.

Archivo de resultados: C:\TEMP\_PROY\012CRTRA.RES Fecha:06-21-2003 hora:10:20:18

PROYCELOPCION TANQUE 35 m

ESTADISTICO TRADICIONAL

PROGRAMA ESTADEP (1)

Instituto de Ingenieria, UNAM (OAFM/JOR)

Avance: 100 %		PE=1.00		K0=1		E=0.00 %		S/D=100.00 %		
Nudos del tubo	Gasto (lps)	No. tubo	Perdida carga(m)	Nudo	Nivel Piez.	Carga Terr.	Gasto Sumi.	Gasto Dem.	Def.	
01 a 02	22.374	01	4.60	01	87.3	34.92	16.900	16.900	0.000	
02 a 03	17.174	02	2.01	02	82.7	29.70	5.200	5.200	0.000	
03 a 04	13.034	03	0.88	03	80.7	27.87	4.140	4.140	0.000	
04 a 05	10.634	04	0.32	04	79.8	27.39	2.400	2.400	0.000	
05 a 06	7.735	05	0.75	05	79.5	27.20	10.000	10.000	0.000	
06 a 07	3.035	06	2.26	06	71.8	18.18	4.700	4.700	0.000	
08 a 07	1.885	07	0.71	07	69.5	16.38	4.920	4.920	0.000	
09 a 08	3.475	08	0.32	08	70.2	17.39	1.590	1.590	0.000	
10 a 09	4.775	09	0.72	09	70.5	17.87	1.300	1.300	0.000	
10 a 11	9.842	10	1.88	10	71.2	18.63	4.500	4.500	0.000	
11 a 12	7.342	11	2.92	11	59.4	16.66	2.500	2.500	0.000	
12 a 29	22.955	12	1.52	12	66.4	13.97	5.570	5.570	0.000	
13 a 27	12.255	13	0.55	29	64.9	12.55	2.800	2.800	0.000	
27 a 14	8.015	14	0.25	13	64.6	12.18	7.900	7.900	0.000	
14 a 15	5.165	15	0.07	27	64.0	11.13	2.340	2.340	0.000	
15 a 16	0.715	16	0.09	14	63.8	11.26	2.850	2.850	0.000	
17 a 16	5.215	17	0.10	15	63.7	12.40	4.450	4.450	0.000	
18 a 17	17.813	18	3.58	16	63.7	12.70	5.930	5.930	0.000	
19 a 18	16.046	19	0.00	17	63.8	12.35	12.000	12.000	0.000	
20 a 19	33.545	20	9.00	18	63.4	12.500	13.500	13.500	0.000	
21 a 20	40.246	21	5.53	19	68.4	17.74	17.500	17.500	0.000	
01 a 21	77.853	22	4.41	20	74.4	27.48	6.700	6.700	0.000	
21 a 22	28.702	23	5.63	21	63.8	11.40	8.900	8.900	0.000	
22 a 23	22.206	24	0.88	22	77.3	28.67	6.500	6.500	0.000	
24 a 23	29.425	25	7.13	23	76.4	24.04	10.000	10.000	0.000	
01 a 24	30.442	26	3.78	24	83.5	31.34	13.900	13.900	0.000	
23 a 26	41.632	27	8.04	26	68.4	16.63	5.780	5.780	0.000	
24 a 25	37.118	28	5.21	25	80.2	27.51	10.900	10.900	0.000	
25 a 10	19.118	29	9.06	28	64.0	11.55	1.900	1.900	0.000	
26 a 18	14.670	30	0.89	30	87.4	35.00	0.000	0.000	0.000	
26 a 12	21.182	31	1.91							
25 a 05	7.100	32	0.81							
27 a 28	1.900	33	0.00							
29 a 13	20.155	34	0.36							
30 a 01	197.570	35	0.08							

Suma = 197.570 197.570

TUBO	VELOCIDAD	# REYNOLDS	f
1	1.227	186929	0.016
2	0.942	143486	0.017
3	0.715	109396	0.018
4	0.363	88847	0.019
5	1.696	129238	0.018
6	0.665	50705	0.021
7	0.413	31505	0.023
8	0.762	58072	0.021
9	0.589	59845	0.020
10	1.214	123341	0.018
11	0.906	92011	0.019
12	1.258	191776	0.016
13	0.672	102382	0.018
14	0.439	66958	0.020
15	0.159	32361	0.023
16	0.039	5970	0.036
17	0.286	43573	0.022
18	0.944	143828	0.017
19	0.880	134054	0.017
20	1.839	280259	0.015
21	2.206	336235	0.015
22	1.536	390260	0.014
23	1.574	239842	0.016
24	1.217	185537	0.016
25	1.613	245830	0.016
26	1.588	403237	0.014

PROYCEL OPCIÓN TANQUE 35 m

SI

35

1,1,2,563,6,0.009  
2,2,3,398,6,0.009  
3,3,4,286,6,0.009  
4,4,5,150,6,0.009  
5,5,6,227,3,0.009  
6,6,7,360,3,0.009  
7,7,8,266,3,0.009  
8,8,9,40,3,0.009  
9,9,10,203,4,0.009  
10,10,11,144,4,0.009  
11,11,12,380,4,0.009  
12,12,29,178,6,0.009  
13,13,27,200,6,0.009  
14,27,14,194,6,0.009  
15,14,15,476,8,0.009  
16,15,16,180,6,0.009  
17,16,17,171,6,0.009  
18,17,18,706,6,0.009  
19,18,19,223,6,0.009  
20,19,20,524,6,0.009  
21,20,21,230,6,0.009  
22,21,1,657,10,0.009  
23,21,22,436,6,0.009  
24,22,23,109,6,0.009  
25,23,24,528,6,0.009  
26,1,24,531,10,0.009  
27,23,26,314,6,0.009  
28,24,25,155,6,0.009  
29,25,10,205,4,0.009  
30,26,18,260,6,0.009  
31,26,12,258,6,0.009  
32,5,25,789,6,0.009  
33,27,28,140,8,0.009  
34,29,13,54,6,0.009  
35,30,1,5,12,0.014

1

30,62.38,1764,35,1.0,0.191

NÓ

30

1,52.38  
2,53  
3,52.82  
4,52.43  
5,52.3  
6,53.57  
7,53.11  
8,52.82  
9,52.66  
10,52.62  
11,52.7  
12,52.47  
13,52.37  
14,52.5  
15,51.29

16,50.99  
17,51.43  
18,51.59  
19,50.62  
20,49.88  
21,51.44  
22,51.6  
23,52.35  
24,52.18  
25,52.8  
26,51.72  
27,52.88  
28,52.45  
29,52.37  
30,52.38  
29  
1,0.0169  
2,0.0052  
3,0.00414  
4,0.0024  
5,0.010  
6,0.0047  
7,0.00492  
8,0.00159  
9,0.0013  
10,0.0045  
11,0.0025  
12,0.00557  
13,0.0079  
14,0.00285  
15,0.00445  
16,0.00593  
17,0.012  
18,0.0135  
19,0.0175  
20,0.0067  
21,0.0089  
22,0.0065  
23,0.010  
24,0.0139  
25,0.0109  
26,0.00578  
27,0.00234  
28,0.0019  
29,0.0028  
0  
0  
0  
1  
SI  
T  
NO  
0

## CONCLUSIONES.

Al realizar el análisis hidráulico de la capacidad del tanque de regularización los resultados indicaron que se necesita un tanque de regulación con una capacidad de  $1602.06 \text{ m}^3$  . y en la actualidad se tiene construido un tanque de capacidad de  $5,000 \text{ m}^3$  . es decir que se tiene a un 32 % de su capacidad.

Actualmente existen tres pozos profundos cuya agua de explotación llega al tanque de regularización. El Gasto Máximo Horario del proyecto es de 123 lps, el que se extrae de los pozos es de 92 lps, por lo que hay un déficit de 31 lps; para dar solución a este déficit se dan dos soluciones y son las siguientes:

1.- De acuerdo al análisis de los estudios de los pozos que se están explotando; es factible extraerles más gasto, de tal forma que se cubra el gasto faltante y cumplir con el gasto de proyecto pudiendo sacar de operación a los pozos que se encuentra dentro de las colonias y ahorrando el costo de la perforación de otro pozo profundo.

2.- La perforación de un nuevo pozo profundo al cual se propone extraerle más gasto del requerido para satisfacer el déficit, es decir 51 lps, esto con el fin de tener un gasto extra que permita tener un gasto de holgura en el tanque de regularización, lo que permitirá parar el equipo de bombeo total o parcialmente para darle mantenimiento.

Sin embargo esto requiere de un análisis detallado ya que si bien en este proyecto se plantea la posibilidad de extraerles más gasto ( cosa que es factible de acuerdo a los estudios de los aforos hechos a los pozos 3, 4 y 7 ), es necesario la revisión a detalle para saber si el equipo electromecánico existente, es suficiente para la extracción del nuevo gasto ya que en esto se tendría un gran ahorro en cuanto al equipo necesario para las nuevas condiciones de funcionamiento. Y si no es así, se tendrá que realizar la comparación del costo del nuevo equipo electromecánico, con el costo de la perforación y equipo electromecánico del nuevo pozo profundo.

## BIBLIOGRAFÍA.

CESAR VALDEZ ENRIQUE.

“ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE, VOL. I, II Y III”  
APUNTES DE LA FACULTAD DE INGENIERÍA, UNAM 2000.

COMISIÓN NACIONAL DEL AGUA.

“MANUAL DE DISEÑO DE AGUA POTABLE, ALCANTARILLADO Y  
SANEAMIENTO”  
DIRECCIÓN GENERAL TÉCNICA DE INGENIERÍA BÁSICA Y NORMAS TÉCNICAS  
2000.

DELA FUENTE SEVERINO JOSÉ LUIS.

“PLANTACIÓN Y DISEÑO DE SISTEMAS DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE”  
APUNTES DEL IPN.

SECRETARÍA DE DESARROLLO URBANO Y ECOLOGÍA (SEDUE).

“MANUAL DE NORMAS DE PROYECTO PARA OBRAS DE APROVECHAMIENTO DE  
AGUA POTABLE EN LOCALIDADES URBANAS DE LA REPUBLICA MEXICANA”.  
DIRECCIÓN GENERAL DE SISTEMAS DE AGUA POTABLE Y ALCANTARILLADO,  
1986.

TERENCE J. MCGHEE.

“ABASTECIMIENTO DE AGUA Y ALCANTARILLADO, INGENIERÍA AMBIENTAL,  
SEXTA EDICIÓN”.  
EDITORIAL MCGRAW HILL.

PEDRO LOPEZ ALEGRIA.

“ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE Y DISPOSICIÓN Y ELIMINACIÓN DE  
ESCRETAS”.  
EDITORIAL ALFAOMEGA, 2002.

## ANEXO “A”

( FIGURAS DE TANQUES ELEVADOS )

## TANQUES ELEVADOS DE CONCRETO.

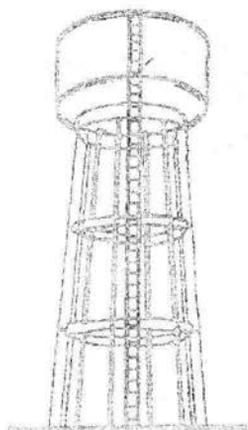


Figura Tanque elevado de concreto  
contraventado

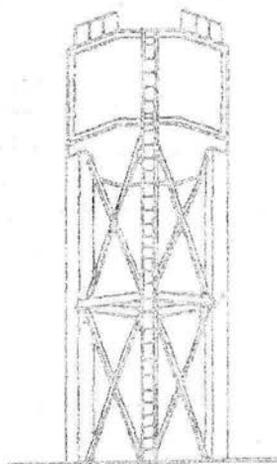


Fig. Tanque elevado de concreto  
con traves rigidizantes

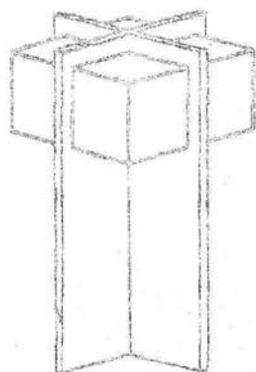


Figura Tanque elevado de concreto  
con muros de concreto

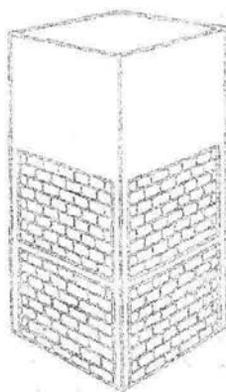


Fig. Tanque elevado de concreto  
con muros de mampostería

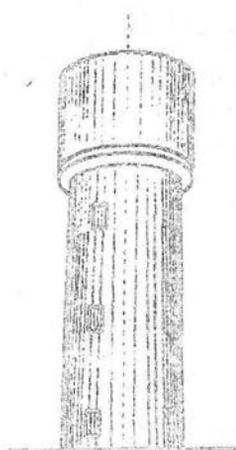


Figura 1.1. Tanque elevado cilíndrico de concreto con subestructura cilíndrica

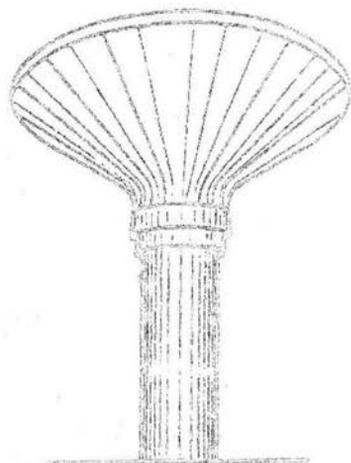


Figura 1.2. Tanque elevado de concreto con cubierta cónica

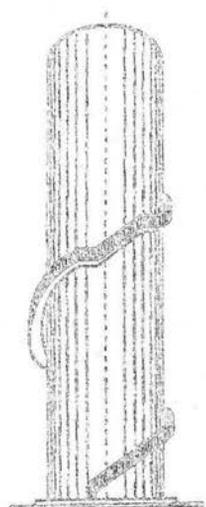


Figura 1.3. Tanque con la torre del mismo diámetro del recipiente

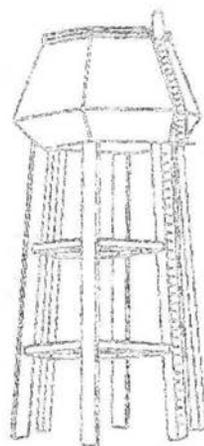
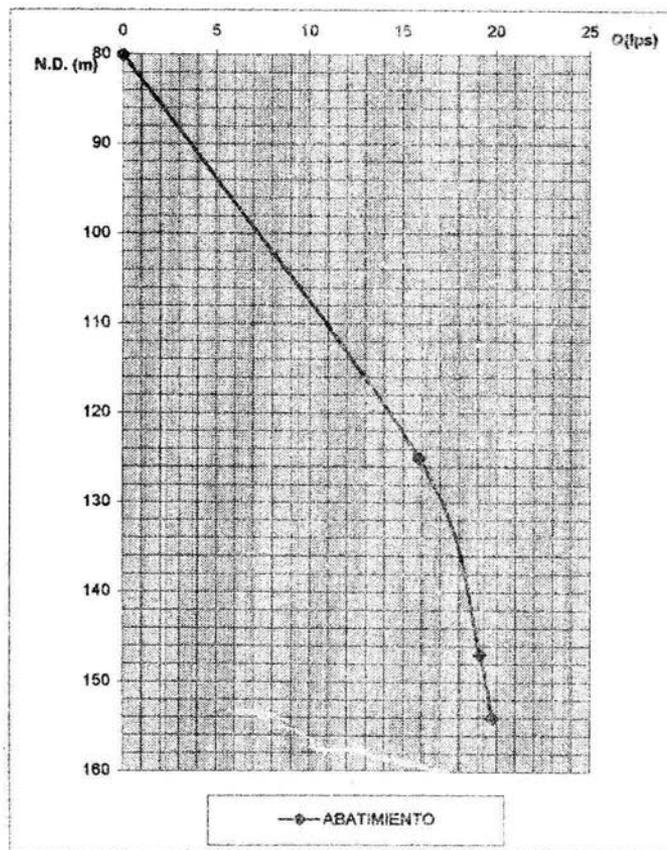


Figura 1.4. Tanque con traves rigidizantes

## ANEXO “B”

( AFOROS DE LOS POSOZ 3,4 Y 7 Y CURVA DE DISEÑO DE LA BOMBA).

## AFORO DE POZO No. 3 LA GAVIA



### A F O R O

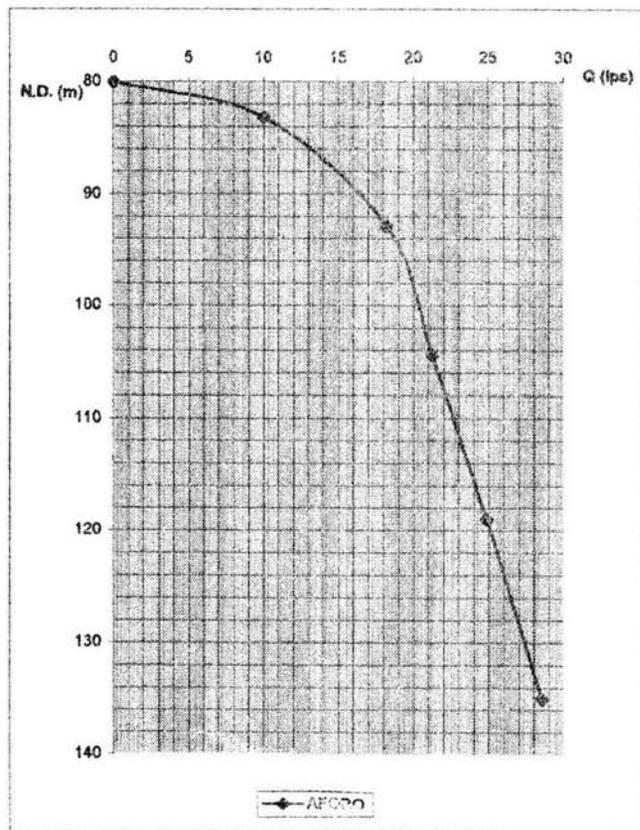
PPM	Q (lps)	N. D. (m)	ABATIMIENTO (m)
1300	15.36	124.40	44.40
1400	19.10	146.92	66.92
1450	19.75	154.00	74.00

PROFUNDIDAD TOTAL: 194.00 m  
 DIAMETRO DE ADEME: 14"  
 PROFUNDIDAD NIVEL ESTATICO: 80.00 m

**MOTOR**  
 MARCA: CUMMINS  
 MODELO: BIG-CAM  
 POTENCIA: 250 H.P.

**BOMBA**  
 MARCA: JHONSTON  
 MODELO: VERTICAL  
 TIPO DE IMPULSORES: ABIERTOS  
 No. DE IMPULSORES: 17 PZAS.  
 DIAMETRO DE IMPULSORES: 9 1/2"  
 LONGITUD DE COLUMNA: 160.00 m  
 DIAMETRO DE COLUMNA: 6"  
 DIAMETRO DE DESCARGA: 6"

## AFORO DE POZO No. 4 LA GAVIA



### A F O R O

RPM	Q (lps)	N. D. (m)	ABATIMIENTO (m)
1200	10.03	83.15	3.15
1300	18.24	92.90	12.90
1400	21.25	104.40	24.40
1500	24.86	119.00	39.00
1650	28.85	135.00	55.00

PROFUNDIDAD TOTAL: 195.00 m

DIAMETRO DE ADEME: 14"

PROFUNDIDAD NIVEL ESTATICO: 80.00 m

MOTOR

MARCA: CUMMINS

MODELO: BIG-CAM

POTENCIA: 250 H.P.

BOMBA

MARCA: JHONSTON

MODELO: VERTICAL

TIPO DE IMPULSORES: ABIERTOS

No. DE IMPULSORES: 17 PZAS.

DIAMETRO DE IMPULSORES: 9 1/2"

LONGITUD DE COLUMNA: 160.00 m

DIAMETRO DE COLUMNA: 6"

DIAMETRO DE DESCARGA: 6"

## AFORO DE POZO No. 7 LA GAVIA

**PROFUNDIDAD TOTAL:** 350.00 m  
**DIAMETRO DE ADEME:** 14"  
**PROFUNDIDAD N. E.:** 61.00 m

**BOMBA**  
**MARCA:** JHONSTON  
**MODELO:** NT 855 P  
**TIPO DE IMPULSORES:** ABIERTO  
**No. DE IMPULSORES:** 11 PZAS.  
**DIAMETRO DE IMPULSORES:** 10 1/2"  
**LONGITUD DE COLUMNA:** 324.00 m  
**DIAMETRO DE COLUMNA:** 8"  
**DIAMETRO DE DESCARGA:** 8"

**MOTOR**  
**MARCA:** CUMMINS  
**MODELO:** NT 855P  
**POTENCIA:** 350 H.P.

HORA	R.P.M.	GASTO	N.D.	ABATIMIENTO	OBSERVACIONES
16:30	1150	29.52	0.00	0.00	AGUA TURBIA
17:30	1150	29.52	0.00	0.00	AGUA TURBIA
18:30	1300	50.39	0.00	0.00	AGUA TURBIA
19:30	1300	51.87	0.00	0.00	AGUA CLARA
20:30	1300	51.87	0.00	0.00	AGUA CLARA
21:30	1500	67.99	0.00	0.00	AGUA TURBIA
22:30	1500	66.87	0.00	0.00	AGUA CLARA
23:30	1500	66.87	0.00	0.00	AGUA CLARA
24:30	1700	88.50	0.00	0.00	AGUA CLARA
01:30	1700	88.50	0.00	0.00	AGUA CLARA
02:30	1700	88.50	0.00	0.00	AGUA CLARA
03:30	1700	88.50	0.00	0.00	AGUA CLARA
04:30	1800	92.12	160.00	99.00	AGUA CLARA
05:30	1800	92.12	160.00	99.00	AGUA CLARA
06:30	1800	92.12	160.00	99.00	AGUA CLARA
07:30	1800	92.12	160.00	99.00	AGUA CLARA
08:30	1800	92.12	160.00	99.00	AGUA CLARA
09:30	1800	92.12	160.00	99.00	AGUA CLARA
10:30	1800	92.12	160.00	99.00	AGUA CLARA
11:30	1800	92.12	160.00	99.00	AGUA CLARA
12:30	1800	92.12	160.00	99.00	AGUA CLARA
13:30	1700	88.55	0.00	0.00	AGUA CLARA
14:30	1600	80.26	0.00	0.00	AGUA CLARA
15:30	1500	66.87	0.00	0.00	AGUA CLARA
16:30	1600	80.26	0.00	0.00	AGUA CLARA
17:30	1600	80.26	0.00	0.00	AGUA CLARA
18:30	1600	80.26	0.00	0.00	AGUA CLARA
19:30	1600	80.26	0.00	0.00	AGUA CLARA
20:30	1700	88.55	0.00	0.00	AGUA CLARA
21:30	1700	88.55	0.00	0.00	AGUA CLARA
22:30	1700	88.55	0.00	0.00	AGUA CLARA
23:30	1700	88.55	0.00	0.00	AGUA CLARA
24:30	1800	92.12	0.00	0.00	AGUA CLARA
01:30	1800	92.12	0.00	0.00	AGUA CLARA
02:30	1800	92.12	0.00	0.00	AGUA CLARA
03:30	1800	92.12	0.00	0.00	AGUA CLARA
04:30	1800	92.12	0.00	0.00	AGUA CLARA



## ANEXO “C”

( TABLAS DE CALCULOS Y PERFILES DE LAS LINEAS DE CONDUCCIÓN Y ALIMENTACIÓN; DISEÑO DE LA RED DE DISTRIBUCION).

## LINEA DE CONDUCCION

### ANALISIS DEL DIAMETRO ECONOMICO

#### DEL POZO 7 AL TANQUE

DIAMETRO			D(16/3)	K = 10.3 m <sup>2</sup>	hf=K.L.Q <sup>2</sup>	hi=0.2*hf	ht=hf+hi	HB=HE+ht	P = γQHB	e=P*0.746*8760	Ce=0.50 * e	WTUBO	
COMERCIAL	PULG.	m											D*(16/3)
	espesor			n=0.014	L=1758.00 m								
	8 5/8"	0.30	0.200	1.87E-04	10.79	170.96	34.19	205.16	248.56	279.08	1.82E+06	911,893	45.14
	10 3/4	0.30	0.256	6.98E-04	2.89	45.63	9.17	54.99	98.39	110.48	7.22E+05	360,976	56.72
	12 3/4	0.30	0.307	1.84E-03	1.10	17.39	3.48	20.87	64.27	72.16	4.72E+05	235,788	67.69
	14	0.30	0.339	3.12E-03	0.65	10.25	2.05	12.30	55.70	62.54	4.09E+05	204,343	74.42
	16	0.30	0.390	6.59E-03	0.31	4.85	0.97	5.82	49.22	55.27	3.61E+05	180,591	85.32

WTUBO	CT	Coc	CR	Cm	VPCa	VPCm	VPCR6	VPCR19	TOTAL
(KG)	(\$)	(\$)	(\$)	(\$)	ACTUALIZACION DE COSTOS				MILES
	CT=12.00*W	Coc=3.00*Wtubo	CR=5000*P						
7.93E+04	951.19	237.80	1,395.41	240	5,334.58	1,404	697.70	348.85	10,369.53
9.96E+04	1,195.20	298.80	552.38	240	2,111.71	1,404	276.19	138.09	5,976.37
1.19E+05	1,428.36	356.59	360.81	240	1,379.36	1,404	160.41	90.20	5,197.73
1.31E+05	1,568.18	392.04	312.66	240	1,195.41	1,404	156.35	79.17	5,106.84
1.50E+05	1,797.86	449.47	276.35	240	1,056.46	1,404	138.17	69.09	5,191.39

## LINEA DE CONDUCCION

### ANALISIS DEL DIAMETRO ECONOMICO

#### DEL POZO 4 AL POZO 3

DIAMETRO			D(16/3)	K = 10.3 n <sup>2</sup> D <sup>5</sup> (16/3)	hf=K <sub>L</sub> Q <sup>2</sup> Q=0.113 m <sup>3</sup> /s L=714.00 m	hf=0.2*hf	ht=hf+h'	H <sub>B</sub> =H <sub>E</sub> +ht H <sub>E</sub> =24.88 m	P = γQH <sub>B</sub> 76*0.75	e=P*0.745*8760	C <sub>e</sub> =0.50 * e costo anual	WTUBO (KG/M)
COMERCIAL	PULG.	m										
	espesor			n=0.014								
8 5/8"	0.30	0.200	1.87E-04	10.79	98.35	19.67	118.02	142.90	180.45	1.05E+06	524,278	45.14
10 3/4	0.30	0.256	6.98E-04	2.89	26.36	5.27	31.64	56.52	63.46	4.15E+05	207,343	56.72
12 3/4	0.30	0.307	1.84E-03	1.10	10.00	2.00	12.01	36.88	41.42	2.71E+05	136,325	67.69
14	0.30	0.339	3.12E-03	0.65	5.90	1.18	7.08	31.98	35.83	2.34E+05	117,235	74.42
16	0.30	0.390	6.59E-03	0.31	2.79	0.56	3.35	28.23	31.70	2.07E+05	103,571	85.32

WTUBO (KG)	CT (\$)	Coc (\$)	CR (\$)	Cm (\$)	VPCe	VPCri	VPCr5	VPCr10	TOTAL MILES
	CT=12.00*W	Coc=3.00*W/ht	CR=5000*P						
3.22E+04	386.76	96.69	802.27	240	3,067.03	1,404	401.13	200.57	6,358.44
4.05E+04	485.98	121.49	317.28	240	1,212.98	1,404	158.64	79.32	3,779.68
4.83E+04	579.97	144.99	207.08	240	791.65	1,404	103.54	51.77	3,283.00
5.31E+04	637.63	159.41	179.40	240	685.83	1,404	89.70	44.85	3,200.81
6.09E+04	731.02	182.76	158.49	240	605.89	1,404	78.24	39.62	3,201.02

**SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE**  
**CALCULO DEL DIAMETRO PARA UNA TUBERIA TRABAJANDO POR GRAVEDAD**  
**LINEA DE ALIMENTACION**  
**EXISTENTE**

**1. CALCULO DEL DIAMETRO PARA UNA TUBERIA TRABAJANDO POR GRAVEDAD EN UN SOLO TRAMO.**

DATOS:

Q =	0.065	m <sup>3</sup> /s
Elev. 1 =	1215.3	m
Elev. 2 =	1755.15	m
L =	8800.0	m
n =	0.014	

$PERDIDAS h = K \cdot L \cdot Q^2$   
 COTA PIEZOMETRICA CP = Elev. 1 - h  
 CARGA H = CP - Elev. 2

DIAMETRO (D)			D <sup>16/3</sup> (m)	K = $\frac{10.3 \cdot n^2}{D^{16/3}}$	L (m)	h (m)	COTA PIEZ. (msnm)	CARGA H (m)
PULG.	ESP.	m						
10 3/4	0.188	0.263	5.14E-04	2.479	8800.0	92.17	1723.13	-32.02
12 3/4	0.188	0.314	2.09E-03	0.968	8800.0	35.99	1779.31	24.16
16	0.188	0.397	7.23E-03	0.279	8800.0	10.38	1804.92	49.77

**2. CALCULO DEL DIAMETRO PARA UNA TUBERIA TRABAJANDO POR GRAVEDAD EN DOS O MAS TRAMOS.**

DATOS:

Q = 0.065 m<sup>3</sup>/s

PTO.	ELEV. (m)	TRAMO	DIAMETRO (D)			D <sup>16/3</sup> (m)	n	K = $\frac{10.3 \cdot n^2}{D^{16/3}}$	L (m)	h (m)	COTA PIEZ. (msnm)	CARGA H (m)
			PULG.	ESP.	m							
A	1815.30											
B	1752.20	A - B	14	0.188	0.346	3.48E-03	0.014	0.579	4800.0	11.75	1803.55	51.35
C	1755.15	B - C	12 3/4	0.188	0.314	2.09E-03	0.014	0.968	4000.0	10.36	1787.19	32.04

**SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE**  
**CALCULO DEL DIAMETRO PARA UNA TUBERIA TRABAJANDO POR GRAVEDAD**  
**LINEA DE ALIMENTACION**  
**NUEVA**

**1. CALCULO DEL DIAMETRO PARA UNA TUBERIA TRABAJANDO POR GRAVEDAD EN UN SOLO TRAMO.**

DATOS :

Q =	0.126	m <sup>3</sup> /s
Elev. 1 =	1815.3	m
Elev. 2 =	1755.15	m
L =	8300.0	m
n =	0.014	

PERDIDAS  $h = K \cdot L \cdot Q^2$   
 COTA PIEZOMETRICA CP = Elev. 1 - h  
 CARGA H = CP - Elev. 2

DIAMETRO (D)			D <sup>16/3</sup> (m)	K = $\frac{10.3 \cdot n^2}{D^{16/3}}$	L (m)	h (m)	COTA PIEZ. (msnm)	CARGA H (m)
PULG.	ESP.	m						
14	0.188	0.346	3.48E-03	0.579	8300.0	80.96	1734.34	-20.81
16	0.188	0.397	7.23E-03	0.279	8300.0	36.99	1776.31	21.16
18	0.188	0.448	1.38E-02	0.147	8300.0	20.51	1794.79	39.64

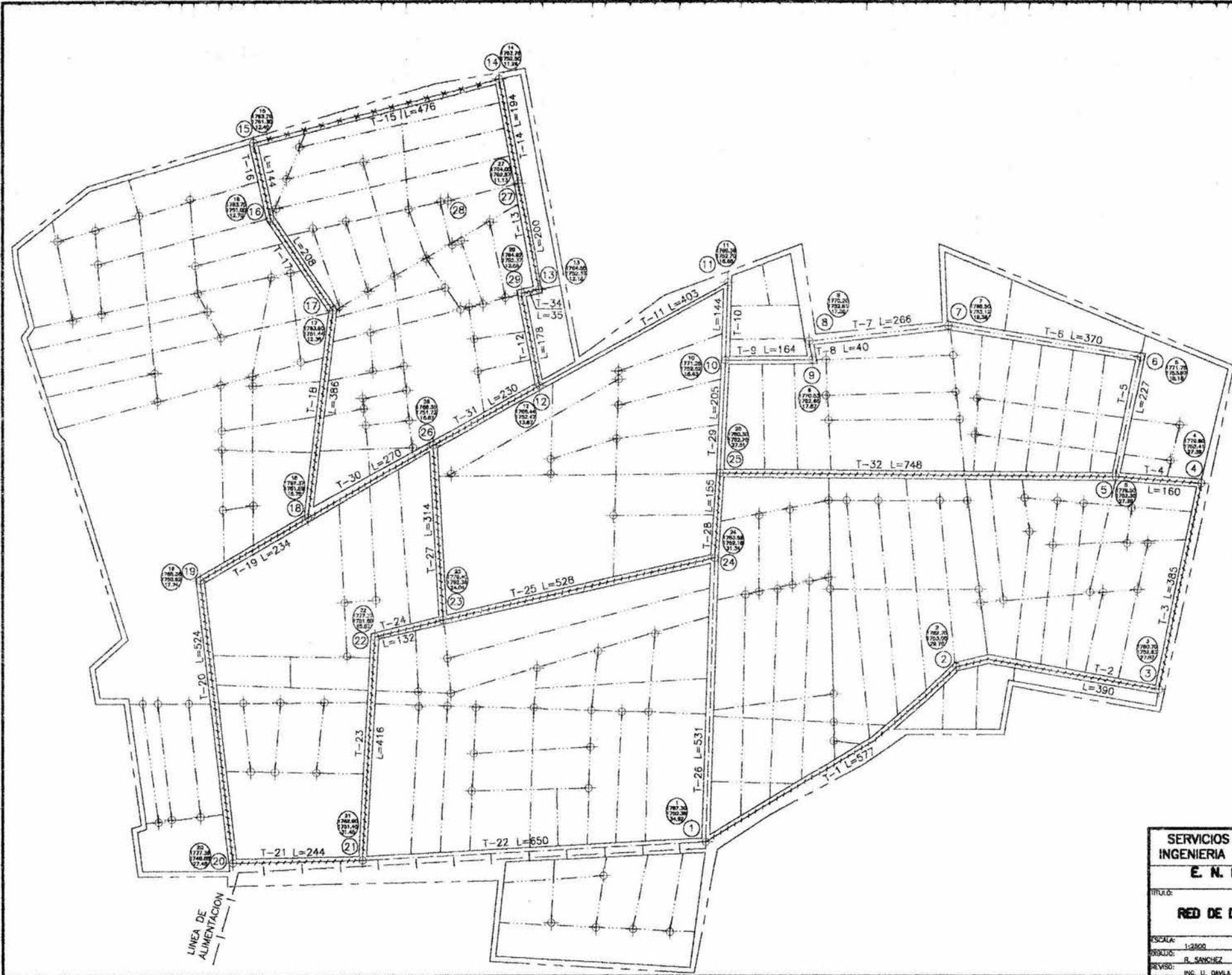
**2. CALCULO DEL DIAMETRO PARA UNA TUBERIA TRABAJANDO POR GRAVEDAD EN DOS O MAS TRAMOS.**

DATOS :

Q = 0.126 m<sup>3</sup>/s

PTO.	ELEV. (m)	TRAMO	DIAMETRO (D)			D <sup>16/3</sup> (m)	n	K = $\frac{10.3 \cdot n^2}{D^{16/3}}$	L (m)	h (m)	COTA PIEZ. (msnm)	CARGA H (m)
			PULG.	ESP.	m							
A	1815.30											
B	1752.20	A - B	18	0.188	0.448	1.38E-02	0.014	0.147	4800.0	11.19	1804.11	51.91
C	1755.15	B - C	16	0.188	0.397	7.23E-03	0.014	0.279	4000.0	17.72	1786.39	31.24





- NOTAS:**
1. LONGITUDES Y DIAMETROS EN METROS.
  2. LOS COMIENZOS DE LA TUBERIA SE DETERMINARAN CONSIDERANDO EL CANTO MAYOR HORIZONTALMENTE.
  3. COEFICIENTE DE RUGOSIDAD DE OJOS PARA TUBERIAS DE P.V.C. Y DE 0.014 PARA TUBERIAS DE ACERO.
  4. SE CONSIDERARAN LOS COEFICIENTES DE VARIACION ENTRA Y FUERA DE ACCESOS A LAS NORIAS DE LA CALA.
  5. LAS CONDICIONES DE ZARSA SON DE 20 ALMANA LA TUBERIA SE TOMARAN DE LAS NORIAS DE LA C.M.A.
  6. EL SUMINISTRO DE AGUA POTABLE SERA A TRAVES DE LA LINEA DE ALIMENTACION "LA OMA".

- LEGENDA:**
- TUBERIA DE:
- 300 mm (12") DE #
  - 200 mm (8") DE #
  - 150 mm (6") DE #
  - 100 mm (4") DE #
  - 75 mm (3") DE #
- LINEA DE AREA EN ESTUDIO
- IDENTIFICACION DE NUDO
- TIPO DE ANALISIS
- ELEV. BAROMETRICA
  - ELEV. DE TERMINO
  - CANAL
- L. LONGITUD DE TUBERIA  
T. TUBERIA

**SERVICIOS INTEGRALES DE INGENIERIA Y CONSTRUCCION**

**E. N. E. P. CAMPUS ACATLAN**

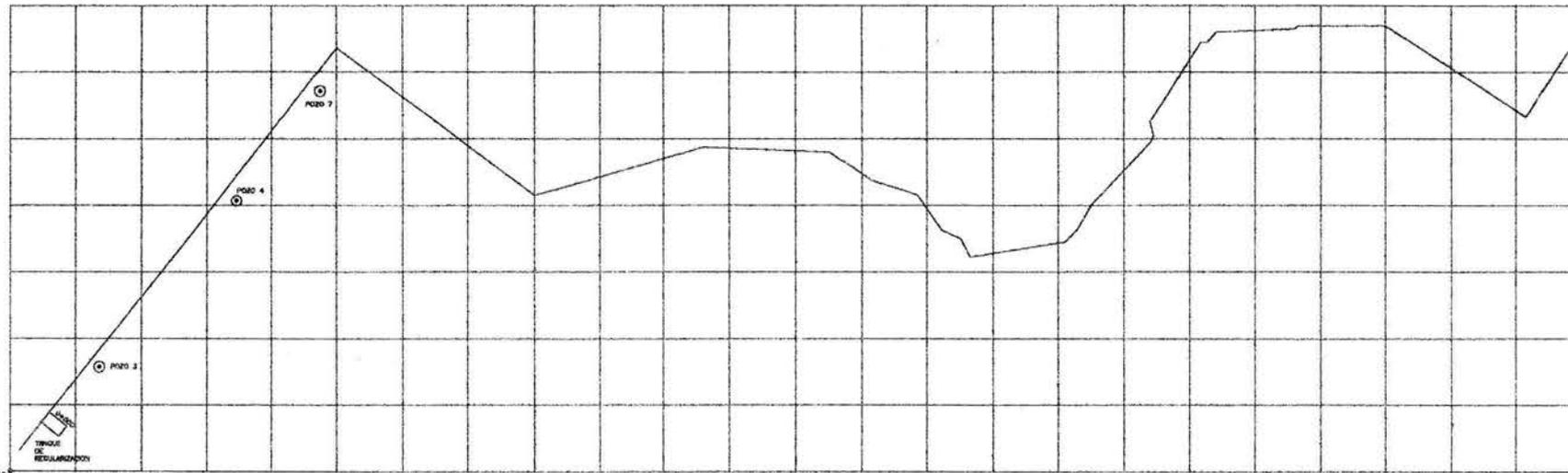
NAUCALPAN EDO. DE MEX.

TITULO:

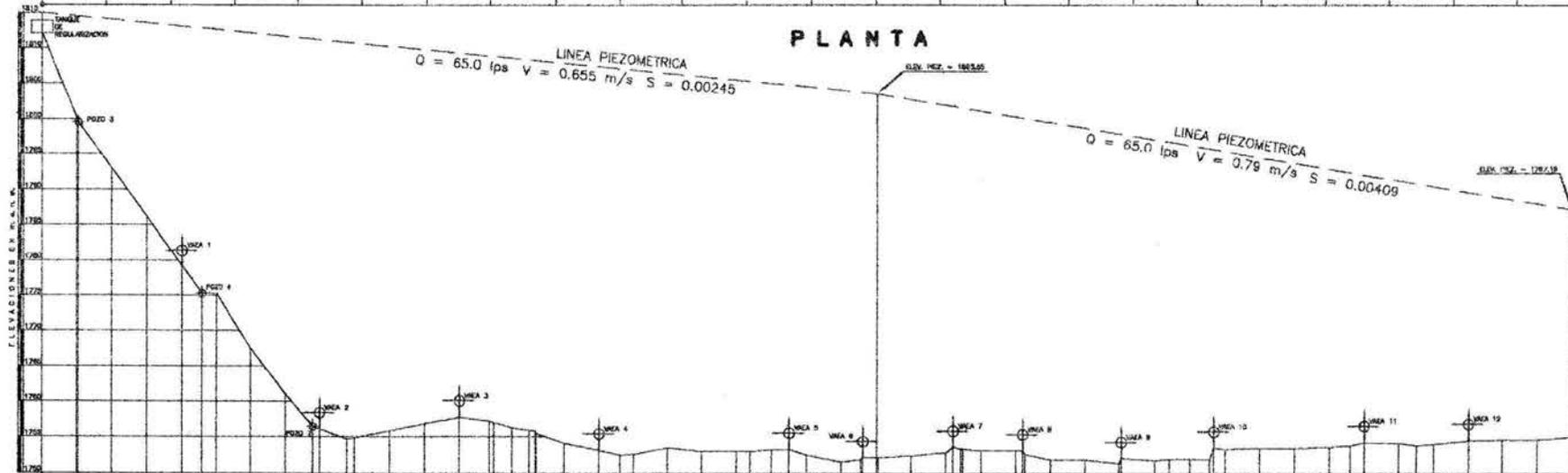
**RED DE DISTRIBUCION DE AGUA POTABLE**

ESCALA: 1:2500	ACOTACIONES: M	AREA:	REV: A
DISEÑO: R. SANCHEZ	FECHA: JUN/2003	NUMERO:	
REVISO: ING. U. GARCIA	APROBADO: ING. GUTIERREZ		

**RED-01**



**PLANTA**



- NOTAS:**
1. ELEVACIONES Y LONGITUDES EN METROS.
  2. LOS RESULTADOS PRESENTADOS CORRESPONDEN AL ANÁLISIS CONSIDERANDO EL ESTADO NORMAL (NORMAL).
  3. LA ORDENACION DE SEÑALES DE LOS EQUIPOS DESEARÁ A JUZGO DEL INGENIERO RESPONSABLE.
  4. ESCALA GRÁFICA: HORIZONTAL 1:10,000 VERTICAL 1:500



DATOS	CLASE DE TUBERIA	ELEVACION DE TERRENO NATURAL	ESTACION OBRERAMENTE	LONGITUD - METROS		LONGITUD - METROS	
				TUBERIA DE ACERO DE 300 mm (12") DE DIAMETRO	TUBERIA DE ACERO DE 300 mm (12") DE DIAMETRO	TUBERIA DE ACERO DE 300 mm (12") DE DIAMETRO	TUBERIA DE ACERO DE 300 mm (12") DE DIAMETRO
1	1	1280	1+000	100	100	100	100
2	2	1270	2+000	100	100	100	100
3	3	1260	3+000	100	100	100	100
4	4	1250	4+000	100	100	100	100
5	5	1240	5+000	100	100	100	100
6	6	1230	6+000	100	100	100	100
7	7	1220	7+000	100	100	100	100
8	8	1210	8+000	100	100	100	100
9	9	1200	9+000	100	100	100	100
10	10	1190	10+000	100	100	100	100
11	11	1180	11+000	100	100	100	100
12	12	1170	12+000	100	100	100	100
13	13	1160	13+000	100	100	100	100
14	14	1150	14+000	100	100	100	100
15	15	1140	15+000	100	100	100	100
16	16	1130	16+000	100	100	100	100
17	17	1120	17+000	100	100	100	100
18	18	1110	18+000	100	100	100	100
19	19	1100	19+000	100	100	100	100
20	20	1090	20+000	100	100	100	100
21	21	1080	21+000	100	100	100	100
22	22	1070	22+000	100	100	100	100
23	23	1060	23+000	100	100	100	100
24	24	1050	24+000	100	100	100	100
25	25	1040	25+000	100	100	100	100
26	26	1030	26+000	100	100	100	100
27	27	1020	27+000	100	100	100	100
28	28	1010	28+000	100	100	100	100
29	29	1000	29+000	100	100	100	100
30	30	990	30+000	100	100	100	100
31	31	980	31+000	100	100	100	100
32	32	970	32+000	100	100	100	100
33	33	960	33+000	100	100	100	100
34	34	950	34+000	100	100	100	100
35	35	940	35+000	100	100	100	100
36	36	930	36+000	100	100	100	100
37	37	920	37+000	100	100	100	100
38	38	910	38+000	100	100	100	100
39	39	900	39+000	100	100	100	100
40	40	890	40+000	100	100	100	100
41	41	880	41+000	100	100	100	100
42	42	870	42+000	100	100	100	100
43	43	860	43+000	100	100	100	100
44	44	850	44+000	100	100	100	100
45	45	840	45+000	100	100	100	100
46	46	830	46+000	100	100	100	100
47	47	820	47+000	100	100	100	100
48	48	810	48+000	100	100	100	100
49	49	800	49+000	100	100	100	100
50	50	790	50+000	100	100	100	100
51	51	780	51+000	100	100	100	100
52	52	770	52+000	100	100	100	100
53	53	760	53+000	100	100	100	100
54	54	750	54+000	100	100	100	100
55	55	740	55+000	100	100	100	100
56	56	730	56+000	100	100	100	100
57	57	720	57+000	100	100	100	100
58	58	710	58+000	100	100	100	100
59	59	700	59+000	100	100	100	100
60	60	690	60+000	100	100	100	100
61	61	680	61+000	100	100	100	100
62	62	670	62+000	100	100	100	100
63	63	660	63+000	100	100	100	100
64	64	650	64+000	100	100	100	100
65	65	640	65+000	100	100	100	100
66	66	630	66+000	100	100	100	100
67	67	620	67+000	100	100	100	100
68	68	610	68+000	100	100	100	100
69	69	600	69+000	100	100	100	100
70	70	590	70+000	100	100	100	100
71	71	580	71+000	100	100	100	100
72	72	570	72+000	100	100	100	100
73	73	560	73+000	100	100	100	100
74	74	550	74+000	100	100	100	100
75	75	540	75+000	100	100	100	100
76	76	530	76+000	100	100	100	100
77	77	520	77+000	100	100	100	100
78	78	510	78+000	100	100	100	100
79	79	500	79+000	100	100	100	100
80	80	490	80+000	100	100	100	100
81	81	480	81+000	100	100	100	100
82	82	470	82+000	100	100	100	100
83	83	460	83+000	100	100	100	100
84	84	450	84+000	100	100	100	100
85	85	440	85+000	100	100	100	100
86	86	430	86+000	100	100	100	100
87	87	420	87+000	100	100	100	100
88	88	410	88+000	100	100	100	100
89	89	400	89+000	100	100	100	100
90	90	390	90+000	100	100	100	100
91	91	380	91+000	100	100	100	100
92	92	370	92+000	100	100	100	100
93	93	360	93+000	100	100	100	100
94	94	350	94+000	100	100	100	100
95	95	340	95+000	100	100	100	100
96	96	330	96+000	100	100	100	100
97	97	320	97+000	100	100	100	100
98	98	310	98+000	100	100	100	100
99	99	300	99+000	100	100	100	100
100	100	290	100+000	100	100	100	100

**PERFIL TOPOGRAFICO**

SERVICIOS INTEGRALES DE INGENIERIA Y CONSTRUCCION

**E. K. E. P. CAMPUS ACRIALAN**

MAQUINOS, C.O., P. 107

**LINEA DE ALIMENTACION EXISTENTE - LA CAMA PLANTA Y PERFIL TOPOGRAFICO**

BOLETA	INDICADA	ALTERNATIVA	II	FECHA	1977
ELABORADO	S. MARCHESI	PROYECTO	AA/2000	NO. 0000	LA
REVISADO	DR. H. BARRA	PROYECTO	AA/2000	NO. 0000	LACSL-01

