

01121
79 a



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE
MEXICO

FACULTAD DE INGENIERIA

PLANEACION Y ANTEPROYECTO DEL SISTEMA
DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE DE
LA CABECERA MUNICIPAL DE ZIMAPAN EN EL
ESTADO DE HIDALGO

T E S I S

QUE PARA OBTENER EL TITULO DE:

INGENIERO CIVIL

P R E S E N T A :

JUAN ANTONIO LARA DE LA CRUZ



DIRECTOR: M.I. LUIS MANUEL SALMONES HERNANDEZ

MÉXICO, D.F.

2003



Universidad Nacional
Autónoma de México



UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

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

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



UNIVERSIDAD NACIONAL
AUTÓNOMA DE
MÉXICO

**TESIS CON
FALTA DE ORIGEN**

FACULTAD DE INGENIERÍA
DIRECCIÓN
FING/DCTG/SEAC/UTIT/077/03

Señor
JUAN ANTONIO LARA DE LA CRUZ
Presente

En atención a su solicitud me es grato hacer de su conocimiento el tema que propuso el profesor M.I. LUIS MANUEL SALMONES HERNANDEZ, que aprobó esta Dirección, para que lo desarrolle usted como tesis de su examen profesional de INGENIERO CIVIL.

"PLANEACIÓN Y ANTEPROYECTO DEL SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE DE LA CABECERA MUNICIPAL DE ZIMAPÁN EN EL ESTADO DE HIDALGO"

- INTRODUCCIÓN
- I. SITUACIÓN DEL AGUA EN EL MUNDO Y EN MÉXICO
 - II. SISTEMA DE ABASTECIMIENTO ACTUAL DE AGUA POTABLE EN LA CIUDAD DE ZIMAPÁN
 - III. DATOS BÁSICOS PARA LA PLANEACIÓN DEL SISTEMA DE ABASTECIMIENTO
 - IV. PLANTEAMIENTO Y ANÁLISIS DE ALTERNATIVAS PARA EL ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE
 - V. ANTEPROYECTO DEL ACUEDUCTO TASQUILLO-ZIMAPÁN
 - VI. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

Ruego a usted cumplir con la disposición de la Dirección General de la Administración Escolar en el sentido de que se imprima en lugar visible de cada ejemplar de la tesis el Título de ésta.

Asimismo le recuerdo que la Ley de Profesiones estipula que deberá prestar servicio social durante un tiempo mínimo de seis meses como requisito para sustentar Examen Profesional.

Aclaraciones
"POR MI RAZA HABLARÁ EL ESPÍRITU"

Cd. Universitario 24 Junio 2003
EL DIRECTOR

M.C. GERARDO FERRANDO BRAVO
GFB/GMP/mslg

Adjunto a la Dirección General de Bibliotecas de la UNAM a difundi en formato electrónico e impreso el contenido de mi trabajo profesional.

NOMBRE: Juan Antonio Lara De la Cruz

FECHA: 29/06/03

FIRMA: [Firma manuscrita]

A MI QUERIDA ABUELITA:

AIDA ACEVEDO CORONADO

**Aunque ya no estas presente, siempre guardaré tu
recuerdo, y en mí memoria me acompañarás en
todos los momentos importantes de mi vida.**

**Gracias por haber contribuido en mi formación,
pues te estaré agradecido por siempre, porque
fulste un ejemplo de virtudes maravillosas, por ello
mi eterno amor en donde quiera que ahora te
encuentres.**

**Tu nieto
Juan Antonio Lara De la Cruz**

Índice

Dedicatoria.....	I
Agradecimientos.....	II
Índice.....	III
Introducción.....	1
CAPÍTULO 1. Situación del agua en el mundo y en México.....	4
1.1. Necesidad y disponibilidad del agua en el mundo.....	5
1.2. El agua un factor de salud.....	7
1.3. Conflictos generados por el uso del agua en el mundo.....	8
1.4. La necesidad de agua en México.....	10
1.5. Situación de los servicios de agua en México.....	11
1.6. Conflictos sociales en México generados por el uso del agua.....	12
CAPÍTULO 2. Sistema de abastecimiento actual de agua potable en la ciudad de Zimapán.....	14
2.1. Características geográficas, demográficas y socioeconómicas.....	15
2.2. Infraestructura hidráulica existente.....	20
2.3. Alteraciones producidas a la salud por el alto contenido de arsénico en el agua potable.....	25
CAPÍTULO 3. Datos básicos para la planeación del sistema de abastecimiento.....	27
3.1. Población histórica.....	28
3.2. Proyección de la población.....	30
3.2.1. Método aritmético.....	30

3.2.2. Método geométrico.....	32
3.2.3. Método de interés compuesto.....	33
3.2.4. Método de extensión gráfica.....	34
3.2.5. Método de mínimos cuadrados.....	34
3.3. Conclusión de los métodos de proyección poblacional.....	40
3.4. Análisis de la dotación.....	41
3.4.1. Consumo.....	42
3.4.2. Pérdidas físicas.....	44
3.4.3. Análisis del consumo y porcentaje de pérdidas físicas para determinar la dotación.....	44
3.5. Gastos de diseño.....	46

CAPITULO 4. Planteamiento y análisis de alternativas para el abastecimiento de agua potable.....	50
4.1. Recursos hidráulicos existentes.....	51
4.1.1. Fuentes superficiales.....	51
4.1.2. Fuentes subterráneas.....	51
4.1.2.1. Sistema hidrogeológico de Zimapán.....	51
4.1.2.2. Sistema hidrogeológico "C" de rocas alteradas.....	54
4.1.2.3. Acuífero Tasquillo.....	55
4.2. Planteamiento de alternativas para el abastecimiento de agua potable.....	60
4.3. Análisis y evaluación de alternativas.....	64
4.3.1. Análisis preliminar.....	64
4.3.2. Esquemas de diseño para el predimensionamiento.....	66
4.3.3. Predimensionamiento de alternativas.....	77
4.3.4. Evaluación técnica.....	87
4.3.5. Presupuesto de alternativas.....	88
4.3.6. Evaluación económica.....	93
4.4. Selección de la mejor alternativa.....	103

CAPÍTULO 5. Anteproyecto del acueducto Tasquillo- Zimapán.....	105
5.1. Datos básicos del anteproyecto.....	106
5.1.1. Población de anteproyecto.....	106
5.1.2. Gastos de diseño del anteproyecto.....	107
5.2. Topografía.....	109
5.3. Fuente de abastecimiento.....	111
5.3.1. Características de la captación.....	111
5.3.2. Calidad del agua.....	113
5.4. Diseño hidráulico y funcional del acueducto.....	114
5.4.1. Análisis hidráulico de la conducción en régimen permanente.....	115
5.4.2. Diseño funcional de las estructuras del acueducto.....	124
5.4.2.1. Diseño geométrico de la conducción.....	124
5.4.2.2. Pozo.....	127
5.4.2.3. Planta de bombeo No.1.....	132
5.4.2.4. Planta de bombeo No.2.....	140
5.4.2.5. Tanque de cambio de régimen.....	141
5.4.2.6. Llegada al tanque Llano Norte.....	145
5.4.3. Análisis hidráulico de la conducción en régimen transitorio.....	146
5.5. Antepresupuesto de las obras.....	159
5.6. Planos del anteproyecto.....	165
CAPÍTULO 6. Conclusiones y recomendaciones.....	179
Bibliografía y referencias.....	186

**TESIS CON
FALLA DE ORIGEN**

INTRODUCCION.

El mundo actual se encuentra en constante cambio e inmerso en problemas cada vez más complejos, el agua como todos los demás recursos naturales del planeta no es ajena a ellos y se ha visto afectada en el importante papel que desempeña como recurso indispensable para la vida, factores como el crecimiento de la población mundial, los grandes avances tecnológicos y la necesidad del hombre por habitar nuevos territorios, han producido desequilibrios importantes en los sistemas hídricos, lo que ha propiciado una baja disponibilidad de los recursos y una desmedida contaminación de los mismos.

Los problemas mundiales que afectan la disponibilidad del agua, aquejan a una gran cantidad de naciones en todo el mundo y México no es la excepción, pues a pesar de ser una nación con una basta cantidad de recursos naturales, también es un nación en la que se cometen excesos y en la que se tiene poca consideración por el valor real que poseen los recursos existentes.

En la actualidad México es una nación que es considerada mundialmente con una baja disponibilidad en recursos hídricos, ya que en menos de 50 años redujo su disponibilidad a la mitad, en ese mismo lapso han sido explotados de manera indiscriminada los mantos acuíferos en diversas zonas del país y se han contaminado los ríos, lagos y lagunas en gran parte del territorio.

La contaminación de la que el agua es objeto en el país, depende fundamentalmente de dos aspectos, el primero de ellos se debe al uso de químicos para mejorar las tierras de cultivo y a los desechos industriales vertidos a los efluentes de los ríos y cuerpos receptores, lo que provoca una contaminación inducida, el segundo es debido a la contaminación natural de los cuerpos de agua por la exposición de elementos que se encuentran de forma natural en el medio circundante, como en el caso de la comarca lagunera y el municipio de Zimapán en el estado de Hidalgo.

La contaminación que se presenta en estas regiones, se debe al alto contenido de arsénico que se encuentra presente en el subsuelo de forma natural, lo que ha propiciado la contaminación de los mantos acuíferos, generando serios problemas de salud entre la población que consume el agua proveniente de pozos y norias de la zona.

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

Este trabajo aborda el problema que aqueja a la cabecera municipal de Zimapán en el estado de Hidalgo, ya que en el año de 1990 la Secretaría de Salud atendió múltiples casos de pacientes con manchas en las palmas de las manos, plantas de los pies y cara, descubriendo así que la población había estado expuesta a altas dosis de arsénico debido principalmente a la ingestión de agua contaminada con este elemento, lo que provocaría que en un corto plazo, y debido a la ingestión y exposición prolongada de agua contaminada, los pobladores pudieran padecer serios problemas de cáncer en la piel, por este motivo los principales pozos y norias que presentaron concentraciones de arsénico superiores a los límites establecidos por la NOM-SSA-1994 para uso y consumo humano debieron ser clausurados, dejando a la localidad con solo cinco fuentes que en la actualidad aportan un caudal de 10.2 l/s, gasto insuficiente para satisfacer las necesidades de la población.

En respuesta a la problemática que padece la cabecera municipal de Zimapán, la Comisión Nacional del Agua y el organismo encargado de los sistemas de abastecimiento de agua potable que dan servicio al estado de Hidalgo (CAAE) han planteado la necesidad de contar con una serie de alternativas que permitan ofrecer una solución a la problemática de la localidad, por lo que este trabajo tiene como finalidad plantear y analizar varias alternativas para suministrar agua de buena calidad, en cantidad suficiente y de manera continua a la población de Zimapán y al mismo tiempo pretende proponer una solución definitiva al realizar el anteproyecto de la alternativa más factible considerando la disponibilidad de los recursos técnicos y económicos con los que se disponen.

La Tesis se encuentra conformada por seis capítulos y al inicio de cada uno de ellos se hace alusión a una frase que nos invita a reflexionar acerca de la importancia que tiene el agua en nuestras vidas y la imperiosa necesidad de conservarla, cuidarla y respetarla.

En el primer capítulo de este trabajo, se aborda la problemática actual del agua en el mundo, su importancia y los conflictos que se generan por su posesión y control. También se presenta la situación que ha vivido el agua en México en los últimos tiempos, así como la necesidad de plantear acciones para su conservación y buen uso.

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

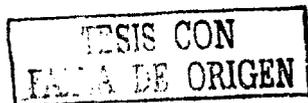
En el segundo capítulo se presentan las características geográficas y socioeconómicas de la cabecera municipal de Zimapán, y se hace una breve descripción de la problemática que aqueja a la localidad de acuerdo con las fuentes de agua disponibles y se muestra la situación actual de los sistemas de abastecimiento.

En el tercer capítulo se elabora un análisis de población, consumo y gastos para determinar las necesidades de los habitantes en cuanto a los recursos hidráulicos que requieren, para proyectar la población se analiza el crecimiento histórico de la localidad con base en los resultados de los censos realizados por el Instituto Nacional de Estadística Geografía e Informática y se proponen varios métodos de proyección, asimismo se lleva a cabo un análisis de consumo basado en las recomendaciones del Manual de Agua Potable y Alcantarillado publicado por la Comisión Nacional del Agua y se determina la dotación y gasto que debe asignarse a la población.

En el cuarto capítulo se identifican diversas fuentes que cumplan con los caudales requeridos y se plantean las formas adecuadas para abastecer a la localidad, se elabora además un análisis técnico y económico para determinar cual de las alternativas propuestas presenta la mayor factibilidad para ser realizada.

En el quinto capítulo se lleva a cabo el anteproyecto hidráulico de la alternativa seleccionada, se presentan las características de la captación, el estudio de calidad del agua, un análisis en régimen permanente y transitorio, se seleccionan los equipos de bombeo de acuerdo con las condiciones de proyecto y se diseñan las estructuras funcionales que prestan servicio al mismo.

En el sexto y último capítulo se presentan las conclusiones y recomendaciones que permitirán comprender el funcionamiento del anteproyecto propuesto y realizar el proyecto ejecutivo de una forma precisa y clara.



CAPITULO 1

Situación del agua en el mundo y en México.

El crecimiento continuado de la población entra en conflicto con los recursos naturales disponibles, entre los que el agua es el más importante. Este elemento tan valioso como escaso para la sociedad humana se convertirá en una fuente de conflictos y guerras en el mundo. La razón estriba fundamentalmente en el mal uso y distribución entre los países. Las enfermedades transmitidas por el agua en malas condiciones provoca una tercera parte de las muertes de personas en el mundo.

Klaus Koepfer
Director General del Programa Medioambiental de las Naciones Unidas

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

1.1. Necesidad y disponibilidad del agua en el mundo.

El agua es un recurso irremplazable y vital para la vida, no existe sustituto para ella en la Tierra, en volumen el 71% del planeta está compuesto de agua, de la que el 97.5% es salada y el 2.5% restante es dulce, de esa cantidad tres cuartas partes se encuentran en estado sólido en los casquetes polares y aproximadamente un 1% es agua dulce superficial, esa agua es la que se renueva habitualmente con las lluvias y es la que se encuentra contenida en los lagos, ríos y a poca profundidad en el suelo de donde puede extraerse con facilidad.

El agua es importante pues juega un papel fundamental en la supervivencia del ser humano, ya que es fuente de alimentos, salud y desarrollo. Si no se tuviera manera de obtenerla ni de ejercer cierto control sobre ella la vida no sería posible. Por ello el hombre desde sus inicios, tuvo la necesidad de controlarla y conducirla para generar sus alimentos y satisfacer sus necesidades, sin embargo en la actualidad el hombre se ha concentrado en núcleos urbanos de grandes proporciones, generando con ello la necesidad de trasladar el agua a lo largo de grandes distancias y territorios de difícil acceso, valiéndose para ello de obras hidráulicas de gran tamaño y complejidad que permiten la captación, conducción y distribución del vital líquido.

En la actualidad el agua enfrenta graves problemas debido al manejo y uso que se le ha dado, dichos problemas no tienen una solución permanente, pues aunque este recurso es renovable también es finito, lo que genera que sea un recurso sostenible por su continua renovación pero escaso por su limitada cantidad.

Además el aumento de la población y el ascenso en su nivel cultural y social hacen que en poco tiempo las obras proyectadas sean insuficientes, imposibilitándose de esa manera que con las existentes se pueda seguir el ritmo de crecimiento que las necesidades exigen y complicando cada vez más la obtención de nuevos caudales, pues las fuentes actuales van haciéndose incapaces y es necesario utilizar las que están situadas a mayor distancia o aquellas cuyas aguas requieren tratamientos más elaborados para hacerlas adecuadas para el consumo.

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

En el último siglo se han tenido las más grandes transformaciones demográficas de la humanidad y con ello se han presentado los problemas más graves de disponibilidad de agua, pues la población se ha multiplicado cuatro veces el número de habitantes, en el año 1900 la población rebasaba apenas los 1 700 millones de habitantes, y en el año 2000 la población creció hasta alcanzar los 6 000 millones; además en el mismo lapso, el consumo de agua para uso público e industrial se multiplicó por nueve y cuarenta respectivamente. Como consecuencia se ha generado un incremento acelerado en la explotación de agua dulce frente a una disponibilidad cada vez más escasa del recurso, además esta situación puede agravarse aún más, pues la Organización de las Naciones Unidas estima que para el año 2025 la población podría llegar a los 8,500 millones de habitantes.

Como resultado de la concentración y el crecimiento de la población se han ejercido fuertes presiones sobre la disponibilidad de los recursos existentes, sobre todo en los países subdesarrollados, ya que la capacidad de sus sistemas para hacer frente a las demandas derivadas del crecimiento poblacional son limitadas; de igual manera la disponibilidad se ve seriamente afectada en aquellos países cuyas zonas climáticas son catalogadas como desérticas, pues las fuentes son escasas y por lo tanto es necesario recurrir a tecnologías alternativas que permitan obtener el recurso, aunque a costos más elevados.

Según las características que presentan los sistemas de agua en el mundo, es posible delimitar el grado de disponibilidad con el que cuenta cada país y así evaluar su situación actual, de forma tal que sea factible proponer y promover las acciones necesarias para mitigar los efectos adversos y garantizar su conservación. En la siguiente tabla se presentan las categorías mundiales de disponibilidad.

CATEGORIA	DISPONIBILIDAD (m ³ anuales por habitante)
Escasez Extrema	Menor a 1,000
Escasez Crítica	Entre 1,000 y 1,700
Disponibilidad Baja	Entre 1,700 y 5,000
Disponibilidad Mediana	Entre 5,000 y 10,000
Disponibilidad Alta	Mayor a 10,000

Tabla 11 Estándares de la disponibilidad de agua

TESIS CO.
FALLA DE ORIGEN

mundo en lugares donde se carece de instalaciones de saneamiento apropiadas para la evacuación de desechos humanos e industriales las enfermedades transmitidas por el agua se propagan con gran rapidez, pues los seres humanos y los animales actúan como huéspedes de bacterias, virus y protozoos contenidos en el agua, los cuales son causantes de enfermedades como el paludismo, cólera, fiebre tifoidea y enfermedades gastrointestinales que dañan y matan a millones de personas.

En la actualidad la Organización Mundial de la Salud revela que sólo un 41% de la población consume agua tratada y desinfectada que puede ser considerada como segura, además estima que alrededor de 1100 millones de personas en todo el mundo carecen de acceso al agua potable, 2500 millones no poseen un sistema sanitario apropiado, y más de 5 millones mueren anualmente por enfermedades causadas por el consumo de agua contaminada, de esa cantidad, la mayoría son niños menores de 5 años, además el 80% de las enfermedades infecciosas y parasitarias intestinales, se deben al uso y consumo de agua insalubre y una tercera parte de las defunciones en el mundo son debidas a ésta causa.

Por lo anterior, el hombre requiere de agua segura que garantice su bienestar, por ello múltiples organismos internacionales se han avocado a la tarea de realizar estudios que permitan determinar las características mínimas indispensables que debe cumplir el agua en cuanto a su calidad; sin embargo es necesario que los países de todo el mundo cuenten con los instrumentos que les permitan regular el uso, manejo y disposición del agua, de manera tal que sea posible preservar las fuentes de abastecimiento en el mejor estado posible, para ello se requiere desarrollar la infraestructura hidráulica necesaria que permita cumplir con los retos y exigencias que presenta la sociedad actual.

1.3. Conflictos generados por el uso del agua en el mundo.

Siendo el agua un factor de vida y desarrollo, es común que haya enfrentamientos por ella, las grandes civilizaciones en la historia de la humanidad se asentaron alrededor del agua, cuyo control fue motivo de disputas a lo largo de la evolución de la especie humana. En la actualidad el agua no siempre se encuentra disponible y es motivo de disputas sobre todo en aquellos territorios donde es un recurso escaso. Además los avances tecnológicos han provocado que el agua se convierta en un recurso

comercializable y utilizable por unos u otros como factor de presión para lograr determinados objetivos económicos, políticos, y como fuente recurrente de conflictos.

Hoy día se definen dos tipos de disputas por el agua, el primero se conoce como "Conflictos por el agua", que son enfrentamientos o disputas de carácter jurídico, administrativo, político o social, que tienen su origen en disputas por la propiedad y no llegan a expresarse en términos violentos, el segundo es conocido como "Guerra por el agua", que significa un enfrentamiento violento entre dos o más países, o comunidades, que tienen por origen un conflicto por el agua que no pudo ser resuelto de otra forma.

Para determinar la disponibilidad y la posibilidad de evitar conflictos entre naciones, debe analizarse la situación de los recursos con los que cuenta cada país, por lo que es necesario tomar en cuenta las precipitaciones anuales, el flujo potencial interno, el capital acuífero de las capas freáticas y las aportaciones de los países vecinos (ríos, canales y acueductos), ya que de estos componentes, las precipitaciones y el flujo no afectan las relaciones entre países vecinos, pero la explotación de la capa freática y el control de los ríos, sí pueden dar lugar a guerras, por lo que es necesario contar con tratados internacionales que preserven los intereses de las naciones que comparte una misma fuente y les permitan garantizar su bienestar, al brindarles el acceso al agua que les corresponde, para ello es necesario que las naciones se comprometan a utilizar de manera eficiente sus recursos e inviertan en infraestructura que garantice el adecuado manejo del agua, pues solamente así serán capaces de sostener su desarrollo sin afectar los intereses de sus vecinos.

La historia ha sido testigo de una gran cantidad de conflictos originados por el agua; destacan los sucedidos en Oriente Medio, donde se vive una crisis abierta por el agua en Israel, Jordania, Líbano, Siria y Cisjordania, pues son países que tienen como única fuente de abastecimiento las aguas superficiales de los ríos Jordán y Yarmuk, y como fuentes subterráneas las aguas del acuífero de los Altos del Golán que se encuentra en sus fronteras.

Aunque siempre es posible resolver los conflictos de manera pacífica, debe comprenderse que el agua no respeta divisiones políticas, y que es necesario tomar en cuenta las áreas de influencia de las cuencas hidrológicas, que tienen por objeto satisfacer las necesidades de una región no importando su condición, política, social, cultural, étnica o religiosa.

1.4. La necesidad de agua en México.

México cuenta con una extensión territorial de 1 967 183 Km² y su variación climática afecta la disponibilidad de agua impactando a la mayoría de los habitantes; la mitad del territorio comprendido al norte del país presenta un clima seco, en las mesetas del centro predomina un clima subhúmedo templado en un 20% de la superficie, y en el 30% restante el clima es húmedo, cálido y templado. Además el país presenta un desequilibrio estructural importante debido a la concentración y distribución de su población y al desarrollo de sus actividades económicas.

A nivel mundial el país ha mostrado elevados índices de crecimiento poblacional, pues en los años cincuentas presentó una tasa de crecimiento de 3.1%, en los sesentas 3.8% y en los setentas 2.9%; de acuerdo a los censos de población realizados por el Instituto Nacional de Estadística, Geografía e Informática (INEGI) la tasa de crecimiento disminuyó, alcanzando un valor de 1.5% en la década de los noventas, para el año 2000 la población alcanzó un valor de 97 millones de habitantes, de los que el 73% se concentra en las localidades urbanas y el 27% restante en las zonas rurales.

En cuanto a la distribución de la población y la disponibilidad del recurso en el país, se cuenta con 320 cuencas hidrológicas con un escurrimiento medio anual de 410 000 millones de m³ en promedio, cifra que representa el total disponible de recursos renovables. Sin embargo, el territorio nacional tiene una distribución heterogénea de los recursos hidráulicos, pues existen zonas al norte donde las precipitaciones son muy escasas, en tanto que al sur se presentan lluvias torrenciales que provocan frecuentes inundaciones, además la mayor parte de la población y gran parte de la actividad económica se concentra en la zona norte donde los recursos son escasos; y por otra parte, el 74% de los habitantes se concentran en altitudes mayores a 500 m; y en contraste el 85% de la disponibilidad de agua se localiza debajo de esta cota.

En la actualidad, México es catalogado a nivel mundial como un país que paso de tener una alta disponibilidad per cápita de 11 500 m³/hab/año en el año de 1955, a contar con una baja disponibilidad de recursos hidráulicos, ya que su disponibilidad per cápita actual es de 4 900 m³/hab/año, situación que lo pone en riesgo, pues de continuar así, podría verse involucrado en serios problemas de escasez, en los cuales deberá tomar decisiones importantes en cuanto al uso que debe dar al agua; se estima que para el año 2020 la disponibilidad per cápita alcance un valor aproximado de 3 900 m³/hab/año.

Los usos que se dan al agua son diversos, pero destaca por su importancia el suministro a la actividad agrícola por la gran cantidad de agua que consume, ya que utiliza el 76.3% del recurso disponible de todo el país, en tanto que el sector público consume el 17% del recurso, el sector industrial el 5%, el acuícola el 1.4% y el sector energético el 0.2% restante.

1.5. Situación de los servicios de agua en México.

La característica distribución de la población refleja la cobertura de los servicios de abastecimiento de agua potable y alcantarillado. El servicio de abastecimiento de agua potable es brindado a alrededor del 87% de la población y el de alcantarillado al 73%, sin embargo la mayoría de estos servicios son prestados en las 169 principales ciudades que conforman al país y aunque se han dado avances significativos en materia de infraestructura hidráulica, en la actualidad 13 millones de habitantes no tienen acceso a agua potable y otros 27 millones carecen de un sistema de drenaje apropiado, por otro lado las mayores carencias se presentan en las 198 311 localidades rurales pues de éstas el 65.2% cuentan con servicio de agua potable y sólo el 33% cuentan con servicio de drenaje. Además las coberturas en los servicios no revelan la calidad de los mismos, pues en muchos casos el servicio es intermitente.

En la actualidad la mayoría de los cuerpos de agua del país, presentan diversos grados de contaminación; pues el 24% de los cuerpos se encuentran altamente contaminados, el 49% presentan índices bajos de contaminantes, el 22% índices aceptables para consumo y sólo el 5% restante presenta niveles de excelente calidad; esa agua es la que consume la población, y en ocasiones no es desinfectada de manera apropiada, produciendo con ello infecciones y enfermedades parasitarias

intestinales que llegan a provocar la muerte si no son atendidas a tiempo. Las enfermedades diarreicas han representado uno de los problemas de salud pública más importantes a nivel nacional, en el año 2000, se notificaron más de 5 millones de casos por infecciones intestinales de los que el 32% corresponden a niños menores de 5 años, ocupando así el segundo lugar entre las principales causas de morbilidad.

1.6. Conflictos sociales en México generados por el uso del agua.

Los conflictos generados por el uso de agua se presentan en todo el mundo y México no es la excepción, debido a la distribución de su población, a la inequitativa distribución de sus recursos y a la variedad de sus climas, hay graves problemas asociados al uso de los recursos; las regiones ubicadas al norte del país se encuentran sometidas a largos períodos de sequía, mientras al sur el fenómeno es totalmente contrario; por otra parte el crecimiento de las ciudades y la concentración de un gran número de habitantes en ellas, ha obligado a buscar nuevas fuentes de abastecimiento para satisfacer la demanda generada.

La situación anterior comienza a crear serios problemas, pues el agua que era utilizada para el riego, ha tenido que emplearse en el consumo de los centros urbanos, ocasionando con ello conflictos entre los distintos usuarios; además en períodos de sequía la insuficiencia del recurso afecta el suministro de agua, lo que genera el disgusto de la población por la falta del líquido, como consecuencia de estas tensiones, han surgido graves problemas sociales, pues los campesinos que ven amenazadas sus cosechas por la falta de agua, demuestran su descontento, ya que se han manifestado de forma armada, atentando en ocasiones contra las vías de comunicación.

México es un país que cuenta con riquezas incomparables en cuanto a sus recursos naturales, pero debido al aumento y expansión de su población alrededor de los centros urbanos, se han ejercido fuertes presiones sobre esos recursos, sobre todo en la disponibilidad de agua, pues las fuentes actuales ya no son suficientes para hacer frente a la creciente demanda, necesitando con ello buscar fuentes más lejanas y otras cuyos tratamientos son más elaborados para hacer el agua apta para consumo, aumentando así su valor comercial, sin embargo el país padece un síndrome del "no cobro de los

servicios" lo que impide la mejora de los mismos; por otro lado la capacidad de los sistemas hidráulicos para hacer frente al crecimiento poblacional y satisfacer sus demandas es limitada requiriéndose invertir en nuevos sistemas y mantener los ya existentes para que sea posible garantizar el bienestar de la población. Asimismo es necesario invertir en nuevas tecnologías que permitan ahorros sustanciales del recurso en el sector agrario, ya que esos recursos pueden ser destinados a otros sectores con lo que será posible evitar la sobreexplotación de fuentes y someter a los sistemas hidráulicos a presiones excesivas que puedan producir problemas graves de escasez.

CAPITULO 2

Sistema de abastecimiento actual de agua potable en la ciudad de Zimapán.

El agua, sobre la que tantas personas de las ciudades no piensan, teniendo un manantial obediente en la cocina, es de entre todas la más frágil necesidad de la vida.

*H.V. Morton
The Waters of Rome*

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

2.1. Características geográficas, demográficas y socioeconómicas.

La ciudad de Zimapán ubicada en el Estado de Hidalgo, es la cabecera municipal del municipio que lleva el mismo nombre, cuyo significado es "lugar donde crece el cimol" (raíz comestible que sirve para fermentar el pulque).

Localización geográfica y colindancia

Se encuentra situado al noroeste del Estado de Hidalgo, siendo sus coordenadas geográficas 20°44' 12" latitud norte y 99°23'50" longitud oeste del Meridiano de Greenwich, a una altitud de 1760 msnm y abarca el 4% de la superficie total del Estado.

Limita al norte con el municipio de Pacula, al este con Nicolás Flores, al sureste con Tecozautla y al oeste por intermedio del río Moctezuma con el Estado de Querétaro.

Orografía

Su formación orográfica se caracteriza por accidentadas elevaciones que son parte de la Sierra Madre Oriental, pues los cerros que circundan a la ciudad de Zimapán; presentan un aspecto sedimentario de calizas cretácicas grisáceas demasiado compactas y féltidas ya que sus estratos contienen hipunitos, barcenas, nerínéas, castillo, plenopleura, y croceras, que constituyen la composición geológica uniforme de dicha sierra que se extiende en Zimapán y que según su forma, va recibiendo nombres tales como: Cerro del Cirio, El Cedral, La Pechuga, Cerro de Juárez y el de mayor altura el Cerro del Cangandhó que tiene una altura de 2 820 metros. También se presentan en las cercanías del poblado de Tasquillo, cortezas de granulita y roca basáltica.

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

Hidrografía.

Su sistema hidrográfico es escaso, ya que siendo el Estado de Hidalgo en su generalidad desértico, Zimapán no es la excepción y solo se hace mención como característica importante que parte de su suelo es regado por el río Moctezuma; si bien tiene pequeños arroyos y barrancas, sus cauces pluviales no son de gran importancia, ya que solo en época de lluvias contribuyen a regar pequeños sembradíos, además éstas lluvias son escasas, ya que al año se presenta una precipitación media de 391 mm.

Clima

Zimapán, goza de un clima semecálido y templado medio; siendo por este motivo que tiene una temperatura media anual de 18.8 grados centígrados.

Flora

Su flora es la típica de las regiones desérticas, observando que el panorama de la región ofrece considerables extensiones de nopaleras, maguey, cardones, biznagas, huisaches, ortigas, mezquites y en reducido número sabinos, álamos, fresnos, nogales y pirús.

Fauna

Se compone de una variedad de mamíferos, aves y reptiles, entre el medio natural se observa la existencia de conejos, liebres, coyotes, armadillos, zorros, tejones, aves de rapiña como gavilanes, águilas, cuervos, lechuzas y aves canoras jilgueros, calandrias codornices y cenizotes entre otras.

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN



Figura 2.1. Estado de Hidalgo

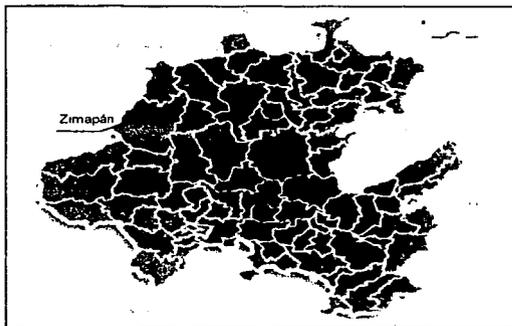


Figura 2.2. Municipio de Zimapán

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

Población

La población de Zimapán ha mostrado una tasa de crecimiento relativamente baja, ya que en el año de 1930 habitaban en la localidad apenas 1631 personas, para el año de 1970 el incremento fue casi el doble con 3191 pobladores, en la década de los noventas se presentó un marcado crecimiento debido a la construcción de la presa Fernando Lriart, con lo que el número de habitantes se incremento hasta casi cuadruplicar la población existente en 1970, de acuerdo al último censo elaborado por el INEGI en el año 2000 en la cabecera municipal de Zimapán vivían 11 818 personas de las que el 46.9% son hombres y el restante 53.1% son mujeres.

Actividades económicas

En cuanto a la actividad económica de la región, esta se encuentra dividida en la forma siguiente: el sector primario agrupa las actividades agrícola, ganadera, caza, pesca y los servicios relacionados con estas actividades; en el sector secundario se encuentran concentradas la minería, la industria manufacturera, la generación de energía eléctrica y la construcción; el sector terciario agrupa el comercio, transporte, comunicaciones y servicios. De esas actividades la agricultura y la ganadería presentan un desarrollo reducido y no son garantía de una fuente de trabajo ya que aportan pocos recursos económicos a la región; por otro lado la minería ha sido la actividad preponderante, debido a las características litológicas y estructurales del subeuelo de la entidad, se encuentran numerosos yacimientos minerales de gran importancia económica los cuales contienen oro, plata, plomo, cobre, zinc, manganeso, fluorita y fosforita; por ello Zimapán ha sido un importante distrito minero en actividad desde 1630, y en la actualidad es el principal productor de cobre, plomo y zinc del estado.

Localidad	Sector primario (%)	Sector secundario (%)	Sector terciario (%)	Otros (%)
Zimapán	3	31	56	10
Llano Norte	9	48	36	7

Tabla 2.1 Porcentaje de la PEA que se ocupa en los sectores económicos

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

Zonas socioeconómicas

El área urbana actual de Zimapan cuenta con una superficie aproximada de 583 Hectáreas, está compuesta por un centro histórico de gran amplitud territorial, encontrándose conformada por las siguientes zonas.

- a) Zona comercial y de servicios públicos: esta zona tiene una extensión actual de 41.43 Hectáreas y está ubicada básicamente en el área que ocupa el centro histórico de la ciudad, dicha área se complementa con otras más pequeñas que se encuentran dispersas en la mancha urbana.
- b) Zona industrial: ocupa un área de 6.42 Hectáreas y está compuesta por algunas Industrias mineras ubicadas al sur de la ciudad.
- c) Zona militar: se encuentra ubicada al noreste de la ciudad y ocupa una extensión de 38.27 Hectáreas, cuenta con servicios propios.
- d) Zona habitacional media: se localiza en el perímetro del centro histórico y cuenta con una extensión de 68.93 Hectáreas; esta zona es la más densa poblada y las construcciones cuentan por lo general con un área de entre 150 y 200 m² con dos niveles y todos los acabados, las viviendas cuentan con todos los servicios.
- e) Zona habitacional popular: cuenta con una extensión de 210.37 Hectáreas y la componen las colonias: El Calvario, Las Limas y parte de Llano Norte; dicha zona cuenta con todos los servicios y las viviendas se caracterizan por estar construidas generalmente con muros de block y cubiertas de concreto, lámina, aplanado en muros y herrería, son generalmente de un solo nivel.
- f) Zona habitacional en conjunto habitacional: ocupa una extensión de 4.9 Hectáreas y está constituida por una unidad de edificios plurifamiliares verticales, cuenta con todos los servicios.

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

- g) Zona habitacional popular en consolidación: es la de mayor extensión en la ciudad y cuenta con 212.29 Hectáreas, esta zona la componen las colonias La Alberca, El Rosario, parte de Llano Norte y la parte sur de la ciudad.

2.2. Infraestructura hidráulica existente.

Fuentes actuales de abastecimiento

La ciudad de Zimapán sufre serios problemas para el abastecimiento de agua potable, ya que las fuentes que suministran agua a la localidad aportan caudales pequeños y el agua subterránea que constituye en la actualidad la única fuente de abastecimiento con la que se cuenta, se encuentra contaminada con altas concentraciones de arsénico.

La población de Zimapán ha consumido esa agua durante varias décadas, por ello la Comisión Nacional del Agua y el Instituto de Geofísica de la UNAM realizaron en el año de 1993 un estudio de reconocimiento de la contaminación por arsénico en 55 aprovechamientos de la zona, y encontraron que todos contienen arsénico en diferentes grados de concentración, destacando 17 de ellos por su alto nivel.

De acuerdo al estudio realizado, se concluyó que la contaminación del agua subterránea en la zona es de dos tipos, la contaminación natural y la contaminación inducida; la primera generada por los yacimientos minerales existentes en el subsuelo: plomo, zinc y cobre, destacando los minerales de arsénico que se encuentran en grandes cantidades; la segunda propiciada por los jales, los cuales son desechos metalúrgicos entre los que abunda el arsénico y que son lavados y redepositados en las partes bajas por las corrientes superficiales. Los aprovechamientos afectados por la contaminación natural, son los pozos y algunos manantiales, y por la inducida las norias principalmente.

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

Debido a los resultados obtenidos, la Secretaría de Salud y la Comisión Nacional del Agua en acción conjunta, decidieron clausurar aquellas fuentes cuyas concentraciones de arsénico rebasarán la Norma establecida para uso y consumo humano, por ello los pozos y norias que aportaban grandes caudales, como es el caso del pozo El Muhi, Detzani y Zimapán II entre otros y que tuvieron que ser cerrados, pusieron en gran dificultad a las autoridades para dotar del suministro adecuado a los pobladores, pues hoy día, la localidad solo cuenta con 10.2 l/s en lugar de los casi 90 l/s con los que disponía antes de tomar las acciones pertinentes.

Las fuentes que hasta el día de hoy satisfacen las necesidades de la cabecera municipal de Zimapán y que aportan en su conjunto 10.2 l/s son las siguientes:

- 1) Batería de pozos someros San Pedro
- 2) Noria Tierra Colorada
- 3) Pozo Viejo
- 4) Pozo Zimapán V
- 5) Pozo Zimapán I

Dado que la falta de agua limita el desarrollo de la localidad, es necesario contar con nuevas fuentes que garanticen el suministro del líquido, por ello se han perforado nuevos pozos como el Venustiano Carranza en el año de 1993, del que se obtuvo un gasto inicial de 45 l/s, pero hoy se ha reducido a tan sólo 3 l/s.

Ante estos hechos, se requiere de fuentes con calidad y cantidad comprobadas que permitan satisfacer de una manera adecuada las necesidades de los pobladores de la cabecera municipal, y que al mismo tiempo sean garantía de un adecuado suministro en los años venideros.

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

Infraestructura

En lo referente a la infraestructura con la que cuenta la localidad, existe una estación de bombeo ubicada en el cárcamo San Pedro a 6 Kilómetros al oriente de la ciudad, desde donde se bombea el agua procedente de la batería de pozos que lleva el mismo nombre hasta el tanque Venustiano Carranza, para ser conducida por gravedad a la ciudad de Zimapán; también se cuenta con cinco líneas de conducción, cuatro están en servicio y una fuera de operación. Se presenta una tabla resumen en donde se describen sus principales características.

Línea de conducción	Región en	Longitud (m)	Materia y diámetro	Inicial	Terminar
Pozos San Pedro- Venustiano Carranza	bombeo	1894	fibremento 6" de ϕ (230 m) acero 6" de ϕ (1604 m)	Pozos San Pedro	Venustiano Carranza
Venustiano Carranza-El Muhi	gravedad	1807	fibremento 8" de ϕ	T Venustiano C	El Muhi
El Muhi- Las Limas	gravedad	1405	fibremento 12" de ϕ (93 m) acero 10" de ϕ (1062 m) acero 8" de ϕ (250 m)	T El Muhi	Las Limas
Las Limas- Llano Norte	gravedad	912	fibremento 12" de ϕ	T Las Limas	Llano Norte
Pozo Viejo- Zimapán	bombeo	120	hierro fundido 2 1/2" de ϕ	Pozo Viejo	Zimapán
Noria Tierra Colorada- Zimapán	bombeo	1200	fibremento 4" de ϕ	Noria Tierra Colorada	Zimapán
Pozo Zimapán I- Zimapán	bombeo	200	policloruro de vinilo 6" de ϕ	Pozo Zimapán I	Zimapán
Pozo Zimapán II- Zimapán (fuera de servicio)	bombeo	750	fibremento 6" de ϕ	Pozo Zimapán II	Zimapán

Tabla 2.2 Características de las líneas de conducción en la ciudad de Zimapán

La regulación del sistema está conformada por ocho tanques, de los que cinco se encuentra en funcionamiento y tres fuera de servicio. A continuación se hace una breve descripción de sus características.

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

Tanque	Materia	Alimentación	Capacidad	Sector
Zimapán	mampostería	Pozo viejo Noria Tierra Colorada Excedencias del T. Llano Nte	600	Centro y sur
Llano Norte	mampostería	Pozos San Pedro	500	Norte
Las Limas	mampostería	Pozos San Pedro	100	Oriente y Las Limas
El Calvario	mampostería	Excedencias T. Zimapán	80	El Calvario
Venustiano Carranza (tanque de paso)	mampostería	Pozos San Pedro	200	-
El Muñi (fuera de servicio)	mampostería	Pozo El Muñi	40	El Muñi y El Tule
Zona Militar (fuera de servicio)	mampostería	Excedencias T. Llano Nte	250	Zona militar
Campo Aéreo (fuera de servicio)	mampostería	Pozos San Pedro	55	Campo aéreo

Tabla 2.3. Características de los tanques de regulación en la ciudad de Zimapán

En cuanto a los servicios básicos se refiere, el 90% de las viviendas cuentan con agua potable y el 80% con alcantarillado; la red de distribución está en regular estado, y se constituye por tubería de asbesto-cemento; en algunas zonas también existe tubería de PVC y Fierro Galvanizado en diámetros de 2, 2 1/2 y 3 pulgadas; debido a que dicha red está interconectada entre sí, no existe sectorización por zonas de presión, excepto en algunas zonas independientes como la Colonia Las Limas.

El sistema de alcantarillado se ha desarrollado con fondos compartidos del municipio y de los usuarios, el servicio es separado, y las zonas que carecen del servicio son: la Popular en Consolidación y parte de la Habitacional Popular; otras como Cerro del Calvario, Santiago Centro, El Rosario y la Alberca descargan el agua de manera provisional a las barrancas de la región; la tubería que integra la red es de concreto simple en diámetros de 15, 20, 25 y 30 cm, y su estado de conservación es aceptable; en cuanto a la descarga de aguas residuales producto de las actividades domésticas y en menor número de la industria minera son vertidas sin ser tratadas a lo largo de los cauces que atraviesan de oriente a poniente la localidad.

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

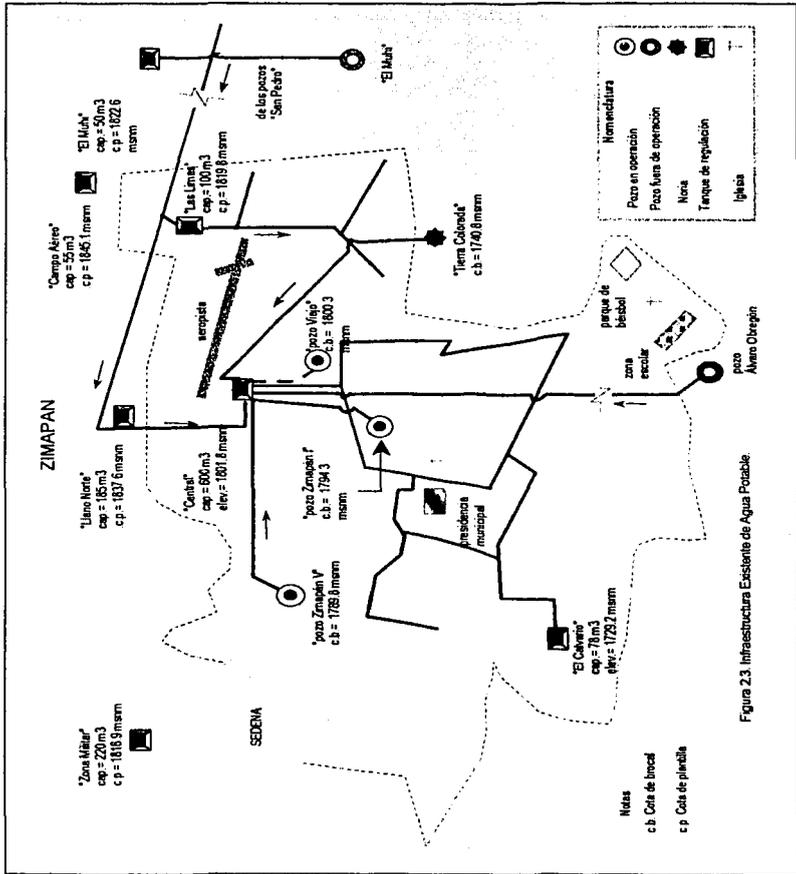


Figura 2.3. Infraestructura Existente de Agua Potable

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

2.3. Alteraciones producidas a la salud por el alto contenido de arsénico en el agua potable.

La exposición a niveles altos de arsénico ocurre principalmente en los sitios de trabajo, en las cercanías de lugares en los que se disponen desechos peligrosos o en áreas con alto contenido de este elemento por causas naturales. Dada su ubicuidad en el ambiente los humanos están potencialmente expuestos al arsénico presente en el agua, aire, suelo y alimentos.

El arsénico puede encontrarse en ambientes bióticos y abióticos, en los depósitos de sulfuros, se encuentran altas concentraciones de arsénico que son en promedio de varios cientos de ppm (partes por millón), como elemento libre, y como arseniuros, arsenatos o como algunas formas de productos de oxidación. El contenido de dicho elemento en rocas ígneas (tales como basalto, granito y volcánica) varía considerablemente, en promedio de 2 a 3 ppm (0.02- 0.03 mg/l) pero puede ser superior a 100 ppm (1 mg/l); en rocas sedimentarias también varía en cantidades pequeñas en piedra caliza y arenisca; en algunos minerales de manganeso y en rocas sedimentarias como arcillas, fosfatos y los óxidos de hierro y manganeso, el arsénico se encuentra en cantidades muy elevadas.

La OMS establece un valor guía de 0.01 mg As/l en agua para consumo humano, la Agencia de Protección al Ambiente de los Estados Unidos de Norte América (USEPA), clasifica al arsénico como un cancerígeno, debido a la evidencia de sus efectos adversos sobre la salud. La exposición a 0.05 mg As/l puede causar 31.33 casos de cáncer de la piel por cada 1,000 habitantes, por lo que dicho organismo ha considerado bajar el límite máximo de aceptación de 0.05 mg As/l, al de 0.01- 0.02 mg As/l; la Norma Oficial Mexicana NOM- SSA-127 de la calidad de agua para uso y consumo humano establece que el límite máximo permisible es de 0.05 mg As/l.

En 1990, en el Centro de Salud ubicado en la ciudad de Zimapán Hidalgo, se descubrió que algunos niños del sector de la ciudad, presentaban irritaciones en la piel y arsénico en la sangre, motivo por el que se empezó a investigar sobre los alimentos y tipo de agua que consumían, encontrando que esta última está contaminada con arsénico en concentraciones de 1.35 mg/l; 27 veces mayor al valor que la norma vigente establece.

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

En el año de 1997 la Doctora María Armienta del Instituto de Biofísica de la UNAM realizó un estudio para determinar los efectos que produce la ingestión de agua contaminada con arsénico en la población de Zimapán; en dicho estudio se observaron algunas relaciones entre las concentraciones de arsénico en el agua bebida y el cabello de 120 habitantes del municipio. También se observaron alteraciones en la piel como hiperpigmentación, hipopigmentación e hiperqueratosis, en 97 individuos.

De acuerdo a lo reportado por Armienta (1997), dosis crónicas de 0.05 a 0.1 mg/Kg/día de arsénico inorgánico por la vía oral, pueden causar problemas neurológicos y hematológicos en humanos. La ingestión de más de 4 mg/l produce efectos a la salud, tales como hiperqueratosis, hipopigmentación, verrugas o granos en las palmas y plantas, y áreas de hiperpigmentación entremezcladas en la cara, cuello y espalda; por otro lado existen numerosas evidencias epidemiológicas de que el arsénico inorgánico se asocia con cáncer de piel y órganos internos cuando es ingerido.

El arsénico puede ingresar al cuerpo a través de cuatro rutas: inhalación, absorción a través de la piel, ingestión e inyección; del análisis de los estudios realizados se concluyó que la vía de exposición del arsénico es la ingestión, y que tanto el contacto dérmico durante la natación o el baño, pueden ser también vías importantes.

Ante estos problemas de salud entre la población del municipio y dado que la actual exposición a altas concentraciones de arsénico en el agua de uso y consumo humano a través de diversas rutas, indican que en el futuro el número de personas afectadas se incrementará, es necesario plantear alternativas que solucionen de manera definitiva el abastecimiento de agua de buena calidad en la ciudad de Zimapán, para lograrlo, se requiere conocer el caudal que satisfaga las necesidades de está, motivo por el que es indispensable determinar la población actual y futura de la cabecera municipal y sus zonas conurbadas, así como realizar un estudio de dotación que considere la adecuada distribución de clases socioeconómicas y el sector industrial existente en la región, logrando con ello, la obtención del caudal requerido para los años en los que el sistema hidráulico opere y funcione de manera adecuada; para conocer estos datos se presenta en el siguiente capítulo el análisis de cada uno de ellos, lo que permitirá posteriormente ubicar las fuentes potenciales existentes en la zona y plantear las alternativas que resuelvan de manera definitiva el problema de abastecimiento de agua potable de la localidad.

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

CAPITULO 3

Datos básicos para la planeación del sistema de abastecimiento.

Los hombres trabajan en la tierra en muchas cosas;
algunos cultivan la tierra, unos pocos son reyes;
pero el trabajo más noble bajo el Sol
es hacer que el agua corriente corra.

*John L. Ford,
Ingeniería de Agua y del Agua Residual.*

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

3.1. Población histórica.

La ciudad de Zimapán ha sido un importante distrito minero desde 1630, pero la industria minera que en años anteriores tomó el papel protagónico en las actividades de la localidad, ha visto limitada su producción, lo que generó una disminución en las oportunidades de empleo en dicho sector, además las actividades como el comercio, transporte, comunicaciones y servicios, no generan las suficientes oportunidades para satisfacer la creciente demanda de empleo.

Por lo anterior, una parte de la población ha tenido que emigrar a otras regiones del interior del país y al extranjero, en busca de oportunidades de empleo que les permitan mejorar sus condiciones de vida; por otro lado los habitantes de los poblados cercanos han decidido emigrar hacia la cabecera municipal en búsqueda de una mejora en su calidad de vida, atraídos principalmente por los servicios que en ella se ofrecen, es por ello que el crecimiento poblacional se ha presentado de una forma muy variable como puede apreciarse en la figura 3.1. Sin embargo durante las dos últimas décadas se presentó un marcado crecimiento de la población, debido principalmente al proyecto de la presa Zimapán que durante su construcción demandó una gran cantidad de puestos de trabajo, generando con ello nuevos asentamientos humanos alrededor de la cabecera municipal y como consecuencia de esto la creación de nuevas colonias en la periferia de la misma.

El asentamiento de nuevos núcleos humanos, trajo consigo la concentración de la población en las localidades El Muñi y El Tule, conurbadas a la cabecera municipal, por ello se maneja el total de las poblaciones como un sólo dato.

Para definir el crecimiento histórico de la población en la cabecera municipal y sus zonas conurbadas, se cuenta con los censos generales de población realizados por el INEGI a partir del año de 1930 hasta el año 2000, los resultados de estos censos se muestran en la tabla 3.1.



Localidad	1930	1940	1950	1960	1970	1980	1990	1995	2000
Zimapán	1631	3271	3341	2694	3191	2334	8733	11616	11818
El Muhi							163	174	200
El Tule							434	565	571
TOTAL	1631	3271	3341	2694	3191	2334	9330	12355	12589

Tabla 3.1 Datos censales INEGI

Adicionalmente se presenta en forma gráfica (figura 3.1), el comportamiento histórico de la población de la localidad, de acuerdo a los resultados de los censos.

Población histórica de la Cabecera Municipal de Zimapán.

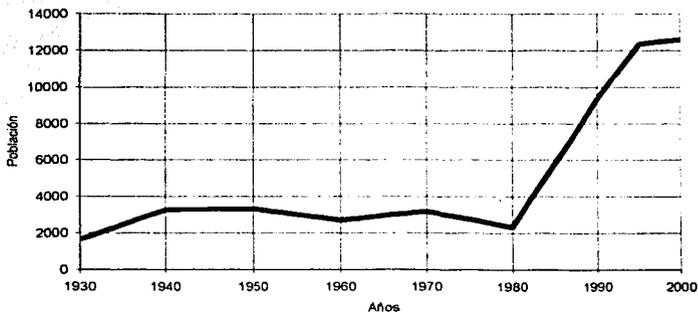


Figura 3.1 Población histórica de la Cabecera Municipal de Zimapán, Estado de Hidalgo

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

3.2. Proyección de la población.

Es común que para la realización de proyectos en zonas urbanas, se considere adecuado plantear un horizonte de planeación de 15 a 25 años, dependiendo del número de habitantes de la localidad en estudio. Para localidades con características sociodemográficas semejantes a las de la Cabecera Municipal de Zimapán y tomando en cuenta el problema de abastecimiento que presenta, se considera un horizonte de planeación de 20 años.

Para determinar la población de proyecto, se utilizan diversos métodos y modelos matemáticos, los más recurridos son: método aritmético, geométrico, interés compuesto, extensión gráfica y los modelos de mínimos cuadrados.

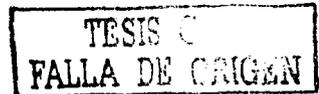
Para usar los métodos y modelos mencionados, se requiere utilizar como población base, la población del XII censo general de población y vivienda INEGI (2000); para proyectarla según el horizonte de planeación propuesto.

A continuación se presentan los diferentes métodos y modelos para la proyección poblacional de la cabecera municipal de Zimapán y sus zonas conurbadas.

3.2.1. Método aritmético.

Este modelo tiene como característica un incremento de población constante para incrementos de tiempos iguales y, en consecuencia la velocidad de crecimiento, o sea la relación del incremento de habitantes con respecto al periodo de tiempo es constante, como ecuación se tiene lo siguiente:

$$\frac{dp}{dt} = K_a$$



$$dP = dt * K_a$$

donde P es la población; t el tiempo y K_a una constante que significa el incremento de población en la unidad de tiempo (año, lustro, decenio, etc.). Integrando la ecuación anterior se obtiene:

$$\int_1^2 dP = K_a \int_1^2 dt$$

$$P_2 - P_1 = K_a(t_2 - t_1) \quad (1)$$

$$K_a = \frac{(P_2 - P_1)}{(t_2 - t_1)} \quad (2)$$

de lo anterior y para un tiempo t cualquiera, se obtiene la siguiente ecuación lineal:

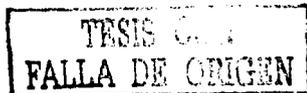
$$P = P_i + K_a(t - t_i) \quad (3)$$

donde el subíndice "i" se considera para los datos iniciales (P_i , población inicial en el tiempo t_i).

Haciendo uso de los dos últimos datos censales de la tabla 3.1, se determina el valor de la constante de incremento de la población " K_a " de acuerdo con la ecuación (2) y posteriormente se determina el valor de la población futura, utilizando para ello la población base del año 2000 como lo muestra la ecuación (3), además la proyección se hará de manera quinquenal, pues este método requiere que el incremento de tiempo sea siempre igual, los resultados obtenidos se presentan en la siguiente tabla.

Proyección de la población para un periodo de 20 años (método aritmético)

Año	1995	2000	2005	2010	2015	2020
Población	12355	12589	12823	13057	13291	13525
K_a		46.8	46.8	46.8	46.8	46.8



3.2.2. Método geométrico.

En 1798 el reverendo Thomas Malthus propuso un modelo de crecimiento de población el cual se caracteriza por tener una velocidad de crecimiento directamente proporcional al valor de la población en cada instante de tiempo:

$$\frac{dP}{dt} = K_g * P$$

donde K_g es la velocidad de crecimiento cuando la población P es la unidad. Integrando la ecuación anterior se obtiene:

$$\int_1^2 \frac{dP}{P} = K_g \int_1^2 dt$$

$$\text{Ln}P_2 - \text{Ln}P_1 = K_g(t_2 - t_1) \quad (4)$$

$$K_g = \frac{\text{Ln}P_2 - \text{Ln}P_1}{(t_2 - t_1)} \quad (5)$$

por lo tanto para un tiempo t cualquiera:

$$\text{Ln}P = \text{Ln}P_1 + K_g(t - t_1) \quad (6)$$

Usando los datos de los dos últimos censos (tabla 3.1.), se determina el valor de la constante de incremento de la población " K_g ", en la ecuación (5) y posteriormente se obtiene el valor de la población futura, utilizando para ello la población base del año 2000 como lo muestra la ecuación (6), para obtener las poblaciones subsecuentes se realizan los pasos anteriores con la población obtenida para ese año. Los resultados obtenidos al utilizar el método se muestran en la tabla siguiente:

TESIS C. I.
FALLA DE ORIGEN

Proyección de la población para un periodo de 20 años (método geométrico)

Año	1995	2000	2005	2010	2015	2020
Población	12355	12589	12827	13070	13318	13570
Kg		0.004	0.004	0.0038	0.0038	0.004

3.2.3. Método de Interés compuesto.

Este modelo se deriva del modelo anterior, pues la siguiente ecuación puede escribirse de la manera siguiente considerando que P_2 es la población cuando $t=0$.

$$LnP = LnP_2 + K_g (t - t_2) \quad (7)$$

donde P_2 es la población cuando $t=0$. Tomado antilogaritmos se obtiene:

$$P = P_2 e^{K_g t} \quad (8)$$

La ecuación anterior es conocida como de capitalización con interés compuesto, es decir, el interés periódico se capitaliza aumentando el capital anterior y usualmente $e^{K_g t}$ se representa como $(1+tc)$, donde tc es la tasa de interés y la expresión de P queda como:

$$P = P_2 (1 + tc)^t \quad (9)$$

Para realizar las proyecciones de población con este método, se considera apropiado utilizar las tasas de crecimiento obtenidas a través de los estudios realizados por CONAPO, cuyos valores se muestran en la tabla 3.2.

Tasas de crecimiento (CONAPO)

Año	1995	2000	2005	2010	2015	2020
tc		0.38	-0.57	-0.64	-0.56	-0.51

Tabla 3.2 Tasas de crecimiento de la cabecera municipal de Zimapán

TESIS
FALLA DE ORIGEN

Utilizando como población base la del año 2000 y las tasas de crecimiento determinada a través de los estudios realizados por CONAPO, se obtiene la población para el período en estudio de acuerdo con la ecuación (9), con la población obtenida a partir de la ecuación mencionada se proyecta la población para los siguientes años considerando la tasa de crecimiento para el período a analizar hasta concluir el horizonte de planeación. Se presentan los resultados obtenidos en la siguiente tabla.

Proyección de la población para un período de 20 años
(método de interés compuesto)

Año	1995	2000	2005	2010	2015	2020
Población	12355	12589	12234	11848	11500	11211
tc		0.38	-0.57	-0.64	-0.56	-0.51

3.2.4. Método de extensión gráfica.

Este método consiste en graficar los datos de la población históricamente censada. Se forma un par de ejes coordenados: el de las ordenadas representa el número de habitantes y el de las abscisas el número de años; una vez que se tienen localizados los puntos, se unen por medio de una línea que será la curva representativa de la población. Esta curva se prolonga siguiendo la tendencia anterior, hasta el tiempo futuro deseado, encontrando así la población en el eje de las ordenadas. Los resultados de este método se presentan en la figura 3.3.

3.2.5. Modelos de mínimos cuadrados.

Este procedimiento consiste en calcular la población a partir de un ajuste de los resultados de los censos en años anteriores, a una recta o curva, de tal modo que los puntos pertenecientes a éstas, difieran lo menos posible de los datos observados.

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

Para determinar la población de proyecto, será necesario considerar el modelo matemático que mejor represente el comportamiento de los datos de los censos históricos de población (lineal, exponencial, logarítmica o potencial), obteniendo a las constantes "a" y "b" que se conocen como coeficientes de la regresión.

Existe un parámetro que sirve para determinar qué tan acertada fue la elección de la curva o recta de ajuste a los datos de los censos. Este se denomina coeficiente de correlación "r", su rango de variación es de -1 a +1 y conforme su valor absoluto se acerque más a 1 el ajuste del modelo a los datos será mejor.

A continuación se presentan varios modelos de ajuste, donde se definirán las expresiones para el cálculo de los coeficientes "a", "b" y "r".

Ajuste lineal.

En el caso de que los valores de los censos históricos, graficados como población en el eje de las ordenadas y los años en el de las abscisas, se ajusten a una recta, se utiliza la siguiente expresión característica, que da el valor de la población para cualquier año, "t":

$$P = a + bt$$

para determinar los valores de "a" y "b", se utilizan las ecuaciones siguientes:

$$a = \frac{\sum P_t - b \sum t_t}{N}$$

$$b = \frac{N \sum t_t P_t - \sum t_t \sum P_t}{N \sum t_t^2 - (\sum t_t)^2}$$

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

donde:

N = Número total de datos

$\sum t_i$ = Suma de los años de información

$\sum P_i$ = Suma del número de habitantes

El coeficiente de correlación "r" para el ajuste lineal se calcula como sigue:

$$r = \frac{N \sum t_i P_i - \sum t_i \sum P_i}{\sqrt{[N \sum t_i^2 - (\sum t_i)^2] [N \sum P_i^2 - (\sum P_i)^2]}}$$

Ajuste No-lineal

Cuando los datos de los censos históricos de la población, se conformen más bien a una curva, en lugar de una recta, se pueden ajustar estos datos a una curva exponencial, a una logarítmica o una potencial, las cuales se tratan a continuación:

a) Ajuste Exponencial:

La expresión general está dada por:

$$P = ae^{bt}$$

donde a y b son las constantes que se obtienen mediante las ecuaciones:

$$a = e^{\left[\frac{\sum \ln P_i - t \sum t_i}{N} \right]}$$

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

$$b = \frac{N \sum t_i \ln P_i - \sum t_i \sum \ln P_i}{N \sum t_i^2 - (\sum t_i)^2}$$

Una vez obtenido el comportamiento histórico de los datos censales mediante el ajuste exponencial, se calcula la población para cualquier año futuro, sustituyendo el valor del tiempo "t".

El coeficiente de correlación para este modelo se calcula con:

$$r = \frac{N \sum t_i (\ln P_i) - \sum t_i \sum \ln P_i}{\sqrt{[N \sum t_i^2 - (\sum t_i)^2] / [N \sum (\ln P_i)^2 - (\sum \ln P_i)^2]}}$$

b) Ajuste Logarítmico:

Este modelo tiene la expresión general:

$$P = a + b(\ln t)$$

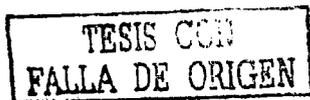
y la solución de los coeficientes "a" y "b" se obtiene con:

$$a = \frac{\sum P_i - b \sum \ln t_i}{N}$$

$$b = \frac{N \sum \ln t_i P_i - \sum t_i \sum P_i}{N \sum (\ln t_i)^2 - (\sum \ln t_i)^2}$$

Una vez obtenido el comportamiento histórico de los datos censales mediante el ajuste logarítmico, se calcula la población para cualquier año futuro, sustituyendo el valor del tiempo "t".

El coeficiente de correlación para este modelo esta dado por:



$$r = \frac{N \sum (\ln t_i) P_i - \sum \ln t_i \sum P_i}{\sqrt{[N \sum (\ln t_i)^2 - (\sum \ln t_i)^2] / [N \sum P_i^2 - (\sum P_i)^2]}}$$

c) Ajuste Potencial:

La expresión general está dada por:

$$P = at^b$$

La solución de los coeficientes "a" y "b" se obtiene como sigue:

$$a = e^{\left[\frac{\sum \ln P_i - b \sum \ln t_i}{N} \right]}$$

$$b = \frac{N \sum (\ln t_i)(\ln P_i) - \sum \ln t_i \sum \ln P_i}{N \sum (\ln t_i)^2 - (\sum \ln t_i)^2}$$

Una vez obtenido el comportamiento histórico de los datos censales mediante el ajuste potencial, se calcula la población para cualquier año futuro, sustituyendo el valor del tiempo "t".

El coeficiente de correlación esta dado por:

$$r = \frac{N \sum (\ln t_i)(\ln P_i) - \sum \ln t_i \sum \ln P_i}{\sqrt{[N \sum (\ln t_i)^2 - (\sum \ln t_i)^2] / [N \sum (\ln P_i)^2 - (\sum \ln P_i)^2]}}$$

En la siguiente tabla se muestran las ecuaciones obtenidas al utilizar los diferentes tipos de ajustes, así como los coeficientes de correlación correspondientes a cada uno de ellos.

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

Ajuste	Ecuación	Coefficiente de correlación (r)
Lineal	$P = 144.78(t) - 279344$	0.81
Exponencial	$P = 2E - 18e^{0.025(t)}$	0.808
Logarítmico	$P = 283852 \ln(t) - 2.1473E + 06$	0.82
Potencial	$P = 2E - 158(t)^{.48957}$	0.816

Tabla 3.3. Resultado de los diferentes ajustes estadísticos.

Proyección de la población (Ajuste lineal y no lineal)

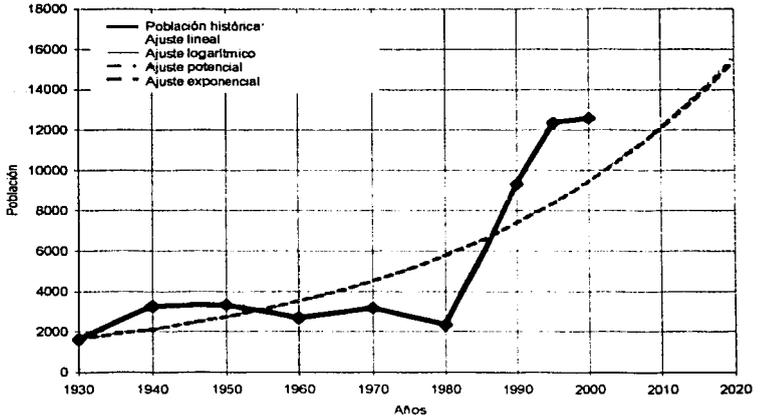


Figura 3.2. Proyección de la población por medio de ajustes

TESIS CON FALLA DE ORIGEN

3.3. Conclusión de los métodos de proyección poblacional.

En función de las proyecciones obtenidas a partir de los diferentes métodos y modelos, es posible inferir aquel que represente el mejor comportamiento del crecimiento de la población en la cabecera municipal de Zimapán.

Aquellos modelos en los que se ajustaron los datos a curvas de tipo lineal y no lineal, se considera que no son representativos, pues como puede apreciarse en la figura y tabla 3.2, el ajuste por este tipo de métodos difiere en mucho del comportamiento histórico de la población y los coeficientes de correlación obtenidos para cada uno de ellos se encuentran lejos del intervalo de confianza (coeficiente de correlación, -1 y 1), lo que le da poca certidumbre a los ajustes.

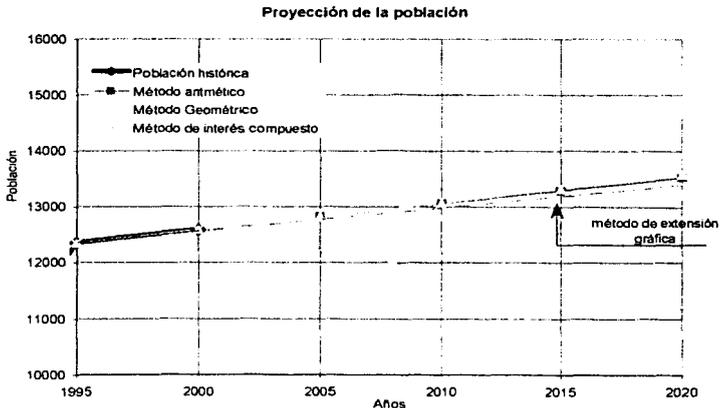


Figura 3.3 Proyección de la población por medio de métodos matemáticos

TESIS CON
 FALLA DE ORIGEN

Método	2000	2002	2005	2010	2015	2020
Aritmético	12589	12683	12823	13057	13291	13525
Geométrica	12589	12690	12827	13070	13318	13570
Interés compuesto	12589	12459	12235	11848	11499	11211

En cuanto a los métodos de proyección utilizados, cuyos resultados se muestran en la figura 3.3, se considera que los métodos aritmético, geométrico y de extensión gráfica, no son representativos para ser considerados en la obtención de la población de la localidad, pues como puede apreciarse, los resultados de estos métodos muestran un crecimiento de la población, cuestión que no es apoyada por el método de interés compuesto, método en el que se utilizan las tasas de crecimiento determinadas por medio de las poblaciones estudiadas por CONAPO.

El Consejo Nacional de Población (CONAPO), determina la población futura que deberá presentarse en una entidad municipal, considerando múltiples factores como el estudio de la población por edad y sexo, mortalidad, inmigración y emigración, fecundidad, mortalidad y esperanza de vida entre otros, es por este motivo, que las predicciones que realiza dicho organismo son fuertemente sustentadas y por ende es posible afirmar que el método que mejor se ajusta al comportamiento del crecimiento de la población en el municipio es aquel que utiliza los datos aportados por CONAPO, por todo ello los valores obtenidos a través del método de Interés compuesto, son los adecuados para determinar los datos necesarios que permitirán diseñar posteriormente los sistemas de aprovisionamiento de agua potable del municipio.

3.4. Análisis de la dotación.

La dotación es el volumen de agua que se le asigna a cada habitante y se integra por el consumo y las pérdidas físicas del sistema y se relacionan de la siguiente forma.

$$D = \frac{C_d}{(1 - \% \text{ pérdidas})} \quad (10)$$

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

donde:

C_d = Consumo demandado, en l/día

$\%_{pérdidas}$ = Porcentaje de pérdidas

D = Demanda, en l/día

A partir de la ecuación anterior, se determina la dotación dividiendo la demanda diaria entre el número de habitantes de la localidad, por lo que la ecuación que determina el valor de la dotación es la siguiente:

$$\bar{D} = \frac{D}{P} \quad (11)$$

donde:

D = Demanda, en l/día

P = Número de habitantes

\bar{D} = Dotación, en l/hab/día

3.4.1. Consumo.

El consumo se determina con base al análisis estadístico del padrón de usuarios, siendo desde luego requisito contar con una buena cobertura en micromedición. En caso de no disponer con registros históricos, el consumo puede estimarse de acuerdo a las recomendaciones emitidas por la Comisión Nacional del Agua, mismas que se muestran en las tablas 3.5, 3.6, 3.7 y 3.8. En estas se resalta que el consumo está en función del tipo de usuarios: doméstico y no doméstico. El consumo doméstico, se subdivide 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.

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

CONSUMO POR CLASE SOCIOECONÓMICA (l/hab/día)			
Clima	Residencial	Media	Popular
Cálido	400	230	185
Semicálido	300	205	130
Templado	250	195	100

Notas: 1) Para los casos de climas semitróico y frío se considerarán los mismos valores que para el clima templado
2) El clima se selecciona en función de la temperatura media anual

Tabla 3.5 Consumos por clase socioeconómica

TIPOS DE USUARIOS DOMÉSTICOS	
Clase Socioeconómica	Descripción del tipo de vivienda
Residencial	Casa sola o departamentos de lujo, que cuentan con dos o más baños, jardín de 50 m ² o más, cisterna, lavadora
Media	Casas y departamentos, que cuentan con uno o dos baños, jardín de 15 a 35 m ² y tinaco
Popular	Vecindades y casas habitadas por una o varias familias, que cuentan con jardín de 2 a 8 m ² , con un baño o compartiéndolo

Tabla 3.6 Tipo de usuarios

TIPOS DE CLIMA SEGÚN TEMPERATURAS PRESENTADAS	
Temperatura media anual	Tipo de clima
Mayor que 22	Cálido
De 18 a 22	Semicálido
De 12 a 17.9	Templado

Tabla 3.7 Selección del tipo de clima para la tabla 3.5

En el consumo de agua para las necesidades de producción de algunas industrias la CNA, recomienda los siguientes parámetros:

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

CONSUMOS PARA PRODUCCIÓN DE ALGUNOS TIPOS DE INDUSTRIA	
Industria	Rango de consumo (m ³ /día)
Azucarera	45-65
Química	50-250
Papel y celulosa	400-700
Bebidas	60-170
Textil	620-970
Siderúrgica	50-90
Alimentos	40-50

Tabla 3.8. Consumos industriales

3.4.2. Pérdidas físicas.

Las pérdidas físicas se refieren al agua que se escapa por fugas en líneas de conducción, tanques, red de distribución, y tomas domiciliarias.

Estas pérdidas se determinan a partir de muestreos de inspección y aforo (fugas en tomas domiciliarias); de medición en sectores controlados, llamados distritos hidrométricos (fugas en tuberías principales y secundarias y pérdidas en tomas clandestinas); y de verificación de un grupo de micromedidores domiciliarios (pérdidas por mala medición). Por desgracia aún no se ha implementado en todo el país este tipo de muestreos, por lo que generalmente las pérdidas se estiman de acuerdo a la experiencia entre el 30% y 40% del valor de la demanda total.

3.4.3. Análisis del consumo y porcentaje de pérdidas para determinar la dotación.

De la revisión del padrón de usuarios del organismo operador encargado de los sistemas de agua potable de la ciudad de Zimapán, se tienen registradas 2200 tomas domésticas y 3 industriales. Sin embargo, no se encuentran clasificadas de acuerdo a su clase socioeconómica, por lo que se consultó el plano del municipio, encontrando que el 24% y 76% de los predios se encuentran ubicados en zonas socioeconómicas de tipo medio y popular respectivamente.

TESTEADO
FALLA DE ORIGEN

Con la información anterior y tomando en cuenta el índice de hacinamiento del censo del año 2000, se determinó el número de habitantes que cuentan con el servicio de agua potable según el tipo de clase socioeconómica a la que pertenecen, y posteriormente se obtuvo el consumo total para la localidad en estudio, utilizando para ello las tablas 3.5, 3.6, 3.7 y 3.8 para asignar el consumo a cada clase e industria. El cálculo realizado se muestra a continuación:

Clase		No. de habitantes
Media	$2200(0.24)(4.83)=$	2550
Popular	$2200(0.76)(4.83)=$	8076
Habitantes c/servicio		10626
Habitantes s/servicio*		1963
Total de habitantes		12589

*Habitantes pertenecientes a la zona en consolidación (popular)

Clase o Tipo	No. de habitantes	Consumo (l/habit/día)	Consumo Total (l/día)
Media	2550	205	522750
Popular	10171	130	1304940
Industrial	(3)	9 (m ³ /ind/día)	27000
Total	12589		1854690

Al consumo total obtenido en la tabla anterior, se le agregan las pérdidas físicas, que se estiman sean del orden del 30%, por lo que la demanda diaria se calcula de acuerdo con la ecuación (10):

$$D = \frac{C_d}{(1 - \% \text{ pérdidas})} = \frac{1854690}{(1 - 0.3)} = 2649557.14 \text{ l/día}$$

Para obtener la dotación media, se pondera la demanda diaria entre el número total de habitantes de la localidad, determinando así la dotación media que habrá de considerarse en la realización del proyecto de abastecimiento de agua potable de la localidad, según la ecuación (11) se obtiene:

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

$$\bar{D} = \frac{D}{P} = \frac{2648777.14}{12589} = 210 \text{ l/hab/día}$$

3.5. Gastos de diseño.

Gasto medio diario: Es la cantidad de agua requerida para satisfacer las necesidades de una población en un día de consumo promedio.

La expresión que define dicho gasto es la siguiente:

$$Q_{med} = \frac{P * D}{86400} \quad (12)$$

donde:

Q_{med} = Gasto medio diario, en l/s

P = Número de habitantes

D = Dotación, en l/hab/día

Gasto máximo diario: Es el caudal requerido para satisfacer las necesidades de la población en un día de máximo consumo, y se utiliza para diseñar la obra de captación, el equipo de bombeo, la conducción y el tanque de regularización y almacenamiento.

Este gasto se obtiene como:

$$Q_{MD} = C'_{1.4} * Q_{med} \quad (13)$$

donde:

Q_{MD} = Gasto máximo diario, en l/s

CV_d = Coeficiente de variación diaria

Q_{med} = Gasto medio diario, en l/s

Gasto máximo horario: El gasto máximo horario, es el requerido para satisfacer las necesidades de la población en el día y la hora de máximo consumo, y se utiliza, para calcular las redes de distribución.

Se obtiene de la siguiente forma.

$$Q_{MH} = C_h * Q_{MD} \quad (14)$$

donde:

Q_{MH} = Gasto máximo horario, en l/s

CV_h = Coeficiente de variación horaria

Q_{MD} = Gasto máximo diario, en l/s

Los coeficientes CV_h y CV_d se obtuvieron a través del estudio realizado por el Instituto Mexicano de Tecnología del Agua; en el cual se determinó la variación del consumo por hora y día durante un período representativo en cada una de las estaciones del año, calculándose los coeficientes por clase socioeconómica y por clima.

Las condiciones climatológicas, los días laborales y otras actividades producen fluctuaciones diarias y horarias en la demanda de agua y estas dan origen a los coeficientes diario y horario, cuyos valores medios son:

Los datos para efectuar el proyecto de las obras necesarias para coadyuvar al sistema de abastecimiento de agua potable de la cabecera municipal de Zimapán, son los siguientes.

Población del último censo	12589 habitantes
Población de proyecto	11211 habitantes
Dotación	210 l/hab/día
Gasto medio diario	30.7 l/s
Gasto máximo diario	42.9 l/s
Gasto máximo horario	66.5 l/s
Gasto actual	10.2 l/s
Gasto de diseño	32.7 l/s
Coefficiente de variación diaria	1.4
Coefficiente de variación horaria	1.55

CAPITULO 4

Planteamiento y análisis de alternativas para el abastecimiento de agua potable.

Quien fuera capaz de resolver los problemas del agua, será merecedor de dos Premios Nobel, uno por la paz y otro por la ciencia.

John F. Kennedy
Presidente de los Estados Unidos de Norteamérica (1964-1968)

4.1. Recursos hidráulicos existentes.

4.1.1. Fuentes superficiales.

Próximo a la ciudad de Zimapán, existen dos corrientes superficiales, el río Tula y el río Moctozuma, ríos que en este momento son poco factibles de ser utilizados como fuente de abastecimiento, debido al grado de contaminación que presentan; aunque no se descarta que en un futuro puedan aprovecharse, siempre y cuando, los diferentes niveles de gobierno y la sociedad, sumen voluntades y esfuerzos para realizar las acciones que permitan su adecuado saneamiento.

4.1.2. Fuentes subterráneas.

Debido a lo mencionado en el punto anterior, las fuentes subterráneas son la única alternativa para abastecer a la ciudad, pero dadas las características de la región y la disponibilidad del recurso en las inmediaciones de la misma, no reúnen la combinación de calidad y cantidad, siendo necesario identificar y recurrir a aquellas cuya ubicación es más distante.

En este contexto, se han identificado como fuentes potenciales para el abastecimiento de agua potable a la cabecera municipal de Zimapán, las que se describen a continuación.

4.1.2.1 Sistema hidrogeológico de Zimapán.

Este sistema es el que tradicionalmente ha abastecido a la ciudad de Zimapán, sin embargo no se han realizado estudios hidrogeológicos profundos para analizar las características del acuífero y sus mecanismos de recarga.

Dicho sistema se encuentra limitado al oeste por la cabalgadura El Doctor, al noroeste por la falla Jiliapan, al norte por el río Moctezuma y al sur por las tobas y andesitas alteradas que conforman el sistema hidrogeológico denominado como "C de rocas alteradas" (ver figura 4.3).

Las calizas de este sistema las de mayor permeabilidad en la zona, fueron las más afectadas por la mineralización, los esfuerzos de compresión y tensión que se presentaron en el Cretácico Superior- Terciario Inferior, plegaron y fracturaron la roca, favoreciendo con ello la circulación de soluciones hidrotermales mineralizadas, dando como consecuencia el emplazamiento de importantes yacimiento minerales de: Galena (plomo), Blenda (zinc), Argentita (plata), y otros minerales secundarios como Pirrolita (hierro) y Arsenopirita (arsénico) que generalmente están asociados.



Figura 4.1 Sección estratigráfica de Zimapán

**TESIS CON
FALLA DE ORIGEN**

Estas rocas tienen como basamento hidrogeológico las lutitas y limonitas de la Formación Las Trancas y como confinante superior a las lutitas y calizas arcillosas de la Formación Soyatal.

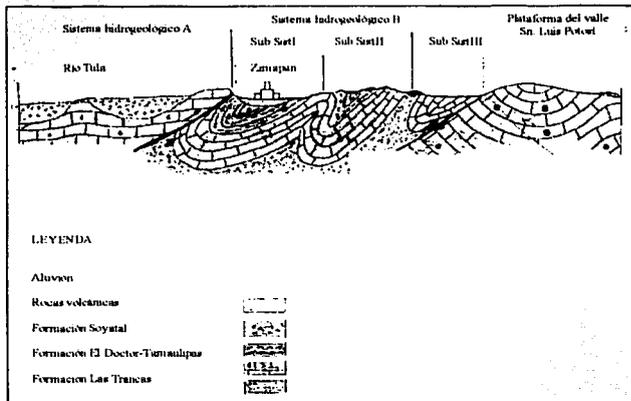


Tabla 4.2. Sistema hidrogeológico de Zimapán

En este sistema hidrogeológico, el más importante hasta ahora por constituir el principal acuífero de la región, se tienen identificados tres subsistemas, denominados I, II y III, definidos por igual número de sinclinales (ver figura 4.3), limitados en sus flancos por los anticlinales que actúan como parteaguas hidrogeológicos. En estos subsistemas, la zona de recarga se encuentra en las partes de mayor elevación, induciéndose un flujo subterráneo hacia el sureste, paralelo al tren estructural.

El subsistema I, formado por el sinclinal Maconi, el más occidental del sistema, está limitado al suroeste por la cabalgadura El Doctor y al noroeste por el anticlinal El Piñón, que contiene las minas de la zona y sobre el que se localizan todos los pozos que cortaron calizas y que estaban

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

en operación, y al igual que otros manantiales localizados en este subsistema, se encontraron concentraciones de arsénico mayores a los que establece la norma.

El subsistema II formado por el sinclinal Aguacate y el subsistema III formado por el sinclinal El Frailo, presentan características similares; sin embargo, en estos subsistemas no existen pozos de los que se pueda obtener información, pero debido a que sólo existe una pequeña mina, se intuye que el agua subterránea no se encuentra contaminada por arsénico o que la concentración de este es mínima.

La explotación de este sistema hidrogeológico con fines de abastecimiento, debe considerar la adecuada potabilización del agua subterránea, pues es posible que no solo esté contaminada con arsénico sino que aunado a este, se encuentre plomo, zinc y otros elementos tóxicos, que también pudieran rebasar la norma.

4.1.2.2. Sistema hidrogeológico "C" de rocas alteradas".

Este sistema esta limitado al norte por el sistema hidrogeológico de Zimapán (ver figura 4.3) y está constituido por rocas andesíticas alteradas que cubren a las rocas jurasicas y cretácicas.

En algunas áreas la alteración de éstas rocas es tan alta que ha generado potentes espesores de material arcilloso de muy baja permeabilidad. El espesor promedio de estos materiales se estima en 400 m.

En este sistema se han perforado pozos para riego que han resultado negativos o de muy bajo caudal, alcanzando profundidades de hasta 210 m.

A pesar de la baja probabilidad de localizar pozos con buena producción para uso agrícola, es posible aprovechar pozos con capacidad hidráulica comprobada, con fines de abastecimiento, ya que el agua de este sistema hidrogeológico es de buena calidad.

En el año de 1997 se equipó el pozo agrícola Álvaro Obregón, localizado en este sistema hidrogeológico, en el poblado Álvaro Obregón a unos 40 m de la cortina de la presa del mismo nombre. De acuerdo a las pruebas de aforo se recomendó su explotación con un gasto de 12 l/s, el agua es de buena calidad, ya que la concentración de arsénico resultó de 0.0013 mg/l.

Sin embargo el aprovechamiento para el abastecimiento de Zimapán, requerirá de un acuerdo con los usuarios o bien del intercambio por agua de pozos de Zimapán no aptos para el consumo humano.

Otra alternativa de aprovechamiento, la constituye el manantial Bandhó, que se localiza al oriente de Zimapán a unos 14 Kilómetros. La zona de afloramiento se ubica en las profundidades de la barranca Los Álamos, siguiendo la corriente del mismo nombre. El caudal aprovechable de este manantial es de 14 l/s y la concentración de arsénico determinada resultó de 0.005 mg/l.

4.1.2.3. Acuífero Tasquillo.

El área comprendida por este acuífero pertenece a las provincias fisiográficas; Sierra Madre Oriental, caracterizada por montañas del Mesozoico y Mesa central, caracterizada por montañas de rocas volcánicas del Cenozoico.

La zona presenta dos unidades geomorfológicas que se localizan en las porciones norte y oriental, constituidas por rocas ígneas y sedimentarias.

De las rocas mezozoicas existentes en la zona, las calizas de la formación El Doctor revisten importancia desde el punto de vista hidrogeológico; las formaciones restantes de la misma Era (Las Trancas, Santuario, Soyatal, Mexcala y Méndez), carecen de interés por su textura predominantemente arcillosa.

Las rocas carbonatadas de la formación El Doctor presentan un denso fracturamiento y un gran desarrollo kárstico, características que le confieren alta capacidad de infiltración y elevada permeabilidad. Constituyen acuíferos heterogéneos con respecto a sus características hidráulicas, debido a la errática distribución de las fracturas y conductos de disolución; no obstante dicha heterogeneidad, puede afirmarse que en términos generales su capacidad transmisora es alta, como lo ha demostrado el rendimiento de algunos pozos.

Dentro de este acuífero, la formación Tarango que comprende depósitos de clásicos aluviales y lacustres, con intercalaciones de tobas, brechas y corrientes de basalto, esta ampliamente expuesta en gran parte de la zona, esta formación constituye la fuente de agua subterránea aprovechada por la mayoría de las captaciones existentes dentro de la zona.

En las inmediaciones de las corrientes superficiales, los manantiales aluviales constituyen acuíferos de reducida extensión y espesor, los cuales funcionan a su vez como fuentes de recarga de la formación Tarango.

La recarga del acuífero proviene principalmente de la lluvia y de las infiltraciones de los canales de riego, del exceso de agua de irrigación de los campos de cultivo, y en menor proporción de los aportes laterales del flujo subterráneo natural.

Las salidas del sistema acuífero están integradas por las descargas naturales hacia el río Tula y los manantiales existentes, y las descargas artificiales por efecto del bombeo en los pozos.

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

De acuerdo al balance hidráulico regional, se determinó que existe un volumen de agua disponible para nuevas concesiones en este acuífero y según la información de la CNA, en Tasquillo se han perforado pozos que proporcionan caudales cercanos a los 100 l/s, lo que garantiza que en la zona se encuentran cuerpos de agua capaces de proporcionar el gasto requerido por la localidad de Zimapán.

Se sabe que en la actualidad los habitantes de Tasquillo toman el agua de riego directamente de la corriente del río Tula, por lo que la recarga de los rellenos es abundante, por ello se llevaron a cabo exploraciones, encontrando un pozo en la zona de viveros perteneciente a la extinta S.A.R.H, a este pozo se le realizaron las pruebas pertinentes de calidad y aforo, encontrándose agua de buena calidad y un caudal máximo de 106 l/s, suficientes para satisfacer las necesidades de riego del vivero 15 l/s, las de la localidad de Tasquillo 15 l/s y las de Zimapán 32.7 l/s. En la tabla 4.1. se presentan las diversas fuentes para abastecer a la cabecera municipal, así como el caudal que aporta cada una de ellas.

Fuentes potenciales para el abastecimiento de agua potable a la cabecera municipal de Zimapán.

Fuente	Captación	No de pozos	Ubicación	Caudal disponible (l/s)
Sistema hidrogeológico Zimapán.	Pozo profundo	2	Alvaro Obregón	12
Sistema hidrogeológico "C" de rocas alteradas	Manantial	1	Zimapán	16
Sistema hidrogeológico Zimapán	Manantial	1	Los Álamos	14
Sistema hidrogeológico Zimapán	Pozo profundo	1	El Muhl	40
Acuífero Tasquillo	Pozo profundo	1	Tasquillo	106

Tabla 4.1 Fuentes de abastecimiento

TESIS CON FALLA DE ORIGEN

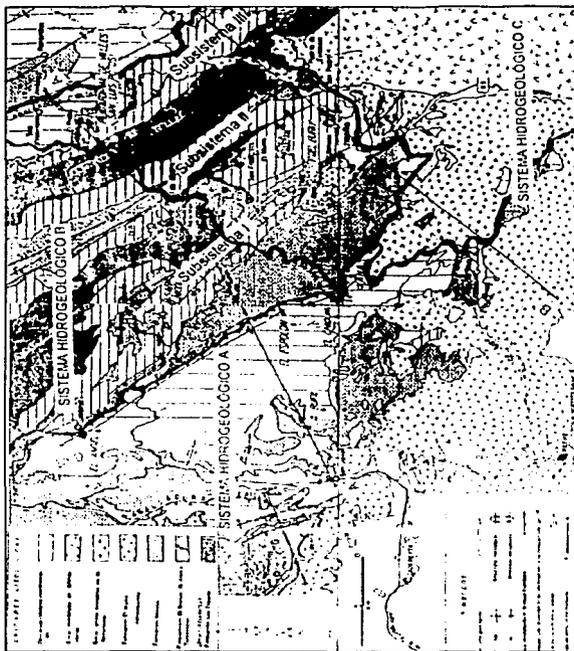


Figura 4.3. Sistemas hidrogeológicos

Se presenta en la figura 4.4, la ubicación de las fuentes descritas, con la finalidad de plantear, analizar y seleccionar aquella, cuyas características satisfagan las necesidades de abastecimiento de agua potable de la cabecera municipal de Zimapán.

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

4.2. Planteamiento de alternativas para el abastecimiento de agua potable.

De acuerdo a los resultados obtenidos en el capítulo tres, es necesaria la búsqueda de fuentes capaces de satisfacer la demanda de agua potable en la cabecera municipal de Zimapán, pues se presenta un déficit de 32.7 l/s, este desabasto traerá consigo graves consecuencias para el adecuado desarrollo de la localidad. Por ello se requiere analizar y evaluar las alternativas disponibles, con la finalidad de seleccionar aquella que presente las mejores ventajas, técnicas y económicas y que sea capaz de resolver la problemática actual y futura que aqueja a la cabecera municipal.

Se Plantean tres alternativas para solucionar el problema de abastecimiento de agua potable:

- 1) En la primera alternativa, se plantea aprovechar las aguas subterráneas del acuífero localizado en las proximidades de la comunidad de Tasquillo, para llevar a cabo lo anterior, se requiere la construcción de un acueducto que permita conducir el agua desde la localidad de Tasquillo hasta la cabecera municipal de Zimapán.
- 2) En la segunda alternativa, se plantea aprovechar las aguas del sistema hidrogeológico de Zimapán, de manera específica la proveniente del pozo El Muhi, cuyo caudal es de 40 l/s, para ello se requiere la construcción de una planta potabilizadora capaz de remover altas concentraciones de arsénico.
- 3) En la tercera alternativa, se plantea combinar diversas fuentes, por lo que se propone utilizar el pozo agrícola Álvaro Obregón con un caudal de 12 l/s e intercambiar esta agua por la del pozo El Muhi con la localidad de Álvaro Obregón para utilizarla en el cultivo de flores, pues éstas no son perjudicadas por el contenido de arsénico en el agua, adicionalmente se propone potabilizar el agua proveniente del pozo Zimapán II, cuyo caudal es de 16 l/s por medio de una planta potabilizadora que remueva altas concentraciones de arsénico, asimismo es necesario aprovechar el agua proveniente del manantial Bando, con un caudal de 14 l/s, todo lo anterior con la finalidad de suministrar agua de buena calidad a la localidad y satisfacer la demanda del recurso.

Para los alcances que persigue este trabajo se requiere que las alternativas propuestas sean equiparables, esto con la finalidad de poder evaluarlas y seleccionar aquella que cumpla con las características que permitan solucionar el problema de abastecimiento de agua potable, por ello las fuentes seleccionadas deberán aportar el gasto mínimo necesario requerido por la localidad, el cual se considera que sea el gasto producto del balance entre el gasto máximo diario y el gasto actual producido por las fuentes, este caudal presenta un valor de 32.7 l/s de acuerdo con la tabla 3.9.

Tomando en cuenta todo lo anterior, se analizarán las tres alternativa con las opciones que en ellas se mencionan, en la tabla 4.2. se presentan las alternativas y las propuestas de los proyectos necesarios para satisfacer las necesidades en materia de agua potable.

Alternativas para el abastecimiento de agua potable a la cabecera municipal de Zimapán.

Alternativa	Fuente	Captación	Número pozos	Ubicación	Caudal a extraer (l/s)	Proyecto
1	Acuífero Tasquillo	Pozo profundo	1	Tasquillo	32.7	Acueducto
2	Sistema hidrogeológico Zimapán	Pozo profundo	1	El Muhl	32.7	Planta potabilizadora
3	Sistema hidrogeológico Zimapán,	Pozo profundo	2	Ávaro Obregón	12	Acueducto
				Zimapán	6.7	Planta potabilizadora
	Sistema hidrogeológico "C" de rocas alteradas	Manantial	1	Los Álamos	14	Acueducto
Caudal total					32.7	

Tabla 4.2 Alternativas

Una vez propuestas las tres alternativas y basándose en la demanda total requerida, se plantean las condiciones con las que deberá cumplir la infraestructura necesaria para el aprovisionamiento de agua potable.

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

Para aquellas alternativas en las que se plantea la construcción de una planta potabilizadora, deben considerarse las diferentes tecnologías para dicho fin, procurando seleccionar aquella cuyos procesos de remoción satisfagan los requisitos especificados en las normas vigentes de calidad del agua.

En cuanto a las alternativas en las que se proponen la construcción de conducciones, es necesario que éstas se encuentren lo más cerca posible de las carreteras, caminos y líneas de alta tensión, con el fin de minimizar los costos de acceso a obra y limpieza de terrenos, así como aprovechar el derecho de vía con que cuentan, para que con esto se evite en lo posible afectaciones e indemnizaciones a los locatarios de las zonas.

Para determinar el mejor trazo que deben seguir las conducciones, fue necesario apoyarse en cartas topográficas del INEGI escala 1:50000 en las que se propusieron varias alternativas de trazo de las conducciones, y se seleccionó aquella que mejor se adaptó a las condiciones del proyecto (conducción más económica), de igual manera se cuidaron los cambios de dirección trazando curvas suaves. En la figura 4.5, se esquematizan las tres alternativas propuestas.

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

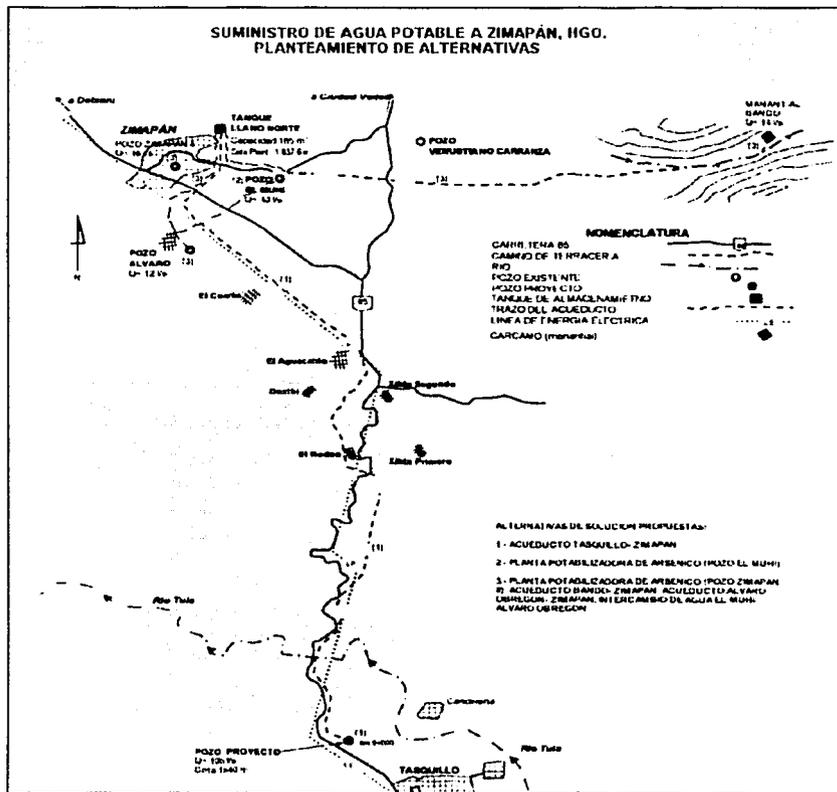


Figura 4.5 Planteamiento de alternativas.

**TESIS CON
FALLA DE ORIGEN**

4.3. Análisis y evaluación de alternativas.

4.3.1. Análisis preliminar.

Una vez realizado el planteamiento de las alternativas, se procede a analizar cada una de ellas; para ello es necesario identificar las características predominantes del proyecto en cuestión, a continuación se realizan los estudios necesarios para el análisis de las alternativas seleccionadas:

Alternativa 1 (Acueducto Tasquillo- Zimapán).

El pozo El vivero en la comunidad de Tasquillo se ubica aproximadamente a 23 Kilómetros al sur de la cabecera municipal de Zimapán, a una elevación de 1640 msnm y el tanque Llano Norte se localiza en la elevación 1837.6 msnm, entre estos dos puntos se encuentran caprichosas formaciones naturales y el cauce del río Tula, los cuales deben ser librados, los desniveles topográficos a vencer se determinan a partir del trazo horizontal realizado en las cartas topográficas del INEGI escala 1:50000, para ello se realiza un trazo vertical apoyado en el trazo horizontal del acueducto, esto debe hacerse a una escala adecuada para ser manejada con comodidad, motivo por el que se seleccionó una escala horizontal de 1:10000 y una vertical de 1:1000, determinando así que la mayor elevación se encuentra a 6.5 Kilómetros partiendo del pozo El vivero con rumbo a la cabecera municipal de Zimapán, alcanzando un valor de acuerdo con el perfil trazado de 2000 msnm, el análisis realizado, muestra que el desnivel topográfico a vencer es de 360 metros.

Alternativa 2 (Planta potabilizadora).

Esta alternativa plantea la construcción de una planta potabilizadora removedora de arsénico que deberá contar con una capacidad de operación de 32.7 l/s para tratar el agua proveniente del pozo el Muhí, dicha planta utilizará el proceso de mayor eficiencia en la remoción de acuerdo a los estudios que se lleven a

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

cabo, la condición para la realización del proyecto es que se ubique a las afueras del tanque El Muhi, pues ese lugar es idóneo para llevar a cabo la potabilización del agua, dado que se cuenta con la infraestructura necesaria para su interconexión al sistema.

Alternativa 3 (Intercambio de agua Pozo Álvaro Obregón- El Muhi, potabilización del pozo Zimapán II, Acueducto Bando)

Las dos alternativas anteriores plantean una solución en la que se dispone de una sola fuente para el abastecimiento, lo que podría representar problemas si los equipos de bombeo en la obra de captación sufrieran descomposturas o requiriesen mantenimiento, por tal motivo la siguiente alternativa presenta diversas fuentes en las que se ofrece una mayor flexibilidad y no se suspende la continuidad del abastecimiento, además de que las fuentes presentadas están relativamente cercanas a la localidad.

El pozo Álvaro Obregón se ubica aproximadamente a 4 Kilómetros al sur de la cabecera municipal de Zimapán, a una elevación de 1760 msnm y el tanque Llano Norte se localiza en la elevación 1837.6 msnm, el manantial Bando por otra parte se encuentra aproximadamente a 14 kilómetros al este de la cabecera municipal a una elevación de 1502.5 msnm, entre estos dos puntos hay caprichosas formaciones naturales que dificultan el acceso, el pozo El Muhi se localiza en la localidad del mismo nombre a unos 3 kilómetros de la cabecera municipal a una elevación de 1820 msnm y el pozo Zimapán II se localiza dentro de los límites de la cabecera municipal de Zimapán para obtener agua de buena calidad de este pozo se requiere una adecuada potabilización por lo que es necesaria la construcción de una planta potabilizadora removedora de arsénico con una capacidad de operación de 6.7 l/s, utilizando para ello el proceso de remoción que permita obtener los mejores resultados.

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

4.3.2. Esquemas de diseño para el predimensionamiento.

En este subcapítulo se presentan las bases teóricas para el predimensionamiento de los sistemas que pretenden abastecer a la cabecera municipal de Zimapán, considerando las tecnologías disponibles para la remoción de arsénico en el agua y los conceptos básicos para el diseño de conducciones.

Tecnologías disponibles para la remoción de arsénico en agua.

En general, el tratamiento de potabilización del agua está enfocado a remover color, turbiedad y microorganismos de origen fecal. La remoción de estos contaminantes se logra por medio de la combinación adecuada de diversos procesos (coagulación- floculación- filtración y desinfección); pero cuando se requiere remover arsénico, debe recurrirse a otros métodos. La tabla 4.3 muestra el tipo de tecnología disponible para tal fin, señalando las ventajas y desventajas de su uso.

Cabe mencionar que dentro de las tecnologías para la remoción de arsénico, las más utilizadas son coagulación, adsorción con alúmina activada, intercambio iónico, electrodiálisis, y ósmosis inversa. La selección de estas tecnologías depende de múltiples factores como: tipo de fuente, superficie disponible, eficiencia del proceso, costo de los reemplazos, etc.

La coagulación de arsénico pentavalente, As (V) con sales de hierro o aluminio es un método reconocido como uno de los más eficientes para la remoción de arsénico. Estas sales se hidrolizan formando hidróxidos sobre los cuales el As (V) se adsorbe y coprecipita. Este proceso requiere de oxidación previa y es aplicable para aguas superficiales con alta turbiedad, donde además de arsénico deben removerse otros contaminantes. En estos casos es justificable un tratamiento convencional que incluya: mezcla rápida, floculación, sedimentación y filtración, donde la mayor parte del arsénico se remueve durante la sedimentación.

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

Método	Ventajas	Desventajas
Co-precipitación	<ul style="list-style-type: none"> Efectivo para remover As (V) Productos químicos de costo bajo Bajos costos de capital La alúmina es un polvo químico durable y disponible 	<ul style="list-style-type: none"> Problemas a corto plazo con lodos generados La operación requiere personal calificado ES necesario una eficiente pre-oxidación
Coagulación con alúmina Coagulación con sulfato de hierro	<ul style="list-style-type: none"> Más eficiente que la alúmina 	<ul style="list-style-type: none"> Remoción parcial de As (III)
Ablandamiento con cal	<ul style="list-style-type: none"> Puede lograr altas eficiencias de remoción a un pH superior a 10.5 	<ul style="list-style-type: none"> Se requiere preajustar el pH
Técnicas de adsorción	<ul style="list-style-type: none"> No hay generación de lodo 	<ul style="list-style-type: none"> Se requiere monitorear el punto de ruptura del lecho Requiere una regeneración periódica o cambio del medio sorbante
Alúmina activada (AA)	<ul style="list-style-type: none"> La alúmina activada es efectiva en agua con alto contenido de SDT 	<ul style="list-style-type: none"> Se requiere ajustar el pH ES altamente selectivo por el As (V), existen problemas en la regeneración Pierde capacidad de adsorción en cada ciclo
Arena recubierta de óxidos de hierro	<ul style="list-style-type: none"> Es económico No se requiere regeneración 	<ul style="list-style-type: none"> Generación de lodos Alto costo del medio
Resinas de intercambio iónico	<ul style="list-style-type: none"> Remoción eficiente de arsénico Las resinas son un medio bien definido, así como su capacidad 	<ul style="list-style-type: none"> Requiere personal altamente calificado La regeneración crea problemas de disposición de lodos
Técnicas de membrana	<ul style="list-style-type: none"> Alta eficiencia de remoción No genera residuos sólidos tóxicos Requiere de poco espacio Capaz de remover otros contaminantes 	<ul style="list-style-type: none"> Altos costos de inversión Altos costos de operación Generación de residuos líquidos tóxicos Se requiere un pre-tratamiento
Ósmosis inversa (OI)	<ul style="list-style-type: none"> Eficiencia de remoción mayor a 95% 	<ul style="list-style-type: none"> Las membranas no soportan agentes oxidantes
Electrodíalisis	<ul style="list-style-type: none"> Eficiencia de remoción mayor a 80%, más fácil de operar que la (OI) 	<ul style="list-style-type: none"> Las membranas no soportan agentes oxidantes
Nanofiltración	<ul style="list-style-type: none"> Eficiencias de remoción mayor a 90% 	<ul style="list-style-type: none"> Las membranas no soportan agentes oxidantes

Tabla 4.3. Tecnologías en la remoción de arsénico

TESIS CON FALLA DE ORIGEN

En fuentes subterráneas donde el agua es de mejor calidad, el tratamiento convencional no es recomendable por la complejidad de la operación, la cantidad de coagulante requerido, los volúmenes de lodo producido y el costo de la planta. En estos casos, por lo general, la adsorción con alúmina activada resulta más adecuada, no obstante el elevado costo del reactivo.

Otra consideración para la elección de un tratamiento es la disponibilidad de agua en la zona, ya que los procesos de membrana como la ósmosis inversa tienen una fracción de rechazo hasta del 75% del agua que entra a la planta.

Considerando lo ya expuesto, el mejor proceso para la remoción de arsénico en la zona de Zimapán es la tecnología de adsorción con alúmina activada, tecnología que presenta una eficiencia de remoción entre 90 y 100%.

A continuación se describe el tren de procesos que opera en la potabilización del agua utilizando la tecnología de adsorción con alúmina activada: en un tanque de oxidación se adiciona hipoclorito de sodio (3.77 mg/l) a fin de oxidar el arsénico a estado pentavalente As (V), posteriormente se agrega una solución de ácido clorhídrico (1.27 mg/l) para acidificar el agua, con el objeto de favorecer la adsorción de arsénico sobre la de otros aniones. Enseguida, el agua pasa por dos columnas de adsorción con lecho de alúmina activada, y finalmente se ajusta el pH del agua tratada (entre 6.5 y 8.5) con una solución de hidróxido de sodio (5 mg/l), para cumplir con el intervalo establecido por la NOM-127-SSA.

Dentro de las consideraciones más importantes en un sistema de tratamiento por adsorción está el tiempo de contacto del agua con el material adsorbente. El tiempo de contacto del lecho vacío (TCLV) determina el volumen de alúmina requerido y el caudal que puede ser tratado por un sistema, como lo define la siguiente ecuación:

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

$$TCLV' = \frac{V_R}{Q}$$

donde Q es el flujo volumétrico en m^3/min y V_R es el volumen de lecho de alúmina en m^3 .

Según algunos estudios piloto, el TCLV óptimo para la remoción de arsénico mediante un tratamiento con alúmina activada está entre 3 y 5 minutos (Hathaway, S. Rubel, F., 1987; Clifford, D., 1990).

Acueductos.

Las líneas de conducción principales de agua (acueductos) se definen como el conjunto de tubos, estaciones de bombeo y dispositivos de control, que permiten transportar agua desde una fuente de abastecimiento, hasta un sitio de entrega, desde donde será distribuida a los usuarios, se clasifican dependiendo de la fuente de energía de movimiento del agua y de la carga hidráulica a vencer, en los siguientes tres tipos:

- 1) Línea de conducción por gravedad: cuando la fuente de abastecimiento (cuerpo de agua) se localiza arriba de la salida del acueducto (sitio de entrega), se dispone de una carga hidráulica piezométrica positiva, que permite que el agua fluya por sí misma.
- 2) Línea de conducción por bombeo: cuando la fuente de abastecimiento se encuentra en un nivel inferior al punto de entrega; se requiere vencer la carga hidráulica piezométrica, adicionando energía por bombeo para obtener una carga dinámica total y lograr transportar el caudal de agua requerido.

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

3) Cuando la topografía del terreno obliga a que la conducción cruce por partes más elevadas que la superficie del agua del tanque final, conviene analizar la colocación de un tanque de regulación adicional en ese sitio, lo que daría lugar a una conducción mixta (bombeo-gravedad).

Para evaluar el comportamiento de cada una de las conducciones a utilizar en las alternativas propuestas es necesario considerar lo siguiente:

- a) Conocer el gasto (caudal) máximo a transportar, la carga estática a vencer, sobrepresiones por fenómenos transitorios y el perfil (longitudes) topográfico de la conducción.
- b) Determinar el intervalo de velocidades permisibles en función del material.
- c) Determinar los diámetros mínimo y máximo factibles.
- d) Ajustar a diámetros comerciales, y conocer el diámetro interno para cada uno de estos.
- e) Precios unitarios para cada material, diámetro, espesor, excavación instalación, energía eléctrica, etc.
- f) Cargas estáticas y dinámicas en función de cada diámetro interno comercial.
- g) Elegir el diámetro óptimo para cierto material, donde la suma de costos individuales es mínima.
- h) Selección de tuberías o combinación óptima para el acueducto.

TESIS CON
FALTA DE ORIGEN

Para poder desarrollar el predimensionamiento, es necesario realizar el cálculo hidráulico de la línea de conducción. Si está alimentada por gravedad el diámetro está completamente definido. Si está alimentada por bombeo, el problema tiene múltiples soluciones y la mejor se decide por condiciones económicas.

En el caso de una línea de conducción por gravedad, el diámetro económico será aquel con el que se consuma por pérdidas la mayor carga posible de un perfil en particular.

Para una línea de conducción por bombeo, se calculan los costos de varias tuberías de diámetros diferentes, así como las pérdidas de carga que ellas producen. El costo total estará representado por el interés del costo del conducto, más la depreciación del mismo, más el costo anual de bombeo. El diámetro económico de la línea de conducción será el que hace que la suma de los conceptos anteriores sea mínima.

Al integrar todos los costos mencionados se obtiene la fórmula de Bresse que permite la obtención del diámetro económico de la forma siguiente:

$$D_o = \sqrt[5]{\frac{10 C_1 f}{19 C_2 \eta \pi^2 g}} \sqrt{Q}$$

donde:

D_o = diámetro económico

C_1 = costo de suministro e instalación por unidad de diámetro y longitud

C_2 = costo de energía anual para bombeo por unidad de potencia

γ = peso específico del agua Kg/m³

f = coeficiente de pérdidas (adimensional)

η = eficiencia de la bomba

g = aceleración de la gravedad (m/s²)

Q = gasto en l/s

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

Se ha encontrado que cuando el gasto se da en l/s el radical de la fórmula anterior resulta con un valor de 1.5 y el diámetro se obtiene en pulgadas, por lo que se escribe de la forma siguiente.

$$D_o = 1.5 \sqrt{Q(1/s)}$$

En líneas de conducción largas, la resistencia por fricción o superficial, ofrecida por el interior del tubo es el elemento dominante en su diseño hidráulico, razón por la que es necesario contar con las herramientas para evaluar las repercusiones de este fenómeno en el acueducto, por ello se presentan los criterios utilizados para el diseño hidráulico.

Los Lineamientos Técnicos para la elaboración de Estudios y Proyectos de Agua Potable y Alcantarillado Sanitario (CNA 1994), sugieren el uso de la fórmula de Darcy- Weisbach en conductos que fluyen llenos; sin embargo es común en el medio de la ingeniería el uso de la ecuación de Manning para el predimensionamiento de las líneas de conducción, pues esta ecuación ofrece una gran sencillez en la elaboración de los cálculos, por este motivo será utilizada en el desarrollo de este trabajo. Se presentan a continuación las fórmulas para el diseño hidráulico en las líneas de conducción.

Fórmula de Manning:

$$V' = \frac{R^{2/3} \sqrt{S}}{n}$$

donde:

V' = velocidad (m/s)

R = radio hidráulico (m)

n = coeficiente de rugosidad (s/m^{1/3})

S = pendiente hidráulica (adimensional)

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

Tubería	Velocidad máxima permisible (m/s)	Coefficiente de rugosidad de Manning (n)
Concreto simple hasta 0.45 m de diámetro	3.0	0.011
Concreto reforzado de 0.560 m de diámetro o mayor	3.5	0.011
Fibro-cemento	5.0	0.010
Acero galvanizado	5.0	0.014
Acero sin revestimiento	5.0	0.014
Acero con revestimiento	5.0	0.011
Poliétileno de alta densidad	5.0	0.009
PVC (policloruro de vinilo)	5.0	0.009

Tabla 4.4 Velocidad permisible y coeficiente de Manning para diversos materiales

a) Conducción por gravedad.

Si el diámetro teórico da un valor muy cercano a un diámetro comercial se usa ese diámetro comercial para efectuar los cálculos, pero si el valor queda entre dos valores comerciales (caso más frecuente) se utilizan las fórmulas siguientes para obtener las longitudes de tubería de los diámetros inmediato superior e inferior que agoten toda la carga hidráulica disponible:

$$K = \frac{10.3n^2}{D^{16/3}} \qquad h_f = K L Q^2$$

$$L_1 + L_2 = L \qquad h_{f1} + h_{f2} = h_f$$

$$h_f = sL$$

h_f = pérdida de energía por fricción (m)

TESIS CON FALLA DE ORIGEN

Esto quiere decir que para cada diámetro de los dos seleccionados se tendrá una longitud, un valor de K, una pérdida por fricción y una pendiente hidráulica. Los valores de las pérdidas por fricción ayudan a determinar el curso de la línea piezométrica.

b) Conducción por bombeo.

Para calcular los diámetros, se parte de la ecuación Bresse.

Para fines de cálculo se toma el valor del diámetro comercial más próximo y se corrige la velocidad con la siguiente ecuación

$$V' = \frac{4Q}{\pi D^2}$$

Posteriormente se obtienen las pérdidas por fricción con las mismas ecuaciones que se utilizan en una conducción a gravedad.

Con estos valores se obtiene la carga total de bombeo, las pérdidas menores se consideran como una cantidad que fluctúa entre el 3 y 10% de las pérdidas de energía por fricción, según sea el número de deflexiones y condiciones que existan de la salida de la bomba y a la llegada del tanque.

$$h_p = h_f + 0.05h_f$$

El desnivel que existe entre el nivel dinámico del pozo hasta la superficie libre del agua en el tanque es igual al desnivel topográfico D_1 en metros más la profundidad del nivel dinámico N.D. en metros.

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

$$h = D_i + N.D.$$

Así, se tiene que la carga total de bombeo en metros es igual a:

$$H = h + h_p$$

La potencia requerida para el equipo de bombeo será:

$$P = \frac{\gamma Q H}{76 \eta}$$

donde:

P = potencia requerida por el motor en (HP)

Q = gasto en m^3/s

γ = peso volumétrico del agua (1000 Kg/m^3)

H = carga de bombeo en (m)

η = eficiencia bomba- motor (70% para bombas verticales)

76 = coeficiente para convertir (Kw) a (HP)

La línea de conducción debe proyectarse para resistir en cada punto una presión interna correspondiente a la máxima y mínima producida por rápidas fluctuaciones en el gasto debido a la apertura o cierre repentino de una válvula o por el paro o arranque de las bombas. Para el cálculo de la sobrepresión se ha adoptado la fórmula de N. Joukovsky (1898), pues está fórmula fue deducida considerando las condiciones más críticas para el cierre de una válvula.

$$h_i = \frac{a_0}{g} \Delta V'$$

$$h_i = \frac{145 \Delta V'}{\sqrt{1 + \frac{E_a * D}{E_i * e}}} \text{ para } T' = \frac{2L}{a}$$

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

donde:

h_i = sobrepresión de inercia por Golpe de Ariete (m)

ΔV = gradiente de velocidad (m/s)

E_a = módulo de elasticidad del agua (Kg/cm²)

E_t = módulo de elasticidad del material de la tubería (Kg/cm²)

L = longitud de la tubería (m)

a_o = celeridad de la onda de presión (1425 m/s)

145 = coeficiente resultante de dividir a_o/g en (s)

Material	E (Kg/cm ²)
Acero	2100000
Hierro fundido	930000
Concreto simple	125000
Asbesto- cemento	328000
PVC	28100
Poliuretano	Está relacionado con el tiempo ya que no es estático en este tipo de material Puede adoptarse 5200
Agua	20670

Tabla 4.5. Módulos de elasticidad

De esta sobrepresión un porcentaje es absorbido por los elementos que desvanecen este efecto, como son: válvulas aliviadoras de presión, cámaras de aire, chimeneas de equilibrio y otras, según las dimensiones de la conducción y de funcionamiento. De acuerdo con lo mencionado la sobrepresión absorbida por la tubería será del orden del 20%.

$$h_s = 0.20(h_i)$$

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

La carga total a la que está sometida la tubería en el momento en que se presenta la sobrepresión se obtiene con la siguiente expresión.

$$C.T. = D_i + h_p + h_s$$

donde:

$C.T.$ = Carga total

Dentro de la infraestructura necesaria se encuentran los tanques de cambio de régimen y las cajas rompedoras de presión, los primeros tienen como función cambiar el régimen de bombeo al régimen por gravedad, mientras que los segundos tienen como finalidad disminuir la carga hidráulica y con ello romper la línea piezométrica entre dos puntos.

La capacidad de los tanques está en función del gasto y la ley de demandas de la localidad y es posible calcularla por métodos analíticos.

$$Cap.Tanque = Q(T.R.)$$

donde:

$T.R.$ = tiempo de retención para cajas rompedoras de presión 5 minutos, cárcamos de reebombeo 60 minutos.

4.3.3. Predimensionamiento de alternativas.

Todas las fórmulas descritas en el subcapítulo 4.3.2 se utilizan para realizar el predimensionamiento de los filtros de alúmina en el proceso de adsorción de las plantas potabilizadoras y en los acueductos el predimensionamiento de las líneas de conducción, equipos de bombeo, tanques de cambio de régimen y cajas rompedoras de presión.

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

A continuación se muestran las tablas 4.6, 4.7 y 4.8 que contienen los cálculos y resultados obtenidos para el predimensionamiento de los sistemas de las alternativas, también se presentan de forma esquemática las alternativas propuestas (figuras 4.6, 4.7, 4.8, 4.9, 4.10, 4.11 y 4.12).

Cálculo del diámetro más económico en las líneas de conducción Pozo El ríoero -P.B.1

Diámetro exterior (mm)	Área (cm ²)	Costo (COP/m)	Perdida (m/h) (100 m)	Long. línea (m)	Q _{10%} (l/s)	C _{10%} (COP/m)	Costo de Mantenimiento (COP/año)	Perdida de fluido (m ³ /día) (100 m)	Sal. anual (m ³)	H _{10%} (m)	H _{100%} (m)	Dist. (COP/m)	Sal. en 10% (m ³ /año)	Q _{10%} (l/s)
100	7.85	2.8214	0.8023	1.00	2000	0.8011	0.816	0.80	10.57	0.75	4.0	80.02	100.0	0.75
150	17.66	3.10	0.30	1.50	1400	0.3100	0.3100	0.00	1.00	1.20	117.02	91.83	21.00	0.92

Cálculo del diámetro más económico en las líneas de conducción P.B.1-P.B.2

Diámetro exterior (mm)	Área (cm ²)	Costo (COP/m)	Perdida (m/h) (100 m)	Long. línea (m)	Q _{10%} (l/s)	C _{10%} (COP/m)	Costo de Mantenimiento (COP/año)	Perdida de fluido (m ³ /día) (100 m)	Sal. anual (m ³)	H _{10%} (m)	H _{100%} (m)	Dist. (COP/m)	Sal. en 10% (m ³ /año)	Q _{10%} (l/s)
100	7.85	2.8214	0.8023	0.50	1000	0.8011	0.816	0.80	10.50	0.80	102.00	170.00	370.0	0.75
150	17.66	3.10	0.30	0.75	1100	0.3100	0.3100	0.00	1.00	1.10	123.00	90.0	24.75	0.92

Cálculo del diámetro más económico en las líneas de conducción P.B.2 -T.C.R.

Diámetro exterior (mm)	Área (cm ²)	Costo (COP/m)	Perdida (m/h) (100 m)	Long. línea (m)	Q _{10%} (l/s)	C _{10%} (COP/m)	Costo de Mantenimiento (COP/año)	Perdida de fluido (m ³ /día) (100 m)	Sal. anual (m ³)	H _{10%} (m)	H _{100%} (m)	Dist. (COP/m)	Sal. en 10% (m ³ /año)	Q _{10%} (l/s)
100	7.85	2.8214	0.8023	0.50	1000	0.8011	0.816	0.80	10.50	0.80	102.00	172.00	363.7	0.75
150	17.66	3.10	0.30	0.50	1100	0.3100	0.3100	0.00	1.00	1.10	123.00	90.0	24.75	0.92

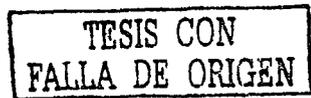
Cálculo del diámetro en el tramo a gravedad de las líneas del conducción T.C.R.- Tanque Llano Norte

Diámetro exterior (mm)	Área (cm ²)	Costo (COP/m)	Perdida (m/h) (100 m)	Long. línea (m)	Q _{10%} (l/s)	C _{10%} (COP/m)	Costo de Mantenimiento (COP/año)	Perdida de fluido (m ³ /día) (100 m)	Sal. anual (m ³)	H _{10%} (m)	H _{100%} (m)	Dist. (COP/m)	Sal. en 10% (m ³ /año)	Q _{10%} (l/s)
100	7.85	2.8214	0.8023	2.00	1000	0.8011	0.816	0.80	10.50	0.80	102.00	172.00	363.7	0.75
150	17.66	3.10	0.30	2.00	1100	0.3100	0.3100	0.00	1.00	1.10	123.00	90.0	24.75	0.92

En el cálculo de pérdidas de agua (200 l/s Agente)

Se usaron los estándares de tuberías para el cálculo de pérdidas de agua para tuberías de 150 mm y 200 mm (AGENTE)

Tabla 4.6



Cálculo del diámetro más económico en la línea de conducción manantial Bando-T.C.R.

Cálculo alternativo	Área (m ²)	Diámetro (m)	Velocidad (m/s)	Long. Línea (m)	(C _p)	C _{ent} Manning (s)	Constante de Manning (s)	Pérdidas de fricción (m H ₂ O/m. en. en)	N. de Reynolds	n	Velocidad (m/s)	Q ₁₀ (l/s en 10)	N ₁₀ No. No.	Impugnación	
mm (m)															
155 B	6	0.0180	0.014	0.74	1393	0.0002	0.011	75.43	6.90	0.37	420.37	437.14	980.0	53.5	112.61
Presión de Trabajo (kg/cm ²)	Diámetro interno (mm)	Velocidad (m/s)	(C _p)	Velocidad (m/s)	Velocidad (m/s)	(C _p)	C _{ent} Manning (s)	Constante de Manning (s)	Pérdidas de fricción (m H ₂ O/m. en. en)	N. de Reynolds	n <td>Velocidad (m/s)</td> <td>Q₁₀ (l/s en 10)</td> <td>N₁₀ No. No.</td> <td>Impugnación</td>	Velocidad (m/s)	Q ₁₀ (l/s en 10)	N ₁₀ No. No.	Impugnación
ASTM A53 B	111	15.95	0.04	0.74	158.89	2114.19	1346930	0.24	1.24	1.11	14.70	16.82	15.20	427.14	446.34

Cálculo del diámetro en el tramo a gravedad de la línea de conducción T.C.R.- Tanque Llano Norte

Cálculo alternativo	n	Área (m ²)	Diámetro (m)	Velocidad (m/s)	Long. Línea (m)	(C _p)	C _{ent} Manning (s)	Constante de Manning (s)	Pérdidas de fricción (m H ₂ O/m. en. en)	N. de Reynolds	n	Velocidad (m/s)	Q ₁₀ (l/s en 10)	N ₁₀ No. No.	Impugnación
mm (m)															
155 B	6	6.4	0.0149	0.014	0.74	3430	0.0002	0.011	75.43	17.24	1.30	4.71	1927.80	1929.36	114
155 B	6	4.7	0.0098	0.014	1.87	430	0.0002	0.011	209.04	18.35	4.73	5.20	1929.36	1867.21	129
155	6	12	0.0137	0.014	0.74	4488	0.0002	0.010	75.53	27.07	1.20	4.80	1867.21	1868.30	14
150	6	30	0.0074	0.014	1.78	390	0.0002	0.010	70.81	28.88	1.60	10.20	1868.30	1829.91	14

E=1 coeficiente de estabilidad del agua (0.9570 kg/m³)

E=1 coeficiente de estabilidad del tubo (para estándar lamont 210510, para acero 210550 kg/m³)

Tabla 4.7

Cálculo del diámetro más económico en la línea de conducción Pozo Avaro oregón -Tanque Llano Norte

Cálculo alternativo	Área (m ²)	Diámetro (m)	Velocidad (m/s)	Long. Línea (m)	(C _p)	C _{ent} Manning (s)	Constante de Manning (s)	Pérdidas de fricción (m H ₂ O/m. en. en)	N. de Reynolds	n	Velocidad (m/s)	Q ₁₀ (l/s en 10)	N ₁₀ No. No.	Impugnación	
mm (m)															
150	6	0.0137	0.012	0.68	3300	0.0001	0.010	75.53	19.48	0.91	17.80	46.08	2316.1	232	44.67
Presión de Trabajo (kg/cm ²)	Diámetro interno (mm)	Velocidad (m/s)	(C _p)	Velocidad (m/s)	Velocidad (m/s)	(C _p)	C _{ent} Manning (s)	Constante de Manning (s)	Pérdidas de fricción (m H ₂ O/m. en. en)	N. de Reynolds	n <td>Velocidad (m/s)</td> <td>Q₁₀ (l/s en 10)</td> <td>N₁₀ No. No.</td> <td>Impugnación</td>	Velocidad (m/s)	Q ₁₀ (l/s en 10)	N ₁₀ No. No.	Impugnación
A	14	15	2.1	0.68	95.48	310000	0.0002	0.45	1.45	1.20	81.77	65.41	16.25	98.08	114.41

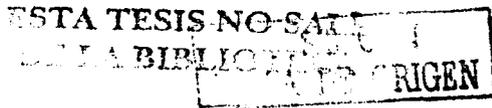
Cálculo del diámetro en el tramo a gravedad de la línea de conducción pozo El Muñi- Avaro oregón

Cálculo alternativo	n	Área (m ²)	Diámetro (m)	Velocidad (m/s)	Long. Línea (m)	(C _p)	C _{ent} Manning (s)	Constante de Manning (s)	Pérdidas de fricción (m H ₂ O/m. en. en)	N. de Reynolds	n	Velocidad (m/s)	Q ₁₀ (l/s en 10)	N ₁₀ No. No.	Impugnación
mm (m)															
150	6	16.3	0.0117	0.012	0.68	4866	0.0001	0.010	75.53	17.88	0.94	6.80	1780.00	1782.12	70

E=1 coeficiente de estabilidad del agua (0.9570 kg/m³)

E=1 coeficiente de estabilidad del tubo (para estándar lamont 210510, para acero 210550 kg/m³)

Tabla 4.8



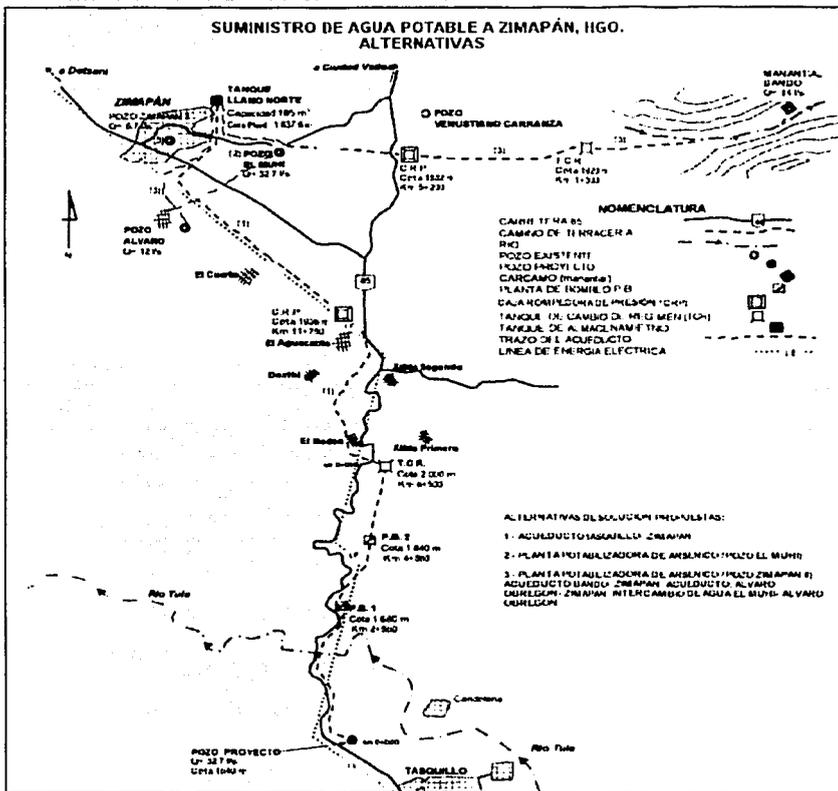
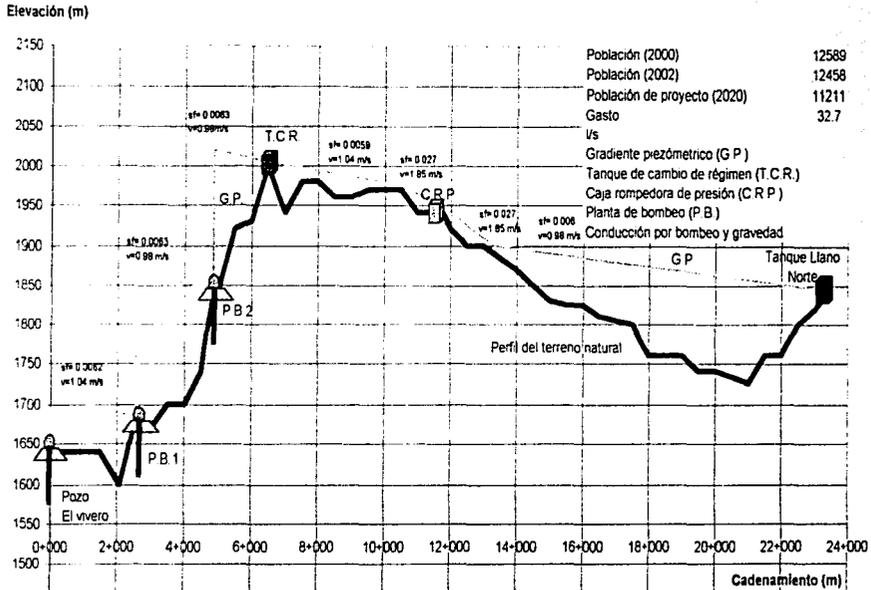


Figura 4.6. Alternativas

TESTEADO
 FALLA DE ORIGEN

Perfil del Acueducto Tasquillo-Zimapán



Tipo y clase de tubería	AC A-10, $\rho=0^\circ$	Acero ASTM A-53 B, $\rho=8.54^\circ$	Acero ASTM A-53 A-63 B, $\rho=8.54^\circ$	AC A-7, $\rho=0^\circ$	AC A-7, $\rho=8^\circ$	AC A-7, $\rho=8^\circ$	Acero ASTM A-53 B, $\rho=8.54^\circ$
	L= 2540 m	L= 2300 m	L= 1640 m	L= 4000 m	L= 1250 m	L= 1550 m	L= 10000 m

Figura 4.7. Alternativa 1.

TESIS CON FALLA DE ORIGEN

Alternativa 2 (Planta potabilizadora El Muhi)

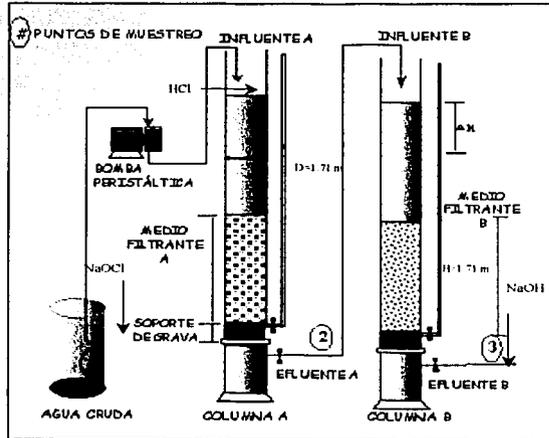


Figura 4.8 Proceso de adsorción con alúmina activada

El volumen de alúmina activada para el proceso de adsorción considerando un caudal de 32.7 l/s, se determina de la siguiente forma:

$$V'_R = Q * TCLV'; \text{ para } TCLV' = 4 \text{ min y } Q = 1.962 \text{ m}^3 / \text{min}$$

$$V'_R = 1.962 \text{ m}^3 / \text{min} * 4 \text{ min} = 7.85 \text{ m}^3$$

$$\frac{7.85 \text{ m}^3}{2 \text{ filtros}} = 3.93 \text{ m}^3 / \text{filtro}$$

$$D = \left(\frac{4V'_R}{\pi} \right)^{1/3} = \left(\frac{4 * 3.93}{\pi} \right)^{1/3} = 1.71 \text{ m}$$

Para las dimensiones de los filtros de alúmina, la altura es igual al diámetro(D).

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

Perfil del Acueducto Manantial Bando- Zmapán

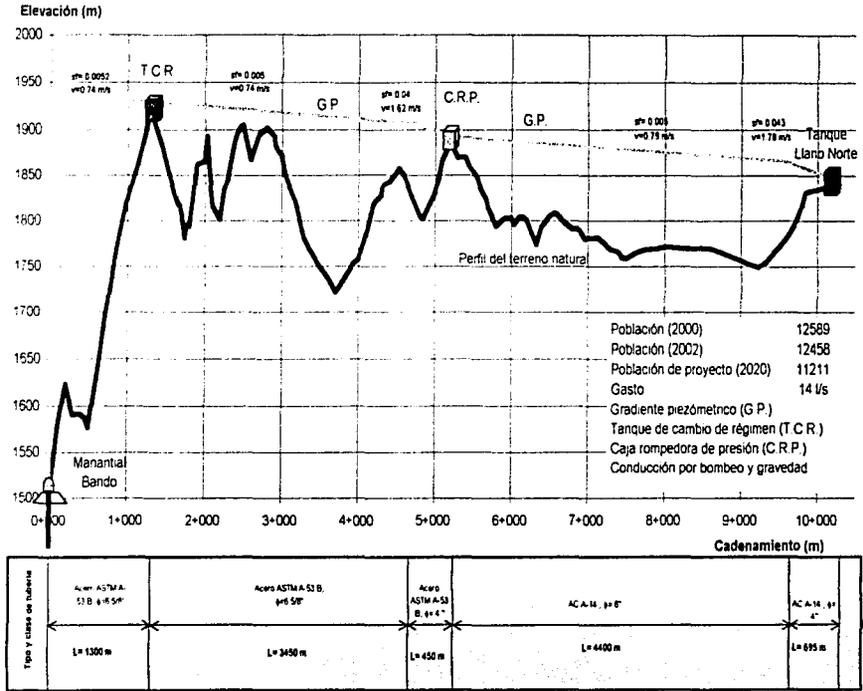


Figura 4.9. Alternativa 3.

TESIS CON FALTA DE ORIGEN

Perfil del Acueducto Alvaro Obregón- Zimapan

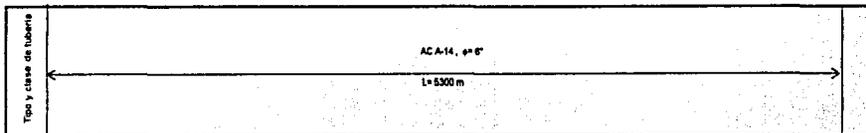
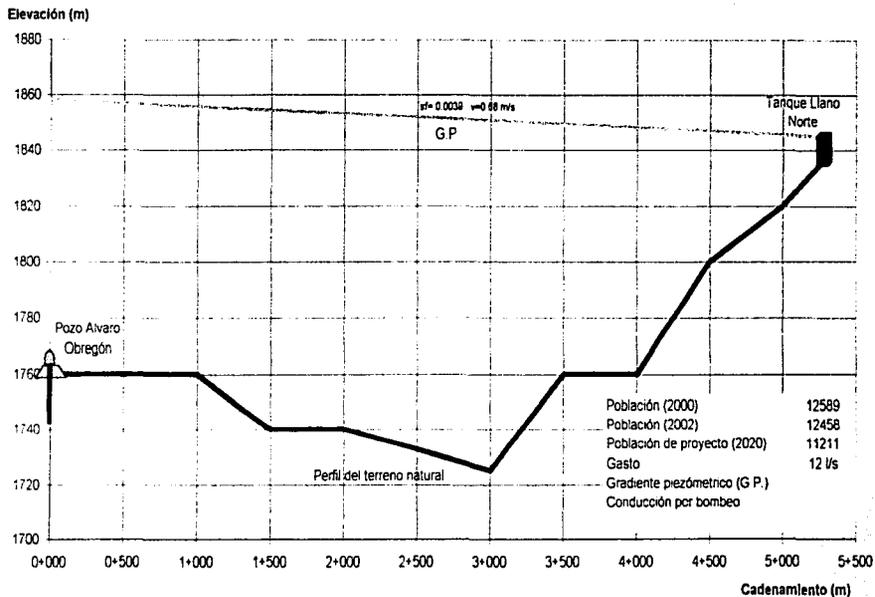


Figura 4 10 Alternativa 3

FALTA DE ORIGEN
 1998

Perfil del Acueducto Muñi- Alvaro Obregón

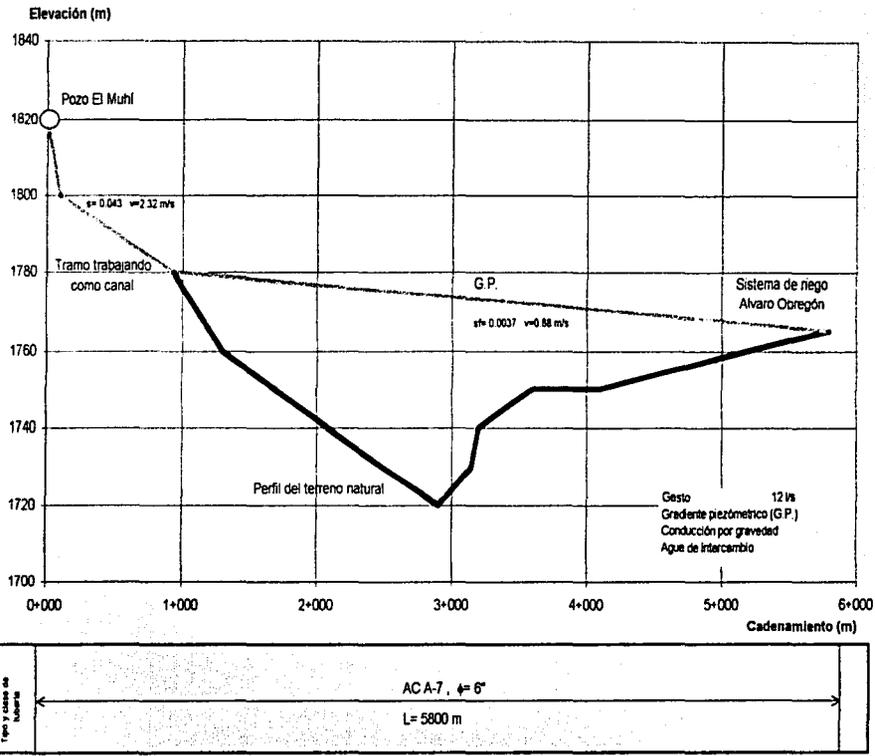


Figura 4.11. Alternativa 3.

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

Alternativa 3 (Planta potabilizadora Zimapán II)

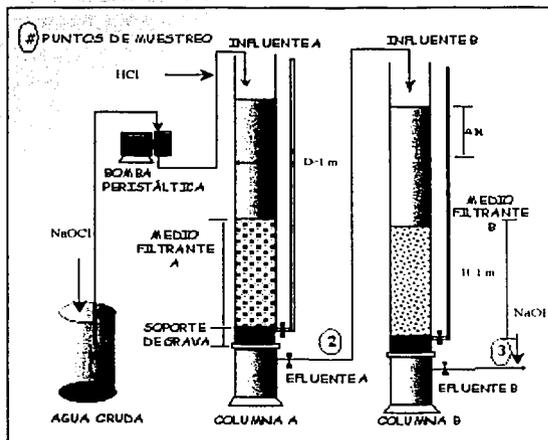


Figura 4.12 Proceso de adsorción con alúmina activada

El volumen de alúmina activada para el proceso de adsorción considerando un caudal de 6.7 l/s, se determina de la siguiente forma:

$$V_R = Q * TCLV ; \text{ para } TCLV = 4 \text{ min y } Q = 0.4 \text{ m}^3 / \text{min}$$

$$V_R = 0.4 \text{ m}^3 / \text{min} * 4 \text{ min} = 1.6 \text{ m}^3$$

$$\frac{1.6 \text{ m}^3}{2 \text{ filtros}} = 0.8 \text{ m}^3 / \text{filtro}$$

$$D = \left(\frac{4V_f}{\pi} \right)^{1/3} = \left(\frac{4 * 0.8}{\pi} \right)^{1/3} = 1 \text{ m}$$

Para las dimensiones de los filtros de alúmina, la altura es igual al diámetro(D).

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

4.3.4. Evaluación técnica.

En este subcapítulo se evaluará la factibilidad técnica presentando las fortalezas y debilidades de cada uno de los proyectos propuestos, para llevar a cabo lo anterior se enumeran las características más favorables y las más desfavorables y con ello se hace una comparativa entre cada uno, permitiendo así seleccionar el proyecto que ofrezca las mejores ventajas respecto a los demás.

En esta etapa la selección no es fácil, pues la evaluación se hace de forma cualitativa y no cuantitativa, por tal motivo es necesario presentar un panorama de lo que se pretende llevar a cabo y los posibles inconvenientes que se presentarán en cada uno de los proyectos. Se presenta en la tabla 4.9 las fortalezas y debilidades de cada alternativa propuesta.

Alternativa 1 (Acueducto Tasajillo-Zimapán)	
Fortalezas	Debilidades
<ul style="list-style-type: none"> • La fuente cumple con la NOM-127-SSA en lo referente al contenido de arsénico • La fuente presenta un gran potencial lo que permite proporcionar un gasto mayor que el requerido por la cabecera municipal • El acueducto se construirá siguiendo el trazo de la carretera Pachuca- Zimapán, evitando pagos por indemnización y facilitando su construcción y operación • Se dispone de energía eléctrica en las inmediaciones del acueducto • Es posible abastecer en ruta a trece localidades rurales que no cuentan con una fuente cercana que satisfaga sus necesidades en materia de agua potable 	<ul style="list-style-type: none"> • La distancia de la fuente de abastecimiento a la cabecera municipal es de 23 Km aproximadamente • Se requieren vencer un desnivel topográfico por bombeo de 360 m • El cruce del río Tula representa un problema que requiere una solución especializada
Alternativa 2 (Planta potabilizadora El Machi)	
Fortalezas	Debilidades
<ul style="list-style-type: none"> • Es una fuente local, ubicada a muy poca distancia de la cabecera municipal • Es posible aprovechar la infraestructura de conducción y regularización existente • Se dispone de superficie para la realización del proyecto • Se cuenta con título de concesión • Existe camino de acceso para asegurar el mantenimiento periódico. • Se dispone de energía eléctrica en las inmediaciones de la planta 	<ul style="list-style-type: none"> • La calidad del agua no cumple con la NOM-127-SSA en cuanto al contenido de arsénico • No se tienen experiencias previas respecto a la tecnología de adsorción con alúmina activada • Varios de los reactivos para el proceso son importados y de alto costo • Se requiere de personal capacitado para operar la planta • Posible desconfianza de los usuarios al reactivar el pozo

TESIS CON FALLA DE ORIGEN

Alternativa 3 (Combinación de fuentes)	
Fortalezas	Debilidades
<ul style="list-style-type: none"> • El agua del manantial Bando y el pozo Álvaro Obregón cumplen con la NOM-127-SSA respecto a la calidad del agua • Las fuentes se encuentran en las inmediaciones de la cabecera municipal • Las conducciones siguen el trazo de los caminos existentes, lo que evita pagos por indemnización • Existen caminos de acceso para asegurar el mantenimiento periódico y se encuentra electrificado • Se dispone de superficie para la construcción de la planta • Se cuenta con título de concesión de uno de los pozos y del manantial • Mayor flexibilidad operativa al contar con varias fuentes de abastecimiento, lo que permite programar las acciones de operación y mantenimiento 	<ul style="list-style-type: none"> • No se tienen experiencias previas respecto a la tecnología de adsorción con alúmina activada • El manantial Bando se encuentra en la profundidad de la barranca los Álamos por lo que se dificulta el proceso constructivo • Se requiere la construcción de un camino de acceso y la línea de energía para el equipo de bombeo del manantial Bando • El pozo Álvaro Obregón requiere de acuerdos para su utilización • Se requiere del intercambio de agua del pozo El Muñil por el pozo Álvaro Obregón

Tabla 4.9. Fortalezas y debilidades de las alternativas planteadas

4.3.5. Presupuesto de alternativas.

Con la finalidad de evaluar las alternativas que pretenden dar solución al problema de abastecimiento de agua potable de la cabecera municipal de Zimapán; se procede a obtener sus costos con base en precios índice, los cuales son analizados y publicados por diversas dependencias, entre ellas la Dirección General de Construcción y Operación Hidráulica (DGCOH) y la Comisión Nacional del Agua (CNA*).

Plantas potabilizadoras.

Para el caso de las plantas potabilizadoras, se obtuvieron los costos de construcción e instalación en los sitios mencionados de acuerdo con una investigación realizada por la Agencia de la protección al Ambiente de los Estados Unidos por sus siglas en inglés conocida como (EPA), que está basada en la consulta diversas fuentes como empresas a nivel mundial dedicadas a la construcción y mantenimiento de plantas que utilizan la tecnología de remoción de arsénico y bibliografía especializada en el tema, obteniéndose así un costo promedio de \$800 000 por l/s de capacidad de la planta.

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

Acueductos.

Se presenta en la tabla 4.10 los valores de profundidad y ancho de zanja mínimos para la colocación de tubería, así como los volúmenes de excavación, plantilla de asentamiento, rellenos y sobrante de material producto de la excavación, en dicha excavación se considera un porcentaje de material común y otro de roca.

En la tabla 4.11 se muestran los precios índice por metro cúbico de los trabajos mencionados en la tabla 4.10.

Al complementar los costos de las tablas 4.10 y 4.11, se obtiene el costo total de los trabajos de excavación por metro lineal de acuerdo al diámetro considerado en el predimensionamiento de las alternativas, tabla 4.12.

Al costo de la excavación se le adicionan los costos por trazo y nivelación, colocación, suministro, instalación, piezas especiales, etc., obteniéndose así el costo total de la conducción por metro lineal, tabla 4.13.

Para el caso de las alternativas en las que se utiliza tubería de acero, está se supone que se instalará sobre la superficie del terreno natural, se presentan en la tabla 4.14, los costos para este tipo de tubería.

Una vez descritos los costos para cada componente de las tres alternativas planteadas, se procede a calcular el costo total de cada alternativa, para ello es necesario tomar como base el predimensionamiento de cada una, pues en el se plasma la cantidad de cada uno de los componentes que dan lugar al sistema en su totalidad, las tablas 4.15, 4.16 y 4.17 muestran el costo de cada alternativa y los conceptos que la componen.

* "Costos estimados para proyectos de infraestructura hidráulica." Subdirección General de Programación (CNA)

FALLA DE ORIGEN

Categoría	Artes	Extracción						
101.00	4	0.00	1.91	0.200	0.140	0.200	0.200	0.000
102.00	4	0.10	1.10	0.200	0.200	0.200	0.200	0.000
103.00	4	0.25	1.14	0.200	0.200	0.200	0.200	0.000
104.00	4	0.30	1.20	0.200	0.200	0.200	0.200	0.000
105.00	4	0.35	1.25	0.200	0.200	0.200	0.200	0.000
106.00	4	0.40	1.30	0.200	0.200	0.200	0.200	0.000
107.00	4	0.45	1.35	0.200	0.200	0.200	0.200	0.000
108.00	4	0.50	1.40	0.200	0.200	0.200	0.200	0.000
109.00	4	0.55	1.45	0.200	0.200	0.200	0.200	0.000
110.00	4	0.60	1.50	0.200	0.200	0.200	0.200	0.000

Tabla 4.10. Costos de mano de obra en seco

Categoría	Artes	Extracción	Extracción	Extracción	Extracción	Extracción	Extracción
Extracción a mano para en material común, en seco	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
Extracción con equipo para cargas en material común, en seco	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
Extracción en seco para cargas, en seco, zona B	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
Planteo y limpieza de 50% de terreno con material producto de excavación	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
Refuerzo a volutas con material producto de excavación	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
Refuerzo con concreto de 50% Proctor con material producto de excavación	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
Estimado y transporte de material producto de excavación	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00

Tabla 4.11. Costos de mano de obra en seco

Categoría	Artes	Extracción	Extracción	Extracción	Extracción	Extracción	Extracción
101.00	4	0.00	1.91	0.200	0.140	0.200	0.200
102.00	4	0.10	1.10	0.200	0.200	0.200	0.200
103.00	4	0.25	1.14	0.200	0.200	0.200	0.200
104.00	4	0.30	1.20	0.200	0.200	0.200	0.200
105.00	4	0.35	1.25	0.200	0.200	0.200	0.200
106.00	4	0.40	1.30	0.200	0.200	0.200	0.200
107.00	4	0.45	1.35	0.200	0.200	0.200	0.200
108.00	4	0.50	1.40	0.200	0.200	0.200	0.200
109.00	4	0.55	1.45	0.200	0.200	0.200	0.200
110.00	4	0.60	1.50	0.200	0.200	0.200	0.200

Tabla 4.12. Costos de mano de obra en seco

Categoría	Artes	Extracción	Extracción	Extracción	Extracción	Extracción	Extracción
4	0.10	0.20	0.30	0.40	0.50	0.60	0.70
5	0.15	0.30	0.45	0.60	0.75	0.90	1.05
6	0.20	0.40	0.60	0.80	1.00	1.20	1.40
7	0.25	0.50	0.75	1.00	1.25	1.50	1.75
8	0.30	0.60	0.90	1.20	1.50	1.80	2.10
9	0.35	0.70	1.05	1.40	1.75	2.10	2.45
10	0.40	0.80	1.20	1.60	2.00	2.40	2.80
11	0.45	0.90	1.35	1.80	2.25	2.70	3.15
12	0.50	1.00	1.50	2.00	2.50	3.00	3.50
13	0.55	1.10	1.65	2.20	2.75	3.30	3.80
14	0.60	1.20	1.80	2.40	3.00	3.60	4.20
15	0.65	1.30	1.95	2.60	3.25	3.90	4.60
16	0.70	1.40	2.10	2.80	3.50	4.20	5.00
17	0.75	1.50	2.25	3.00	3.75	4.50	5.40
18	0.80	1.60	2.40	3.20	4.00	4.80	5.80
19	0.85	1.70	2.55	3.40	4.25	5.10	6.20
20	0.90	1.80	2.70	3.60	4.50	5.40	6.60

Tabla 4.13. Costos de mano de obra en seco

Categoría	Artes	Extracción	Extracción	Extracción	Extracción	Extracción	Extracción
101.00	4	0.00	1.91	0.200	0.140	0.200	0.200
102.00	4	0.10	1.10	0.200	0.200	0.200	0.200
103.00	4	0.25	1.14	0.200	0.200	0.200	0.200
104.00	4	0.30	1.20	0.200	0.200	0.200	0.200
105.00	4	0.35	1.25	0.200	0.200	0.200	0.200
106.00	4	0.40	1.30	0.200	0.200	0.200	0.200
107.00	4	0.45	1.35	0.200	0.200	0.200	0.200
108.00	4	0.50	1.40	0.200	0.200	0.200	0.200
109.00	4	0.55	1.45	0.200	0.200	0.200	0.200
110.00	4	0.60	1.50	0.200	0.200	0.200	0.200

Tabla 4.14. Costos de mano de obra en seco

FALTA DE ORIGEN

Costos de la alternativa No 1				
Acueducto Tasquillo- Zimapán				
Concepto	Unidad	Cantidad	Precio unitario	Importe
1) Obra de captación				
Pozo profundo	m	150	\$ 5,000 00	\$ 750,000 00
Equipamiento de pozo	HP	45	\$ 4,500 00	\$ 202,500 00
Casas de cloración	Us	327	\$ 4,000 00	\$ 1,308,000 00
			Total	\$ 1,083,300.00
2) Conducción pozo El vivero -P.B.1				
Tubería 8" AC clase A-10	m	2560	\$ 348 24	\$ 891,494 40
			Total	\$ 891,494.40
3) Planta de bombeo P.B.1				
Obra civil	m ²	150	\$ 1,300 00	\$ 195,000 00
Equipamiento electromecánico	HP	110	\$ 4,500 00	\$ 495,000 00
			Total	\$ 690,000.00
4) Conducción P.B.1 -P.B.2				
Tubería 8 5/8", ASTM A-53 G B	m	2300	\$ 611 99	\$ 1,407,577 00
			Total	\$ 1,407,577.00
5) Planta de bombeo P.B.2				
Obra civil	m ²	150	\$ 1,300 00	\$ 195,000 00
Equipamiento electromecánico	HP	110	\$ 4,500 00	\$ 495,000 00
			Total	\$ 690,000.00
6) Conducción P.B.2 -T.C.R				
Tubería 8 5/8", ASTM A-53 G B	m	1640	\$ 611 99	\$ 1,003,663 60
			Total	\$ 1,003,663.60
7) Tanque de cambio de régimen				
Obra civil y fontanería	m ²	12	\$ 12,500 00	\$ 150,000 00
			Total	\$ 150,000.00
8) Conducción T.C.R. -C.R.P				
Tubería 8" AC clase A-7	m	4000	\$ 292 61	\$ 1,170,440 00
Tubería 6" AC clase A-7	m	1250	\$ 239 98	\$ 299,975 00
			Total	\$ 1,470,415.00
9) Caja rompedora de presión (C.R.P.)				
Obra civil y fontanería	m ²	10	\$ 8,640 00	\$ 86,400 00
			Total	\$ 86,400.00
10) Conducción C.R.P -Tanque Llano Norte				
Tubería 8" AC clase A-7	m	1550	\$ 239 98	\$ 371,969 00
Tubería 8 5/8" ASTM A-53 G B	m	10000	\$ 611 69	\$ 6,119,800 00
			Total	\$ 6,491,869.00
Costo total de la alternativa				\$ 13,964,719.00

Tabla 4 15

Costos de la alternativa No 2				
Planta potabilizadora El Muhi				
Concepto	Unidad	Cantidad	Precio unitario	Importe
1) Obra de captación				
Equipamiento de pozo	HP	85	\$ 3,000 00	\$ 255,000 00
			Total	\$ 255,000.00
2) Planta potabilizadora				
Construcción e instalación	Us	327	\$ 800,000 00	\$ 261,600,000 00
			Total	\$ 261,600,000.00
Costo total de la alternativa				\$ 261,615,000.00

Tabla 4 16

FALTA DE ORIGEN

Costos de la alternativa No 3

Acueducto Bando- Tanque Llano Norte				
Concepto	Unidad	Cantidad	Precio unitario	Importe
1) Obra de captación				
Caja colector	m ²	5	\$ 6,500 00	\$ 32,500 00
Equipamiento	HP	113	\$ 4,500 00	\$ 509,500 00
Caseta de cloración	lvs	14	\$ 4,000 00	\$ 56,000 00
		Total		\$ 597,500 00

2) Línea de energía				
Línea de alta tensión	Km	8	\$ 150,000 00	\$ 1,200,000 00
		Total		\$ 1,200,000 00

3) Caminos de acceso				
Camino para obra y mantenimiento	Km	1.5	\$1,025,689 15	\$ 1,538,533 73
		Total		\$ 1,538,533 73

4) Conducción manantial Bando - T.C.R.				
Tubería 6 5/8", ASTM A-53 G B	m	1300	\$ 478 13	\$ 621,569 00
		Total		\$ 2,160,102 73

5) Tanques de cambio de régimen				
Obra civil y fontanería	m ²	5	\$ 12,500 00	\$ 62,500 00
		Total		\$ 62,500 00

6) Conducción T.C.R. - C.R.P.				
Tubería 6 5/8", ASTM A-53 G B	m	3450	\$ 478 13	\$ 1,649,548 50
Tubería 4", ASTM A-53 G B	m	450	\$ 332 87	\$ 149,791 50
		Total		\$ 1,799,340 00

7) Caja reemplazadora de presión (C.R.P.)				
Obra civil y fontanería	m ²	4	\$ 8,640 00	\$ 34,560 00
		Total		\$ 34,560 00

8) Conducción C.R.P. - Tanque Llano Norte				
Tubería 6" AC clase A-14	m	4400	\$ 337 90	\$ 1,496,760 00
Tubería 4" AC clase A-14	m	595	\$ 191 05	\$ 113,674 75
		Total		\$ 1,600,434 75

Total				\$ 8,992,471 20
-------	--	--	--	-----------------

Acueducto Alvaro Obregón- Tanque Llano Norte				
Concepto	Unidad	Cantidad	Precio unitario	Importe
1) Obra de captación				
Equipamiento de pozo	HP	50	\$ 4,500 00	\$ 225,000 00
Caseta de cloración	lvs	12	\$ 4,000 00	\$ 48,000 00
		Total		\$ 273,000 00

2) Conducción pozo Alvaro Obregón - Tanque Llano Norte				
Tubería 6" AC clase A-14	m	5300	\$ 337 90	\$ 1,790,870 00
		Total		\$ 1,790,870 00

Total				\$ 2,063,870 00
-------	--	--	--	-----------------

Acueducto Multi- Alvaro Obregón				
Concepto	Unidad	Cantidad	Precio unitario	Importe
1) Obra de captación				
Equipamiento de pozo	HP	50	\$ 4,500 00	\$ 225,000 00
		Total		\$ 225,000 00
2) Conducción pozo El Multi- Tanque Alvaro Obregón.				
Tubería 6" AC clase A-7	m	5800	\$ 239 98	\$ 1,391,884 00
		Total		\$ 1,391,884 00

Total				\$ 1,616,884 00
-------	--	--	--	-----------------

Planta potabilizadora Zimspán II				
Concepto	Unidad	Cantidad	Precio unitario	Importe
1) Planta potabilizadora				
Construcción e instalación	lvs	8 7	\$ 800,000 00	\$ 5,360,000 00
		Total		\$ 5,360,000 00

Costo total de la alternativa				\$18,033,226 20
-------------------------------	--	--	--	-----------------

Tabla 4.1.1

TESIS CON FALLA DE ORIGEN

4.3.6. Evaluación económica.

Para conocer cual de las alternativas planteadas resulta ser más viable en términos económicos, es necesario realizar una evaluación que nos permita conocer la ventaja de cada una, por ello se requiere el uso de un procedimiento que permita evaluar las alternativas en igualdad de circunstancias, por ese motivo se opta por el modelo de valor presente, el cual considera que cantidades iguales de dinero no tienen el mismo valor, si se encuentran en puntos diferentes a lo largo del tiempo.

El modelo de valor presente permite determinar la equivalencia en el tiempo cero de los flujos de efectivo futuros que genera un proyecto, para ello considera que el dinero produce un cierto interés, cuando se invierte por un cierto periodo de tiempo, de aquí puede apreciarse que un peso que se reciba en el futuro

valdrá menos que un peso que se tenga actualmente, esta relación entre interés y tiempo es la que lleva al concepto del valor del dinero a través del tiempo.

Se considera que el interés es la renta que se gana al invertir el dinero y su principal característica es que los intereses a su vez generan intereses "interés compuesto". Se presenta de manera esquemática el modelo de valor presente en la figura 4.12.

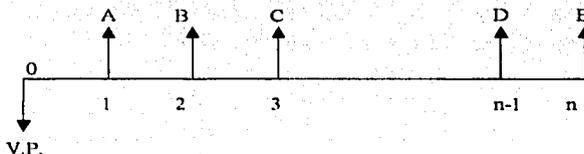


Figura 4 13. Modelo de valor presente

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

La figura anterior es un diagrama que relaciona una cantidad en el presente con una serie de flujos de efectivo en el futuro. Para determinar la equivalencia en el tiempo cero de estos flujos al final de cada período durante n períodos se obtiene la siguiente ecuación:

$$V.P. = A \frac{1}{(1+i)} + B \frac{1}{(1+i)^2} + C \frac{1}{(1+i)^3} + \dots + D \frac{1}{(1+i)^{n-1}} + E \frac{1}{(1+i)^n}$$

La fórmula anterior considera el valor del dinero a través del tiempo al seleccionar un valor adecuado de i .

En la evaluación económica se toman en cuenta todos los costos que se generan en cada alternativa, estos costos están integrados por la inversión inicial obtenidos en el subcapítulo 4.3.5 y los costos de operación y mantenimiento que deberán ser analizados para cada una de las alternativas que se han presentado.

Se presenta el análisis de los costos de operación y mantenimiento para las alternativas descritas.

Costos de operación.

Costo de los reactivos utilizando la tecnología con alúmina activada

Reactivo	Dosificación		Costo	
	(mg/l)	(Kg/m ³)	(\$/Kg)	(\$/m ³)
NaOH	5	0.005	10.4	0.05
HCl	1.3	0.0013	3.38	0.00
NaOCl	4	0.004	3.1	0.01
Al ₂ O ₃	15	0.015	31.6	0.47
			Total	0.54

Tabla 4.16 Costo de reactivos en el proceso

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

Costos anuales de personal para las alternativas 1, 2 y 3.

Acueducto Tasquillo- Zimapan

Personal	Salario base (\$)	U.S.R.	Salario real (\$)	Salario anual (\$)	Cantidad de personal por año	Costo anual (\$ año)
Operador de bomba	59 25	1 571	93 08	33974 8	6 00	203 85
Electromecánico	177 30	1 571	278 54	101666 5	0 50	50 83
Químico	177 30	1 571	278 54	101666 5	0 15	15 25
Ingeniero Sup.	250 00	1 571	392 75	143353 8	0 50	71 68
					Total	341 61

Tabla 4 19 Costos de personal (alternativa 1)

Planta potabilizadora de arsénico (El Muhi)

Personal	Salario base (\$)	U.S.R.	Salario real (\$)	Salario anual (\$)	Cantidad de personal por año	Costo anual (\$ año)
Vigilante	52 10	1 571	81 85	29874 9	3	89 62
Operador-Mecánico	120 00	1 571	188 52	68809 8	3	206 43
Electromecánico	177 30	1 571	278 54	101666 5	0 5	50 83
Químico	177 30	1 571	278 54	101666 5	0 5	50 83
Ingeniero Supervisor	250 00	1 571	392 75	143353 8	0 5	71 68
					Total	469 4

Tabla 4 20 Costos de personal (alternativa 2)

Combinación de fuentes

Personal	Salario base (\$)	U.S.R.	Salario real (\$)	Salario anual (\$)	Cantidad de personal por año	Costo anual (\$ año)
Vigilante	52 10	1 571	81 85	29874 9	3 00	89 62
Operador-Mecánico	120 00	1 571	188 52	68809 8	3 00	206 43
Electromecánico	177 30	1 571	278 54	101666 5	0 80	81 33
Químico	177 30	1 571	278 54	101666 5	0 75	76 25
Ingeniero Supervisor	250 00	1 571	392 75	143353 8	0 75	107 52
Operador de bomba	59 25	1 571	93 08	33974 8	6 00	203 85
					Total	765 0

Tabla 4 21 Costos de personal (alternativa 3)

TESIS CON FALLA DE ORIGEN

Costo de la energía eléctrica.

Tarifa : H-M Región : Sur

Análisis del costo de Energía Eléctrica

Del primer domingo de abril al sábado anterior al último domingo de octubre.

Día de la semana	Energía	Hrs/Día	Día/semana	\$/KWh	\$ semana
Lunes a viernes	Punta	2	5	1.50	15.03
	Intermedia	16	5	0.47	37.56
	Base	6	5	0.39	11.70
Sábado	Punta	0	1	1.50	0.00
	Intermedia	17	1	0.47	7.98
	Base	7	1	0.39	2.73
Domingo	Punta	0	1	1.50	0.00
	Intermedia	5	1	0.47	2.35
	Base	19	1	0.39	7.41
Cargo por energía total / semana					84.76

Del último domingo de octubre al sábado anterior al primer domingo de abril.

Día de la semana	Energía	Hrs/Día	Día/semana	\$/KWh	\$ semana
Lunes a viernes	Punta	4	5	1.50	30.06
	Intermedia	14	5	0.47	32.87
	Base	6	5	0.39	11.70
Sábado	Punta	2	1	1.50	3.01
	Intermedia	14	1	0.47	6.57
	Base	8	1	0.39	3.12
Domingo	Punta	0	1	1.50	0.00
	Intermedia	6	1	0.47	2.82
	Base	18	1	0.39	7.02
Cargo por energía total / semana					97.16

Cargo por demanda / KWh / mes	81.21
--------------------------------------	--------------

Cargo ponderado del KWh	0.54
Cargo ponderado del KWh por demanda	0.11
Cargo ponderado total del KWh	0.65

Tabla 4.22 Costo de la energía eléctrica (CFE) año 2000

TESIS CON
 FALLA DE ORIGEN

Costo de la energía eléctrica para las plantas potabilizadoras:

como un HP= 0.7475 Kw/h, el consumo de energía eléctrica en un año queda definido por la ecuación:

$$E = P \cdot 0.7475 \cdot 8760$$

Costo de la energía eléctrica para las plantas potabilizadoras:

$$\frac{325 \text{Kwh} / AF - \text{año}}{1233 \text{m}^3 / AF - \text{año}} = 0.26 \text{Kwh} / \text{m}^3 \cdot \$0.65 / \text{Kwh} = \$0.17 / \text{m}^3$$

Dado que el agua requiere un tratamiento previo antes de ser ingresada al sistema, se presentan los costos de potabilización, utilizando gas cloro.

Reactivo	(mg/l)	(Kg/m ³)	(\$/Kg)	(\$/m ³)
NaOCl	5	0.005	4.5	0.00225
Total				0.0225

Costos de mantenimiento.

El mantenimiento se estima en un 20% del costo del reequipamiento de los pozos y de la plantas potabilizadoras distribuidos uniformemente en su vida útil, obteniéndose así los costos siguientes:

Alternativa 1 (Acueducto Tasquillo- Zimapán).

Concepto	Costo (miles \$)
Reequipamiento del pozo El Vivero	\$150
Reequipamiento de la planta P B 1	\$312.5
Reequipamiento de la planta P B 2	\$312.5
Total	\$775

FALLA DE ORIGEN.

Costo anual por mantenimiento:

$$\frac{775 * 0.2}{10 \text{ años}} = \$15.5(\text{miles}) / \text{año}$$

Alternativa 2 (Planta El Muhi).

Concepto	Costo (miles \$)
Reequipamiento del pozo El Muhi	\$250
Reequipamiento de la planta	\$6400
Total	\$6650

Costo anual por mantenimiento:

$$\frac{6650 * 0.2}{10 \text{ años}} = \$133(\text{miles}) / \text{año}$$

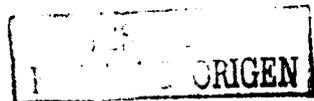
Alternativa 3 (Combinación de fuentes):

Concepto	Costo (miles \$)
Reequipamiento del pozo Alvaro Obregón	\$150
Reequipamiento del pozo El Muhi	\$150
Reequipamiento del manantial Bando	\$282.5
Reequipamiento de la planta	\$2240
Total	\$2822.5

Costo anual por mantenimiento:

$$\frac{2822.5 * 0.2}{10 \text{ años}} = \$56.45(\text{miles}) / \text{año}$$

* Todos los costos de personal, reactivos y mantenimiento están referidos al año 2000



Se presentan en las tablas 4.23, 4.24 y 4.25 los datos y valores obtenidos para cada alternativa, utilizando como base los costos obtenidos en el punto 4.3.4, dentro de dichas tablas resumen, se incluyen los volúmenes de agua al año que requiere la localidad, los costos de energía eléctrica, operación, mantenimiento y los costos de los reactivos en los procesos de potabilización del agua, también se presentan los costos por reequipamiento en cada alternativa para una vida útil de los equipos de diez años y al final de cada una de ellas se presentan los costos de inversión, operación y mantenimiento por metro cúbico para el tiempo cero (es decir a valor presente), esto último se hace con la finalidad de comparar cada alternativa y mostrar aquella que resulta ser más factible en términos económicos.

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

Evaluador económico: Abastecido Tesuajo Zimapan

Año	Población	Ciclo	Volumen anual	Horas de operación	Costo anual de energía eléctrica miles (\$)			Costo por operación		Costo anual de personal y mantenimiento miles (\$)		Requisitos (bombeo-motor) miles (\$)		Inversión	Costos de operación	Factor de actualización	Costos actualizados	Inversión actualizada	Volumen actualizado	
					Pico	P B 1	P B 2	miles (\$)	Personal	Mantenimiento	Pico	P B 1	P B 2							miles (\$)
2000	12549													13964.72	1.000		13964.72			
2001	12526	32.5	1025.70	24	191.81	458.86	458.86	23.08	341.61	15.5					1509.72	0.893	1347.96		915.81	
2002	12450	32.3	1018.43	24	190.45	455.54	455.54	22.81	341.61	15.5					1501.54	0.797	1197.02		811.88	
2003	12387	32.1	1010.79	24	189.02	452.04	452.04	22.74	341.61	15.5					1493.96	0.792	1062.66		719.46	
2004	12312	31.8	1002.66	24	187.50	458.33	458.33	22.56	341.61	15.5					1483.03	0.636	843.20		637.21	
2005	12234	31.5	994.32	23	185.94	454.51	454.51	22.37	341.61	15.5					1474.45	0.567	838.64		564.20	
2006	12156	31.3	985.95	23	184.36	450.67	450.67	22.18	341.61	15.5					1464.99	0.557	742.21		499.49	
2007	12078	31.0	977.53	23	182.80	448.84	448.84	21.99	341.61	15.5					1455.58	0.452	658.43		442.18	
2008	12000	30.7	969.08	23	181.22	442.98	442.98	21.80	341.61	15.5					1446.09	0.454	584.05		391.45	
2009	11923	30.5	960.62	23	179.67	439.20	439.20	21.62	341.61	15.5					1436.81	0.361	518.13		346.48	
2010	11846	30.2	952.14	22	178.16	435.51	435.51	21.44	341.61	15.5	150	312.5	312.5	775	1427.73	0.322	459.69	249.53	306.76	
2011	11770	30.0	944.84	22	176.69	431.90	431.90	21.26	341.61	15.5					1418.05	0.267	407.89		271.62	
2012	11695	29.7	937.12	22	175.24	428.37	428.37	21.09	341.61	15.5					1408.17	0.251	361.96		242.53	
2013	11620	29.5	929.56	22	173.83	424.81	424.81	20.92	341.61	15.5					1400.58	0.229	321.23		213.53	
2014	11546	29.2	922.31	22	172.47	421.60	421.60	20.75	341.61	15.5					1393.23	0.209	285.14		189.72	
2015	11473	29.0	915.34	22	171.17	418.41	418.41	20.58	341.61	15.5					1386.20	0.183	253.16		167.23	
2016	11401	28.8	908.54	21	169.90	415.30	415.30	20.44	341.61	15.5					1378.05	0.163	224.79		148.20	
2017	11330	28.6	902.02	21	168.68	412.32	412.32	20.30	341.61	15.5					1370.73	0.146	194.84		131.37	
2018	11261	28.4	895.78	21	167.51	409.47	409.47	20.15	341.61	15.5					1363.71	0.130	177.34		116.49	
2019	11263	28.2	889.81	21	166.39	406.76	406.76	20.02	341.61	15.5					1357.01	0.116	157.56		103.31	
2020	11271	28.0	884.24	21	165.35	404.20	404.20	19.90	341.61	15.5	150	312.5	312.5	775	1350.75	0.104	140.03	80.34	81.67	
																	10878.52	14294.59	7307.05	

Costo por m³ de inversión \$ 1.96
 Costo por m³ de operación y mantenimiento \$ 1.49
 Costo total por m³ \$ 3.45

Tabla 4.21

LABOR CON
 FUENTE DE ORIGEN

Los valores obtenidos en las tablas anteriores muestran los resultados en cuanto al costo de las tres alternativas propuestas para resolver las necesidades de agua potable de la localidad, se presenta un resumen de estos resultados en la tabla siguiente:

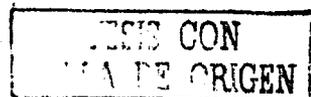
Alternativa	Costo inicial (miles \$)	Inversión (miles \$)	Operación y mantenimiento (miles \$)	Costo total (miles \$)	Costo de agua (m ³)	Índice de costos
1	327	14294.59	10878.52	25173.11	3.45	1.00
2	327	29245.51	12268.61	41514.12	5.68	1.65
3	327	19234.59	13543.42	32778.01	4.49	1.30

Tabla 4.26. Costo promedio de agua por m³ para cada alternativa

4.4. Selección de la mejor alternativa para el abastecimiento de agua potable.

Una vez que se han llevado a cabo las evaluaciones económica y técnica de las alternativas, es posible determinar cual de ellas representa la mejor elección para satisfacer las necesidades de abastecimiento de agua potable de la cabecera municipal, considerando los costos de inversión, operación y mantenimiento, así como las ventajas que representa su construcción.

De acuerdo al análisis económico realizado la alternativa que presenta los costos de inversión, operación y mantenimiento así como el costo por m³ de agua más bajo, es la número uno (acueducto Tasquillo-Zimapán) y según a la información presentada en la tabla 4.26, está alternativa presenta un costo total menor, del 65% y 30% que las alternativas dos y tres respectivamente, lo que refleja que es la mejor opción hablando en términos económicos.



En cuanto a lo referente al análisis técnico, la alternativa que representa las mejores ventajas para cubrir las necesidades de la cabecera municipal de Zimapán debido al beneficio social que presenta y a las características para su realización es la número uno (acueducto Tasquillo- Zimapán), ya que requiere para su construcción de tecnología convencional.

En conclusión, la alternativa que presenta las mejores ventajas económicas y técnicas para su elaboración, es la construcción del acueducto Tasquillo- Zimapán, por lo que en el siguiente capítulo se llevará a cabo el anteproyecto hidráulico de dicho acueducto.

CAPITULO 5

Anteproyecto del acueducto Tasquillo- Zimapán.

En tu breve nombre llevas la esperanza que has de dar a los hombres. Cuidemos tu paso por la tierra, para que sigas siendo parte de la vida.

Luis Ricardo Tamariz Rodríguez
Subgerencia de Relaciones Interinstitucionales y Cultura del Agua

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

5.1. Datos del anteproyecto.

En el capítulo anterior se determinó que la alternativa más viable para satisfacer las necesidades de agua potable de la cabecera municipal de Zimapán, es la construcción de un acueducto que permita conducir el recurso existente localizado en la localidad de Tasquillo hasta la cabecera municipal de Zimapán, por medio de la captación de las aguas subterráneas del acuífero Tasquillo, a través de un pozo profundo cuyo caudal máximo comprobado es de 106 l/s.

Como objetivos fundamentales se requiere revisar el crecimiento poblacional basado en las tasas de crecimiento determinadas del estudio elaborado por CONAPO, verificar la demanda de agua requerida para satisfacer las necesidades de la cabecera municipal de Zimapán y de aquellas localidades que pudieran beneficiarse con la construcción del acueducto, y verificar el trazo preliminar con base en las cartas topográficas de INEGI escala 1:50 000.

5.1.1. Población del anteproyecto.

De acuerdo al trazo preliminar las localidades que se beneficiarían con la construcción del acueducto Tasquillo- Zimapán son: Cuaxithi, Doxthi, El Aguacalito, El Cuarto, El Rodeo, El Tablón (Vicente Guerrero), Tinte, Xitha primero, Lázaro Cárdenas, Tlalpan, La Cruz y Xindhó.

Para dotar de agua potable a las localidades anteriores, se requiere conocer la población a satisfacer en cada una de ellas, por esta razón resulta necesario proyectar la población de estas localidades utilizando el método de interés compuesto descrito en el capítulo tres, en la tabla 5.1 se presentan las poblaciones resultantes para un horizonte de planeación de veinte años.

Localidad	2000	2005	2010	2015	2020
	Tc (%)	-0.57	-0.64	-0.56	-0.51
Zimapán	12389	12040	11660	11317	11033
Cuaxtli	110	107	104	100	98
Doxthi	158	154	149	144	141
El Aguacabito	230	224	216	210	205
El Cuarto	385	374	362	352	343
El Muhl	200	194	188	183	178
El Rodeo	73	71	69	67	65
El Tablón	184	179	173	168	164
Tinte	183	178	172	167	163
Xitla pnmero	178	173	168	163	159
Lázaro Cárdenas	1610	1565	1515	1471	1434
Tlalpan	424	412	399	387	378
La Cruz	34	33	32	31	30
Xindó	737	716	694	673	656
Total	16895	16419	15900	15434	15046

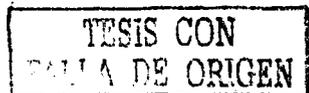
Tabla 5.1 Proyección poblacional de Zimapán y localidades beneficiadas

5.1.2. Gastos de diseño.

Una vez que ha sido obtenida la población a satisfacer, se determinan los gastos de diseño, siguiendo la metodología descrita en el capítulo tres.

Debido a que no se cuenta con micromedición a partir de la cual se puedan determinar los consumos que la población realiza, se toma como dotación media para las localidades beneficiadas la señalada en el Manual de diseño de agua potable, alcantarillado y saneamiento de la CNA, siendo esta de 100 l/hab/día, asimismo se obtiene que los coeficientes de variación diaria y horaria para localidades rurales presentan un valor de 1.2 y 1.5.

En la tabla 5.2 se muestra el requerimiento de agua en forma desglosada de cada una de las localidades que serán abastecidas por el acueducto Tasquillo- Zimapán.



Localidad	Población (habitantes)		Dotación (l/hab/día)	Gastos (l/s)		
	Actual 2000	Futura 2020		Medio	Máximo diario	Máximo horario
Zimapan	12389	11033	210	30.1	31.96	49.53
Cuaxtli	110	98	100	0.13	0.15	0.23
Doxthi	158	141	100	0.18	0.22	0.33
El Aguacabito	230	205	100	0.27	0.32	0.48
El Cuarto	385	343	100	0.45	0.53	0.80
El Muni	200	178	210	0.49	0.68	1.05
El Rodeo	73	65	100	0.08	0.10	0.15
El Tablón	184	164	100	0.21	0.26	0.38
La Cruz	34	30	100	0.04	0.05	0.07
Lazaro Cárdenas	1610	1434	100	1.86	2.24	3.35
Tinthe	183	163	100	0.21	0.25	0.38
Tlalpan	424	378	100	0.49	0.59	0.88
Xindó	737	656	100	0.85	1.02	1.54
Xitha primero	178	159	100	0.21	0.25	0.37
Total	16895	15046		35.6	38.6	59.6

Tabla 5.2 Gastos de diseño del acueducto Tasquillo-Zimapan

Considerando los valores obtenidos en las tablas 5.1 y 5.2 se presentan a continuación los datos básicos de diseño.

Captación	Pozo profundo
Ubicación	Acuífero Tasquillo
Conducción	Bombeo y gravedad
Población actual (2000)	16895 habitantes
Población de anteproyecto (2020)	15046 habitantes
Gasto medio	35.6 l/s
Gasto máximo diario	38.6 l/s
Gasto máximo horario	59.6 l/s
Cvd zona urbana	1.44
Cvh zona urbana	1.55
Cvd zona rural	1.2
Cvh zona rural	1.5

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

Los datos anteriores muestran que la capacidad del acueducto planteada en el capítulo cuatro deberá ser incrementada 5.9 l/s, pues ese gasto es el que demandan las localidades adyacentes al trazo de la conducción, por esta razón se requiere llevar a cabo una reevaluación del trazo propuesto en la alternativa, considerando para ello la topografía de la zona y la ubicación de cada una de las localidades.

5.2. Topografía.

Para la recopilación de información se recurrió a dependencias como el Instituto Nacional de Estadística Geografía e Informática, el Gobierno del Estado de Hidalgo y la Comisión Nacional del Agua.

Para definir el nuevo trazo que deberá seguir el acueducto se trazaron sobre cartas del INEGI escala 1:50 000 varias opciones apoyadas en el trazo preliminar obtenido en el capítulo anterior. Una vez realizada esta actividad, se llevaron a cabo varios recorridos para observar las complicaciones que se pudieran presentar durante la construcción, como son cruzamientos con el río Tula, barrancas y la carretera federal 85 Tasquillo- Zimapán.

Con el trazo del acueducto, se iniciaron los levantamientos topográficos, empleando para ello distanciómetro y nivel fijo para la altimetría.

El punto de partida para dichos trabajos, es donde se encuentra la perforación del pozo El vivero, cuyas coordenadas son $x= 466\ 509.65$, $y= 2\ 271\ 572.585$, a la elevación 1640 msnm.

Al inicio del trazo se realizó una orientación astronómica y posteriormente a cada 5 kilómetros con la finalidad de tener un control, también se colocaron como referencia 10 P.i's; asimismo se realizaron levantamientos de detalle, de los cruzamientos con el río Tula y la carretera federal 85 Tasquillo-Zimapán, así como de los sitios donde se ubicarán las cajas de cambio de régimen y estaciones de bombeo.



Para el control de la altimetría se dejaron bancos de nivel a cada 500 m en sitios inamovibles; para dar elevación a dichos bancos, se hicieron nivelaciones diferenciales, es decir de ida y vuelta.

Una vez definido el trazo, se optó por una solución específica para los cruzamientos, pues se aprecia que el paso por el río Tula presenta una gran dificultad para ser cruzado por el puente Tasquillo durante el proceso constructivo, además de representar mayor riesgo para su mantenimiento, conservación y una complejidad en los trámites de permiso ante la Secretaría de Comunicaciones y Transportes (SCT) para su ejecución, por lo que la mejor opción es hacer pasar el "Puente de Piedra", mismo que ofrece mayores ventajas durante la construcción, conservación y mantenimiento, adicionalmente se observa que el terreno es de tipo lomerío suave sin quiebres horizontales y solo uno vertical, que es donde se ubicará la primera estación de bombeo kilómetro 6+086, elevación 1664.45 msnm, en este sitio se tiene acceso libre para su conservación y la línea de alta tensión se encuentra a escasos metros del trazo; posteriormente se entronca con la carretera federal sin cruzarla y continua por un costado hasta encontrar nuevamente el camino antiguo donde se ubicará la segunda estación de bombeo kilómetro 8+340 elevación 1852.88 msnm, la línea de alta tensión se encuentra muy cerca de este último punto.

Siguiendo el trazo por el camino antiguo cruzando la carretera federal kilómetro 12+620 elevación 2034.13 msnm, se propone la construcción del tanque de cambio de régimen, que será ubicado en un predio libre conocido como "El Cuartel Militar", de aquí en adelante el acueducto funcionará por gravedad, siguiendo una línea recta hasta encontrar nuevamente la carretera federal sin cruzarla, y es hasta la entrada a la comunidad "El Cuarto", donde se desvía para continuar por un camino revestido con quiebres bien definidos y llegar a la localidad de "Lázaro Cárdenas".

La línea de conducción después de pasar la localidad de "Lázaro Cárdenas", cruza una alcantarilla de la carretera a Zimapan, para ello será necesario romper el zampeado de piedra que tiene el piso de la misma y enterrar la tubería hasta cubrir el lomo, posteriormente la línea de conducción entra a un camino recto y sin quiebres hasta "Xindhó" y de ahí hacia la localidad "El Muhi", continuando a partir de este punto hasta la entrega final "Tanque Llano Norte". En el plano correspondiente del subcapítulo 5.6 se presenta el trazo del acueducto en planta y perfil.

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

5.3. Fuente de abastecimiento.

El pozo El Vivero se encuentra ubicado dentro del acuífero Tasquillo, que está comprendido por la formación Tarango y que constituye la fuente de agua subterránea aprovechada por la mayoría de las captaciones existentes de la zona, este pozo fue inspeccionado por la CNA y el organismo operador de agua y saneamiento del estado de Hidalgo el 18 de octubre de 1991.

5.3.1. Características de la captación.

- a) Elevación a 1640 msnm
- b) Diámetro superficial del ademe 14"
- c) Nivel Estático 8 metros
- d) Nivel dinámico 15.36 metros
- e) Gasto máximo aforado 106.08 l/s
- f) Tiempo de recuperación del nivel estático 9 minutos
- g) Tiempo de aforo 30 horas
- h) Tipo de agua encontrada; limpia cristalina

Considerando el estudio realizado al pozo El Vivero, se concluye lo siguiente:

- 1) Mecánicamente la obra se encuentra en buenas condiciones de operación ya que no se detecta ningún colapso, fisura u ovalamiento en la tubería del ademe que pudiera poner en peligro la estabilidad del pozo.
- 2) El pozo es objeto de un alto grado de incrustación desde el nivel estático hasta la profundidad libre inspeccionada lo cual obstruye el libre drenado de agua al interior del pozo.
- 3) La cantidad de azolve acumulado en el interior del pozo es desconocida debido a que se desconoce la profundidad original de construcción.

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

Se presenta en la figura 5.1 la composición del pozo El vivero y en la figura 5.2 la curva de aforo del pozo.

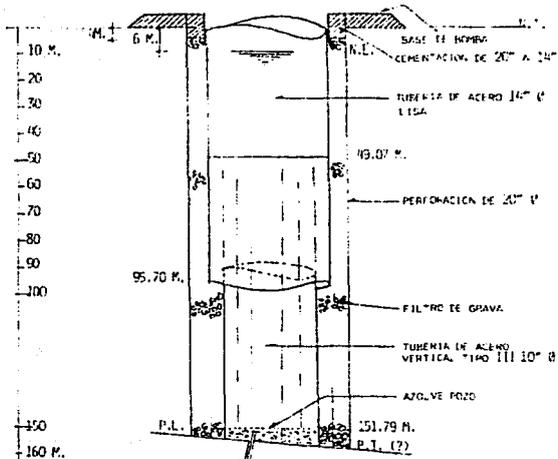


Figura 5.1. Composición del Pozo El vivero.

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

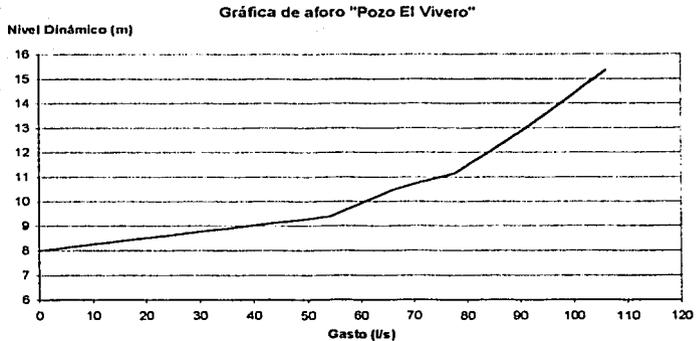


Figura 5.2. Curva de aforo del Pozo El vivero.

5.3.2. Calidad del agua.

La Secretaría de Salud establece por medio de la Norma Oficial Mexicana NOM-127-SSA-1994, los límites permisibles de calidad de agua en cuanto a sus características biológicas, físicas, organolépticas, químicas y elementos radiactivos, así como los tratamientos de potabilización de agua para uso y consumo humano, que deben cumplir los sistemas de abastecimiento públicos y privados o cualquier persona física o moral que la distribuya, en todo el territorio nacional.

Para las nuevas fuentes de abastecimiento es necesario realizar un análisis de la calidad de agua considerando los límites permisibles establecidos en la Norma Oficial Mexicana, es por ello que se presenta en la tabla 5.3 el estudio de calidad de agua del pozo El Vivero.



Parámetros	Resultado	Permisible	Parámetros	Resultado	Permisible
Coliformes totales	20 <	2 NMP/100 ml	Arsénico (ppm)	0.0020	0.050
Coliformes fecales	0.0	Cero UFC/100 ml	Hierro total (ppm)	0.10	0.30
Color	5.0	15 unidades de color en la escala de platino	Manganeso total (ppm)	0.064	0.10
Olor	Inodora	Agradable	Plomo total (ppm)	0.010	0.025
Turbiedad	2.0	5.0 U.T.N	Conductividad (uSiem/cm)	314.0	No existe
Dureza total (ppm CaCO ₃)	114.0	500.0	pH (U)	7.6	6.5-8.5
Dureza de no carbonatos (ppm CaCO ₃)	< 5.0	No existe	Sulfatos (ppm)	51.0	400
Dureza de carbonatos (ppm CaCO ₃)	144.0	No existe	Silice total (ppm)	52.96	No existe
Materias incrustantes (ppm CaCO ₃)	232.3	No existe	Alcalinidad a la Fenolftaleína (ppm CaCO ₃)	< 5.0	No existe
Dureza cálcica (ppm CaCO ₃)	100.0	No existe	Alcalinidad total	220.0	300
Calcio (ppm)	40.059	No existe	Alcalinidad de carbonatos (ppm CaCO ₃)	< 5.0	No existe
Dureza magnésica (ppm CaCO ₃)	44.0	No existe	Alcalinidad de bicarbonatos (ppm CaCO ₃)	220.0	No existe
Magnesio (ppm)	17.685	No existe			

Tabla 5.3 Calidad del agua proveniente del pozo El vivero

Con los resultados del análisis es posible concluir que el agua proveniente del pozo El vivero es de buena calidad, pues cumple con los parámetros establecidos por la NOM-127-SSA-1994, requiriendo únicamente un tratamiento a base de cloro para la desinfección.

5.4. Diseño hidráulico y funcional del acueducto.

El abastecimiento de agua a un poblado se logra mediante el transporte de este importante líquido desde la fuente de abastecimiento hasta un sitio ubicado en el poblado para su posterior distribución.

Las obras de conducción forman parte de un sistema de agua potable que de acuerdo a su diseño tienen un impacto económico en la operación del mismo.

**TESIS CON
FALLA DE ORIGEN**

Entre los aspectos más importantes para el diseño de conducciones se pueden señalar los siguientes:

- 1) Para el cálculo de las pérdidas de energía por conducción se recomienda el uso de la ecuación de Darcy -Weisbach y una ecuación modificada de Colebrook- White con una presentación explícita.
- 2) Se considera el dimensionamiento de las estructuras, que permiten el adecuado funcionamiento de la conducción (cárcamos de bombeo, tanques de cambio de régimen y cajas rompedoras de presión).
- 3) Se indican los factores que influyen en los transitorios y se proporcionan los criterios y procedimientos de selección y dimensionamiento de los dispositivos de control.
- 4) En el diseño de la conducción en régimen permanente y transitorio se considera la operación de las bombas y la política de servicio de la conducción, caso que toma principal importancia cuando operan simultáneamente varios equipos de bombeo o existen derivaciones a varios poblados.

A continuación se presenta el cálculo del diseño de la conducción considerando dos casos, en el primero de ellos se lleva a cabo un análisis en régimen permanente y en el segundo un análisis en régimen transitorio, asimismo se diseñarán las estructuras y se hará la selección de equipos de bombeo y piezas especiales para el adecuado funcionamiento del acueducto.

5.4.1. Análisis hidráulico de la conducción en régimen permanente.

Una línea de conducción es el conjunto integrado por tubos, estaciones de bombeo y dispositivos de control, que permiten el transporte del agua desde una sola fuente de abastecimiento, hasta un solo sitio donde será distribuida en condiciones adecuadas de calidad, cantidad y presión.

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

Existe una gran variedad de fórmulas para calcular la resistencia al flujo debido a la rugosidad de las paredes de la tubería, destacando entre ellas la fórmula de Hazen- Williams, Darcy- Weisbach y Chezy- Manning.

La fórmula de Hazen- Williams es probablemente la ecuación de pérdidas más utilizada en los sistemas de distribución de agua en los Estados Unidos y países anglosajones. Puede usarse para agua y otros líquidos, y fue desarrollada solamente para flujo turbulento. La fórmula de Darcy- Weisbach es la más correcta teóricamente. Se puede aplicar en cualquier régimen de flujo y para todos los líquidos. La fórmula de Chezy- Manning usualmente se emplea para el flujo en canales abiertos y en conductos a presión de gran diámetro.

Para el análisis hidráulico de la línea de conducción del acueducto se usará la fórmula de Darcy- Weisbach.

$$h_f = f \frac{L}{D} \frac{V^2}{2g}$$

donde:

h_f = pérdida de energía por fricción, en m

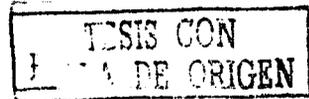
f = coeficiente de fricción (adimensional)

L = longitud de la tubería, en m

D = diámetro interno de la tubería, en m

V = velocidad media del flujo, en m/s

g = aceleración de la gravedad, en m/s^2



Se utilizan diferentes métodos para calcular el factor f , dependiendo del régimen del flujo:

- 1) Para flujo laminar ($Re < 2000$) utiliza la fórmula de Hagen- Poiseuille.
- 2) En flujo turbulento ($Re > 4000$) se utiliza la fórmula de Colebrook- White, pero por facilidad actualmente se usa la fórmula explícita de la ecuación de Swamee -Jain.
- 3) Cuando el flujo se encuentra en la zona de transición ($2000 < Re < 4000$), se realiza una interpolación de tipo cúbica en el diagrama de Moody.

El flujo en régimen turbulento es el caso que normalmente se presenta en los conductos de sistemas de agua potable. En este régimen de flujo, f depende del número de Reynolds y de la rugosidad relativa

$\frac{\epsilon}{D}$; sus valores se obtienen aplicando la ecuación de Colebrook- White:

$$\frac{1}{\sqrt{f}} = -2 \left(\frac{\epsilon/D}{3.71} + \frac{2.51}{Re \sqrt{f}} \right)$$

donde:

$$Re = \frac{VD}{\nu}$$

Re = número de Reynolds (adimensional)

ϵ = rugosidad absoluta de la pared interior del tubo, en mm

ν = viscosidad cinemática del fluido, en m^2/s

La ecuación de Swamee -Jain es una expresión explícita para el cálculo del coeficiente f ajustada a los resultados de la ecuación de Colebrook- White.

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

Ecuación de Swamee -Jain:

$$f = \frac{0.25}{\left(\log \left(\frac{\epsilon/D}{3.71} + \frac{5.74}{Re^{0.9}} \right) \right)^2}$$

Con la ecuación anterior se calcula el valor del coeficiente f con resultados aproximados a la ecuación de Colebrook- White, lo que permite calcular las pérdidas de energía por fricción con la ecuación de Darcy- Weisbach.

Normalmente para el cálculo hidráulico de una conducción trabajando a presión, se utiliza la carga disponible para vencer las pérdidas por fricción y se adiciona a éstas un 5% del valor de dichas pérdidas, ya que en este tipo de obras las pérdidas secundarias para grandes longitudes es muy pequeña.

La selección de los materiales que integrarán la conducción, deben basarse en un análisis que evalúe las cargas externas y presión interna, así como su adaptabilidad a las especificaciones del proyecto.

Se presenta en las tablas 5.4, 5.5 y 5.6 el cálculo del diámetro económico de los tramos a bombeo comprendidos entre el pozo El vivero- P.B.1, P.B.1- P.B.2 y P.B.2- T.C.R., dicha conducción se encuentra construida con tubería de acero debido a las características del terreno y a las cargas tan altas a las que esta sometida la línea en esos tramos; de igual forma se muestra en las tabla 5.7 y 5.8 el cálculo de las pérdidas de energía por fricción en los tramos a bombeo y gravedad T.C.R.- Tanque Llano Norte.

Con los resultados de los cálculos anteriores, se obtiene el gradiente piezométrico de la línea de conducción que puede ser apreciado en el plano correspondiente del subcapítulo 5.6.

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

Cálculo del diámetro más económico en las líneas de conducción Pozo El vivero -P.B.1

Diámetro interior	Área (cm ²)	Costo (COP/m)	Velocidad (m/s)	Long. Línea (m)	Coeff. rugosidad	Número de Bz	Coeff. (s)	Áreas de fricción (m ²)	Perdidas por fricción	H (m)	Pérdidas (m)	Costo (COP/m)	Meta (%)	Heficiente (%)
204.4	3294	12025	1.75	6066.39	0.125	22677.42	0.01927	38.436	1.32	24.45	64.81	2645.1	53.2	53.44
204.4	3294	12025	1.75	6066.39	0.125	18667.42	0.01944	11.854	0.59	24.45	36.37	1267.1	53.2	33.23
204.4	3294	12025	1.75	6066.39	0.125	15630.52	0.01958	4.847	0.24	24.45	29.54	1483.7	53.2	27.46

Diámetro interior (mm)	Diámetro exterior (mm)	Área de la tubería (cm ²)	Velocidad (m/s)	Long. Línea (m)	Costo (COP/m)	Diámetro (mm)	$\frac{E_d}{E_s}$	$1 + \frac{E_d}{E_s}$	$\sqrt{\frac{E_d}{E_s}}$	$\frac{4.71}{\sqrt{\frac{E_d}{E_s}}}$	Costo anual amortizado por tubería (COP/m)	Costo anual amortizado por tubería (COP/m)	Carga neta de operación (m)	Pérdida de carga neta (m)
204.4	216	3294	1.75	6066.39	12025	204.4	0.92	1.92	1.15	145.74	116.59	26.15	64.81	33.26
204.4	216	3294	1.75	6066.39	12025	204.4	0.92	1.92	1.15	145.74	116.59	26.15	64.81	33.26
204.4	216	3294	1.75	6066.39	12025	204.4	0.92	1.92	1.15	145.74	116.59	26.15	64.81	33.26

1. El costo de amortización de la tubería (COP/m/año)

2. El costo de amortización de la tubería (COP/m/año) para un costo de 2100000 COP/m²

3. El costo de amortización de la tubería (COP/m/año)

Diámetro interior	Diámetro exterior	Área de la tubería (cm ²)	Velocidad (m/s)	Long. Línea (m)	Costo (COP/m)	Diámetro (mm)	Costo (COP/m)								
204.4	216	3294	1.75	6066.39	12025	204.4	12025	204.4	12025	204.4	12025	204.4	12025	204.4	12025
204.4	216	3294	1.75	6066.39	12025	204.4	12025	204.4	12025	204.4	12025	204.4	12025	204.4	12025
204.4	216	3294	1.75	6066.39	12025	204.4	12025	204.4	12025	204.4	12025	204.4	12025	204.4	12025

Diámetro interior (mm)	Diámetro exterior (mm)	Área (cm ²)	Velocidad (m/s)	Long. Línea (m)	Costo (COP/m)	Costo por hora bombeo (COP/h)	Carga neta de bombeo (m)	Costo total de conducción (COP)	Amortización 20 años al 12%	Carga neta de amortización (COP/m)	Costo anual de bombeo para operación (COP/año)
204.4	216	3294	1.75	6066.39	12025	20274.76	203027.21	0.134	267196.51	0	454492.30
204.4	216	3294	1.75	6066.39	12025	16176.11	2466518.06	0.134	330477.19	0	471868.30
204.4	216	3294	1.75	6066.39	12025	11647.47	295958.00	0.134	396223.35	0	514644.83

1. El costo de amortización de la tubería (COP/m/año)

TESIS CON FALLA DE ORIGEN

Cálculo del diámetro más económico en la línea de conducción P.B.1- P.B.2

Categoría	Área	Sección	Velocidad	Long. Línea	Coef. rugosidad	Número de Bajas	Coef. de Pérdida	Velocidad de Pérdida	Número de Pérdidas	H. Pérdida				
m ²	m ²	m ²	m/s	m		Bajas	m	m/s	m	m	m	m	m	m
204.4	2.204	0.104	0.75	225.61	0.125	22443.22	0.01922	14.98	0.71	193.75	158.89	765.2	53.2	143.36
204.4	1.91	0.074	0.75	225.61	0.125	18625.56	0.01654	4.375	0.72	193.75	146.35	720.8	53.2	136.48
204.4	1.64	0.049	0.75	225.61	0.125	15018.06	0.01389	1.72	0.73	193.75	136.67	716.0	53.2	134.51

Diámetro	Ángulo de	Velocidad	EF ₁	EF ₂	$\frac{E_{1,2}}{E_{1,2}}$	$1 + \frac{E_{1,2}}{E_{1,2}}$	$\frac{E_{1,2}}{E_{1,2}}$	$\frac{E_{1,2}}{E_{1,2}}$	Interacción	Interacción	Carga normal	Presión total		
m	grados	m/s							de Pérdida	de Pérdida	m	m		
204.4	2.204	0.75	1.14	167.78	428679.8	20820	2.03	3.03	1.78	25.26	72.75	15.18	198.89	217.61
204.4	1.91	0.75	1.14	158.48	532247.8	20820	2.06	3.56	1.86	25.52	68.48	11.12	192.37	194.47
204.4	1.64	0.75	1.14	134.49	643792.8	20820	2.08	4.08	2.02	25.78	65.16	7.26	191.51	192.42

1. La línea de conducción más económica es la de 204.4 mm.

2. La línea de conducción más económica es la de 204.4 mm.

Diámetro	Ángulo de	Velocidad	EF ₁	EF ₂	$\frac{E_{1,2}}{E_{1,2}}$	$1 + \frac{E_{1,2}}{E_{1,2}}$	$\frac{E_{1,2}}{E_{1,2}}$	$\frac{E_{1,2}}{E_{1,2}}$	Interacción	Interacción	Carga normal	Presión total		
m	grados	m/s							de Pérdida	de Pérdida	m	m		
204.4	2.204	0.75	1.14	167.78	428679.8	20820	2.03	3.03	1.78	25.26	72.75	15.18	198.89	217.61
204.4	1.91	0.75	1.14	158.48	532247.8	20820	2.06	3.56	1.86	25.52	68.48	11.12	192.37	194.47
204.4	1.64	0.75	1.14	134.49	643792.8	20820	2.08	4.08	2.02	25.78	65.16	7.26	191.51	192.42

Diámetro	Ángulo de	Velocidad	EF ₁	EF ₂	$\frac{E_{1,2}}{E_{1,2}}$	$1 + \frac{E_{1,2}}{E_{1,2}}$	$\frac{E_{1,2}}{E_{1,2}}$	$\frac{E_{1,2}}{E_{1,2}}$	Interacción	Interacción	Carga normal	Presión total		
m	grados	m/s							de Pérdida	de Pérdida	m	m		
204.4	2.204	0.75	1.14	167.78	428679.8	20820	2.03	3.03	1.78	25.26	72.75	15.18	198.89	217.61
204.4	1.91	0.75	1.14	158.48	532247.8	20820	2.06	3.56	1.86	25.52	68.48	11.12	192.37	194.47
204.4	1.64	0.75	1.14	134.49	643792.8	20820	2.08	4.08	2.02	25.78	65.16	7.26	191.51	192.42

1. La línea de conducción más económica es la de 204.4 mm.

TESIS CON FALLA DE ORIGEN

Cálculo del diámetro más económico en la línea de conducción P.B.2- T.C.R

Tramo	Área	Cable	Velocidad	Long. línea	Cof. frotamiento	Número de cables	Cof. de rozamiento	Peso de los cables	N. cables	h	h _{res} (m)	Costo Cable	Tensión	H _{res} (m)
2012	2012	1000	1.00	4290	0.125	22472.00	0.01422	20.987	1.00	140.43	219.74	3350.0	53.2	157.05
2012	2012	1000	1.00	4290	0.125	196625.94	0.01422	4.914	1.00	140.43	197.50	3000.0	51.2	142.87
2012	2012	1000	1.00	4290	0.125	196167.94	0.01422	3.800	1.00	140.43	192.50	3000.0	51.2	139.13

Tramo	Área	Cable	Velocidad	Long. línea	Cof. frotamiento	Número de cables	Cof. de rozamiento	Peso de los cables	N. cables	h	h _{res} (m)	Costo Cable	Tensión	H _{res} (m)
2012	2012	1000	1.00	4290	0.125	22472.00	0.01422	20.987	1.00	140.43	219.74	3350.0	53.2	157.05
2012	2012	1000	1.00	4290	0.125	196625.94	0.01422	4.914	1.00	140.43	197.50	3000.0	51.2	142.87
2012	2012	1000	1.00	4290	0.125	196167.94	0.01422	3.800	1.00	140.43	192.50	3000.0	51.2	139.13

Costo de los cables = 1000 x 1.00 x 4290 x 0.125 x 0.01422 x 22472.00 = 1371862.4

Costo de los cables = 1000 x 1.00 x 4290 x 0.125 x 0.01422 x 196625.94 = 1371862.4

Tramo	Área	Cable	Velocidad	Long. línea	Cof. frotamiento	Número de cables	Cof. de rozamiento	Peso de los cables	N. cables	h	h _{res} (m)	Costo Cable	Tensión	H _{res} (m)
2012	2012	1000	1.00	4290	0.125	22472.00	0.01422	20.987	1.00	140.43	219.74	3350.0	53.2	157.05
2012	2012	1000	1.00	4290	0.125	196625.94	0.01422	4.914	1.00	140.43	197.50	3000.0	51.2	142.87
2012	2012	1000	1.00	4290	0.125	196167.94	0.01422	3.800	1.00	140.43	192.50	3000.0	51.2	139.13
Costo de los cables = 1000 x 1.00 x 4290 x 0.125 x 0.01422 x 22472.00 = 1371862.4												2611924.8		

Tramo	Área	Cable	Velocidad	Long. línea	Cof. frotamiento	Número de cables	Cof. de rozamiento	Peso de los cables	N. cables	h	h _{res} (m)	Costo Cable		Carga anual de amortización	Costo anual de zombes para operación	
												10 años	10 años			
2012	2012	1000	1.00	4290	0.125	22472.00	0.01422	20.987	1.00	140.43	219.74	148576.20	0.134	188311.0	\$	855185.08
2012	2012	1000	1.00	4290	0.125	196625.94	0.01422	4.914	1.00	140.43	197.50	132881.40	0.134	232397.82	\$	830181.12
2012	2012	1000	1.00	4290	0.125	196167.94	0.01422	3.800	1.00	140.43	192.50	126192.80	0.134	278627.55	\$	809306.34

Costo de los cables = 1000 x 1.00 x 4290 x 0.125 x 0.01422 x 22472.00 = 1371862.4

ESTADO CON FALLA DE ORIGEN

TRAMO	Q (l/s)	L (m)	D (m)	S (m/s)	V (m/s)	R _h	s (mm)	f	HF (m)	h _{fric} (m)	HE (m)	%	C. vert. (m)	C. geom. (m)	
Pto. A	36.6	3.460 (4)	0.25	0.04629	0.76	1.654177	0.303	0.01843	3.015	0.451	3.460	0.012646	1640.00	1678.83	
a1	Pto B	36.8	2.336 (3)	0.25	0.05126	0.72	1.666816	0.325	0.01864	4.267	0.215	4.512	0.012645	1627.07	1636.35
Pto B	Pto C	36.55	2.253 (3)	0.25	0.05126	0.72	1.662616	0.325	0.01864	4.319	0.219	4.567	0.012646	1624.41	1631.83
Pto C	Pto D	36.55	4.269 (4)	0.25	0.05126	0.72	1.662616	0.325	0.01864	8.515	0.416	6.731	0.012646	1622.66	1645.36
TOTAL		12.820 (0)							26.01	1.30	27.31		2054.13	2076.83	

Tabla 5.7. Pérdidas por fricción en el tramo a bombeo

TRAMO	Q (l/s)	L (m)	D (m)	S (m/s)	V (m/s)	R _h	s (mm)	f	HF (m)	h _{fric} (m)	HE (m)	%	C. geom. (m)
A	37.95	5.312 (5)	0.25	0.01142	1.21	2.917839	0.310	0.01864	3.465	0.173	1.636	0.162296	2036.83
B	37.33	2.520 (3)	0.25	0.01142	1.21	2.931659	0.308	0.01865	17.269	0.063	18.133	0.01720	2032.39
C	37.15	3.016 (3)	0.25	0.01142	1.19	2.848013	0.304	0.01867	1.906	0.307	2.165	0.183996	2034.80
D	37.19	2011.0	0.25	0.01146	1.11	2.801833	0.175	0.01627	1.526	0.076	1.882	0.184816	2032.76
E	36.47	4.922	0.25	0.01146	1.09	2.771937	0.125	0.01430	25.821	1.291	27.112	0.08566	2031.16
F	36.47	8.78	0.30	0.01276	1.06	2.6812639	0.126	0.01304	18.421	0.461	18.882	0.02271	1948.05
G	34.23	1254.11	0.18	0.01376	1.11	2.719612	0.125	0.01393	24.084	1.24	25.268	0.015038	1944.11
H	34.65	1.665.89	0.30	0.01276	1.20	2.6718166	0.125	0.01393	55.230	2.761	57.981	0.01362	1438.82
I	32.52	1.370 (6)	0.30	0.01276	1.09	2.668226	0.125	0.01307	23.861	1.193	25.094	0.01879	1860.84
TOTAL	11.96	2.314 (1)	0.30	0.01276	1.01	2.5381074	0.125	0.01223	16.737	1.817	40.673	0.01377	1865.19
TOTAL		16.849 (1)							210.87	10.66	221.82		1818.11

Tabla 5.8. Pérdidas por fricción en el tramo a gravedad

Para llevar a cabo los cálculos anteriores se consideró que el espesor de la placa para tubería de acero deberá ser de 6.35 mm para diámetros que van de 10 3/4" a 8 5/8" y para diámetros entre 8 5/8" y 6 5/8" el espesor será de 4.78 mm. A continuación se realiza la revisión de los espesores de placa considerados en las tablas presentadas.

Para el caso de la tubería de acero es necesario considerar el espesor de la placa para resistir la presión interna de trabajo, este espesor se calcula utilizando la ecuación de Barlow y los criterios de la AWWA, de esta forma se revisan los espesores de placa propuestos en el análisis hidráulico de la siguiente manera.

$$tp = \frac{PD}{2SE}$$



Para tubería de diámetro hasta 1360 mm (54"):

$$tm = \frac{D}{288} \text{ con } D \text{ en pulgadas}$$

$$t > tp \text{ y } tm$$

donde:

t = espesor nominal de la pared de acuerdo a la denominación del fabricante

tp = espesor primario de pared (cm)

tm = espesor mínimo de pared (cm)

P = presión máxima de diseño (Kg/cm²)

D = diámetro externo (cm)

S = esfuerzo permisible del tubo de acero (1231 Kg/cm²)

E = factor de calidad de la soldadura (0.78)

TRAMO		t	tp	tm	P	D	S	E	t	tp	tm
a1	PB 1	27.31	10.75	9.13	0.13	0.04	0.64				
PB 1	PB 2	27.31	10.75	19.31	0.27	0.04	0.64				
PB 2	T C R	27.31	10.75	19.25	0.27	0.04	0.64				
b1	C	21.91	8.63	11.58	0.13	0.03	0.64				
C	c1	21.91	8.63	18.24	0.21	0.03	0.64				
c1	D	16.83	6.63	17.95	0.16	0.02	0.64				
D	E	16.83	6.63	17.30	0.15	0.02	0.48				
E	F	16.83	6.63	15.62	0.14	0.02	0.48				
F	G	16.83	6.63	9.33	0.08	0.02	0.48				
G	Llano N	16.83	6.63	10.07	0.09	0.02	0.48				

Tabla 5 10 Revisión de espesores de placa de acero para tubería ASTM A-53 grado B

De la tabla anterior, se concluye que los espesores de placa propuestos son adecuados en cada tramo de la línea de conducción.

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

5.4.2. Diseño funcional de las estructuras del acueducto.

Las estructuras, equipos y accesorios tienen como finalidad, recibir, contener y almacenar el agua, así como proporcionar las condiciones energéticas de diseño para que la conducción transporte adecuadamente el líquido, adicionalmente también deben aislar, proteger y drenar secciones de tubería con fines de prueba, inspección, limpieza, reparación y seguridad.

5.4.2.1. Diseño geométrico de la conducción.

Para conducir el agua la línea de conducción requiere en su composición de diversos elementos como tubos, válvulas y piezas especiales.

Las válvulas son dispositivos que permiten el control en la conducción, atendiendo a situaciones de corte y control de flujo, acumulación de aire, por llenado y vaciado de la línea, depresiones y sobrepresiones generadas por fenómenos transitorios, y retroceso del agua por paro del equipo de bombeo, entre otras.

Las piezas especiales son los elementos de unión entre los componentes de una conducción, se utilizan para efectuar intersecciones de conductos, variación de diámetros, cambios de dirección, conexiones con válvulas y equipos de bombeo.

Este grupo está constituido por juntas, carretes, extremidades, tes, cruces, codos y reducciones, entre otros.

A continuación se presenta la selección de las válvulas de eliminación y admisión y expulsión de aire, el diámetro de las válvulas de desagüe y el diseño de los codos para cumplir con las deflexiones de la línea de conducción.

- 1) Las válvulas de eliminación y admisión y expulsión de aire son válvulas que tienen la función de expulsar el aire que se acumula en la línea de conducción.

El diámetro del orificio de una válvula de admisión y expulsión de aire se obtiene con base a la presión de trabajo y el gasto de expulsión de aire, las válvulas eliminadoras de aire se pueden instalar sobre las válvulas de admisión y expulsión, en cuyo caso el conjunto se llama válvula combinada; para la selección de las válvulas los fabricantes proporcionan el diámetro y orificio de venteo en función del gasto de conducción y la presión de trabajo, la ubicación de las válvulas atiende a las características del perfil de la línea de conducción, se recomienda colocarlas en los cambios bruscos de pendiente, puntos altos de la línea y a cada 800 metros aproximadamente si la pendiente de en tramos largos es uniforme, los casos más comunes se presentan en la Norma NT-012-CNA-2001, a continuación se muestra la tabla de selección de válvulas y los rangos máximos de operación según su clase, asimismo la ubicación y tipo de válvulas utilizadas se presentan en el plano correspondiente del subcapítulo 5.6.

Gasto (l/s)	Modelo	Diámetro (mm)	Orificio de venteo (mm)	Rango de presión (PSI)	Rango de presión (kg/cm ²)
0-45	E 10	1/2, 3/4 y 1	1/16	150	4.5/16
0-45	E 20	1 y 2	1/8	150-300	5.5/16 - 6.9/16

Clase	Presión máxima de operación
125	200 PSI (14.0Kg/cm ²)
250	300 PSI (21.1Kg/cm ²)
150	250 PSI (17.6Kg/cm ²)
300	500 PSI (35.2Kg/cm ²)

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

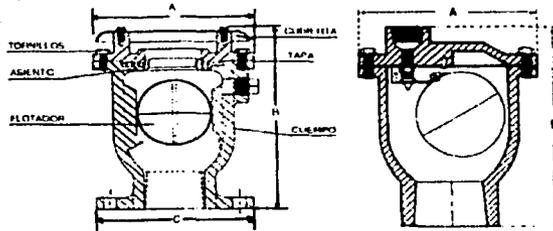


Figura 5.3 Válvulas combinada o mixta para la eliminación, expulsión y admisión de aire

- 2) Los desagües se utilizan en los puntos más bajos del perfil de la línea de conducción con la finalidad de permitir el vaciado de la tubería debido a roturas durante su operación y para permitir la eliminación de sedimentos que se acumulan en esos sitios cuando el agua no esta en movimiento, la importancia en la selección del diámetro requerido, radica en el tiempo de vaciado de la línea, el gasto máximo de vaciado se determina utilizando la ecuación de la Hydraulics Research Station, que se obtiene combinando las ecuaciones de Darcy- Weisbach y Colebrook- White, con este gasto, se revisa el tiempo de vaciado y se propone el diámetro de la válvula de desagüe.

$$Q = -\frac{\pi}{2} D^2 \sqrt{2gS_f} \log \left(\frac{\epsilon/D}{3.71} + \frac{2.51v}{D^2 \sqrt{2gS_f}} \right)$$

con la ecuación anterior y los diámetros correspondientes a los desagües requeridos, se determinó que el tiempo de vaciado de la línea de conducción es de una hora, aunque existen algunos tramos en los que no es imposible desalojar el volumen de agua , por lo que existen tramos muertos en la línea de conducción, pero sin embargo estos representan volúmenes muy pequeños, de igual forma es importante señalar la importancia de localizar sitios de vertido adecuados para desalojar el volumen de agua de manera apropiada, estos sitios pueden ser escurrimientos naturales debidos al perfil del terreno, barrancas y arroyos

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

- 3) En el caso de la conducción construida con tubería de asbesto- cemento es posible obtener deflexiones de hasta 3° por tubo- cople, formando un radio de curvatura de cuando menos 38 diámetros. Por lo que es común utilizar esta curvatura para dar cambios de dirección horizontales con la tubería de hasta 15°, para deflexiones mayores se utilizan piezas especiales de fierro fundido; en el caso de tuberías de acero se acepta una deflexión máxima de hasta 3° siempre y cuando el radio de curvatura y la disponibilidad de espacio así lo permitan.

Los codos tienen la función de unir dos conductos del mismo diámetro en un cambio de dirección ya sea horizontal o vertical. Los codos pueden tener deflexiones de 11.25, 22.5, 45 y 90 grados, sin embargo para el caso de la conducción construida con tubería de acero, cuando alguna de las deflexiones presentadas difieren de los valores mencionados, se requiere proponer un arreglo con diferentes ángulos (codos compuestos por gajos).

En el subcapítulo 5.6 se presentan las deflexiones y el dimensionamiento de los codos existentes en la línea de conducción.

5.4.2.2. Pozo.

La composición del pozo El vivero ubicado en la localidad de Tasquillo fue presentada en el subcapítulo 5.3.1, motivo por el que será diseñado únicamente el equipo de bombeo siguiendo las recomendaciones presentadas en el Manual de Diseño de Agua Potable, Alcantarillado y Saneamiento de la CNA, en su apartado de Selección de Equipo Electromecánicos capítulo 1, tabla 1.1. Lubricación de bombas verticales tipo turbina y tabla 1.3. Selección de equipos de bombeo para pozo profundo.

De acuerdo a las recomendaciones citadas y a la composición del pozo El vivero, se opta por seleccionar un equipo de bombeo vertical tipo turbina y lubricación a base de agua, para ello es necesario recurrir a varios fabricantes y determinar cual de ellos ofrece el mejor equipo, basado en las características de funcionalidad y economía de cada uno, los fabricantes seleccionados para elegir el equipo de bombeo requerido son Nassa Johnston, Peerles Tisa y Fairbanks Morse.

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

Se presenta el cálculo de la carga dinámica total a la que estará sometido el equipo de bombeo y posteriormente se muestra la curva de cada uno de los fabricantes, así como un cuadro comparativo de selección de los equipos y las especificaciones para el motor del equipo seleccionado.

Cálculo de la C.D.T. Pozo El vivero

Q máx diario	38 6 l/s	3) Pérdida en la succión
Nivel estático	8 0 m	V= 1.19 m/s
Nivel dinámico	8 9 m	h _v = 1.19/19 62= 0 072 m
Ademe	14"	4) Pérdidas en la fontanera de descarga
Nivel dinámico máximo	15 36 m	con un diámetro= 8"
Q máx aforado	106.1 l/s	hd= 1 15 m
Desnivel topográfico	24 45 m	5) Pérdidas menores
1) Pérdidas en la conducción		Σ= 1.15+0 072+0 19+13 98= 15 4 m
hc= 13 98 m		hm= 0 1Σ
2) Pérdidas en la columna de la bomba 8"x1"		hm= 1 54 m
longitud= 8 9+3 05x3= 18 05		6) Carga dinámica total
se proponen 6 tramos de 10' c/u		C D T= N D+D T+Σ+hm
longitud= 18 30 m		C D T= 8 9+24 45+15 4+1 54
Estimación del diámetro de flecha		C D T= 50 29 m
H= 24 45+13 98+18 30= 56 73 m		C D T= 165'
η= 76%	P= 38 HP	Temperatura 20 °C
Para n=1760 rpm y 1"		Elevación 1640 m s. n. m
P= 57.5 HP		Presión atm 8 5 m c a
57.5 HP>38 HP el diámetro de flecha es adecuado		Presión vap 0 24 m c a
para Q= 612 gpm la pérdida se estima en 1 05/100'		K 9 5 m c a
ha= 60'x0 0105= 0 63= 0 19 m		NPSH disponible= Patm+K-PV
		NPSH disponible= 9 5+8 5-0 24
		NPSH disponible= 17 76 m. c. a.

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

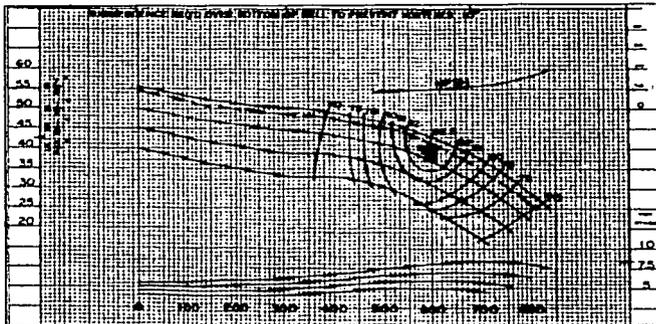


Figura 54 Equipo Nassa Johnston modelo NJ10C.S

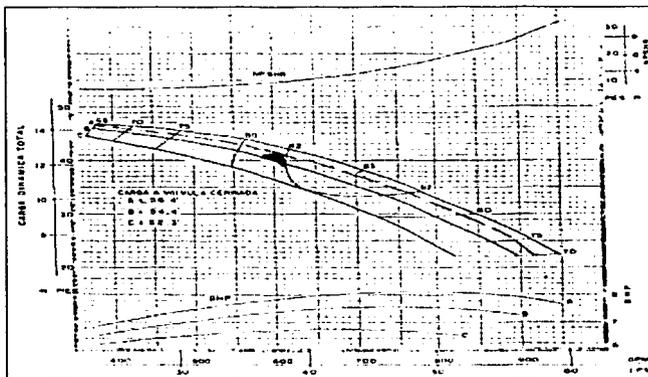


Figura 55 Equipo Fairbanks Morse modelo 10MC

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

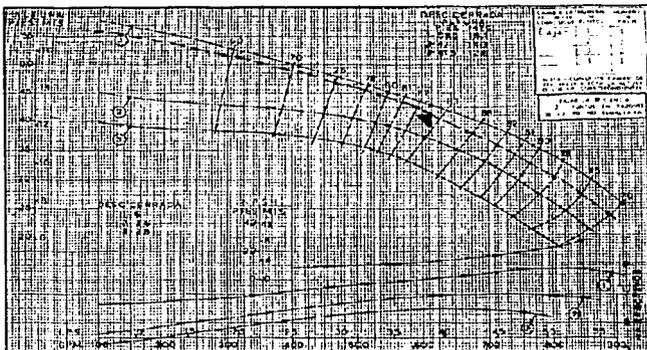


Figura 5-6 Equipo Peerless Tisa modelo 10MA

Proyecto Pazo "El Vivero"
Municipio Tasquillo, Hidalgo

Cuadro comparativo de selección de bomba centrífuga vertical para agua limpia
tipo turbina para instalarse en pozo profundo

Marca	Nassa Johnston	Peerless Tisa	Fairbanks Morse
modelo	NJ10CS	10MA	10MC
número de impulsores	4	4	4
recorte de impulsor	6 7/8" - 6 1/2"	7 1/8" - 7 7/8"	6 7/8" - 6 1/2"
eficiencia mínima a la carga de diseño	82.30%	82.50%	81.90%
velocidad nominal	1760 rpm	1760 rpm	1770 rpm
NPSHR	3.05 m	3.96 m	3.05 m
dámetro mínimo de la columna de descarga	8"	8"	8"
longitud de la columna	18.30 m	18.30 m	18.30 m
dámetro mínimo de la flecha	1"	1"	1"
dámetro máximo de tazones	10"	10"	10"
tipo de impulsor	semabierto	abierto	cerrado
tipo de colador	cónico	cónico	cónico
lubricación de la columna	por agua	por agua	por agua
potencia requerida en la flecha	31.04 HP	30.96 HP	31.18 HP

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

El cuadro comparativo anterior, muestra que los tres equipos seleccionados presentan una eficiencia similar y que el número de impulsores que se requiere en cada caso es el mismo, motivo por el que la decisión de la selección del equipo se basa en factores adicionales como el costo del equipo y de las refacciones, así como en la facilidad de su operación, por lo que se concluye que el equipo que mejor satisface las necesidades del anteproyecto es el Nassa Johnston NJ10CS.

Proyecto: Pozo "El Vivero"
Municipio: Tasquillo, Hidalgo

Especificación para motor eléctrico de inducción
jaula de ardilla tipo vertical.

tipo	vertical
flecha	hueca
potencia	40 HP
velocidad sincrónica	1760 rpm
frecuencia	60 Hz
número de polos	4
número de fases	3
aislamiento	clase B
tensión de operación	440 VOLTS
factor de servicio	1.10
eficiencia mínima a plena carga	89%
tipo de servicio	continuo
construcción	a prueba de intemperie
factor de potencia mínima a plena carga	86%
alargamiento de la flecha	1.27 mm
empuje axial	786.5 Kg
trinquete de no retroceso	si
arranque a tensión	reducida
altura de operación	1640 m s n m
Cabezal Tipo A	16 1/2" x8"x8"

El motor de inducción, jaula de ardilla, servicio exterior, se seleccionó de acuerdo a las recomendaciones emitidas en el Manual de Diseño de Agua Potable Alcantarillado y Saneamiento en su fascículo referente a la Selección de Equipos Electromecánicos.

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

Una vez que se ha determinado el motor y sus características, solo resta determinar el voltaje requerido por el equipo y la ubicación de la subestación eléctrica que brindará la energía requerida, para este caso es recomendable que el transformador sea de tipo poste y que suministre un voltaje de 45 Kilovatios, el arreglo del conjunto se presenta en el plano correspondiente del subcapítulo 5.6.

5.4.2.3. Planta de bombeo No.1.

Una planta de bombeo es la obra electromecánica, hidráulica y civil, constituida por una subestación eléctrica, cárcamo de bombeo, rejillas, bombas, equipo eléctrico, tubería, válvulas y accesorios requeridos para la operación; que proporciona las condiciones energéticas de diseño para que la conducción transporte adecuadamente el agua, de un nivel topográfico menor a uno mayor.

El cárcamo de bombeo es una estructura diseñada para recibir y contener la cantidad de agua requerida por el equipo de bombeo, en la cual se considera la velocidad de aproximación del agua, la sumergencia mínima y su geometría en relación con la localización del equipo que permita el bombeo adecuado del gasto de diseño.

La planta P.B.1 se localiza en el cadenamamiento 6+086 a una elevación de 1664.45 msnm., en un predio que se encuentra disponible para dicho fin con una superficie útil de 400 m², sin que se haya tenido que indemnizar a persona alguna dado que se ubica dentro del derecho de vía de la carretera Tasquillo-Zimapán.

Para realizar el diseño del cárcamo de bombeo es posible recurrir a las recomendaciones publicadas por varias instituciones, destacando entre ellas la Asociación Británica de Investigaciones Hidromecánicas y el Hydraulic Institute de los E.U.; para realizar el diseño se seleccionan las recomendaciones emitidas por el Hydraulic Institute y un tiempo de retención de 30 minutos, lo que permite estimar el siguiente volumen.

$$I' = (0.03885 \text{ m}^3 / \text{s}) \times (1800 \text{ s}) = 69.4 \text{ m}^3$$

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

Por lo tanto el volumen de agua que debe ser capaz de albergar el cárcamo es de 70 m^3 aproximadamente.

Cabe mencionar que las dimensiones mínimas para proyectar el cárcamo son las obtenidas de la gráfica 5.7, asimismo el Hydraulic Institute recomienda una velocidad de llegada al cárcamo menor a 1.2 m/s y una velocidad a la entrada de la campana de succión de 0.3 m/s .

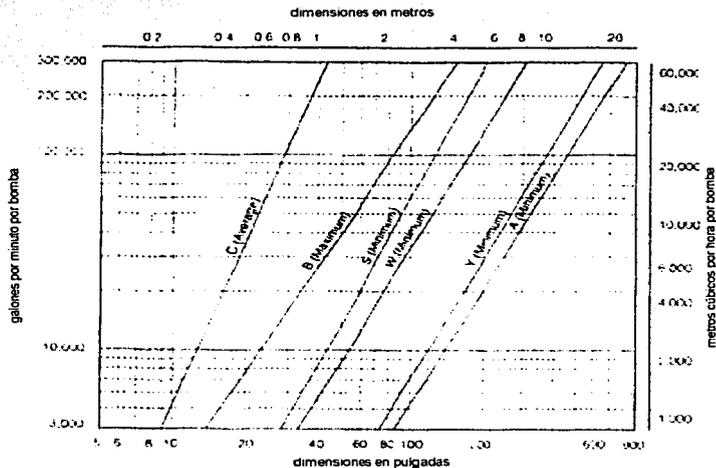


Figura 5.7. Recomendaciones para el dimensionamiento de cárcamos.

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

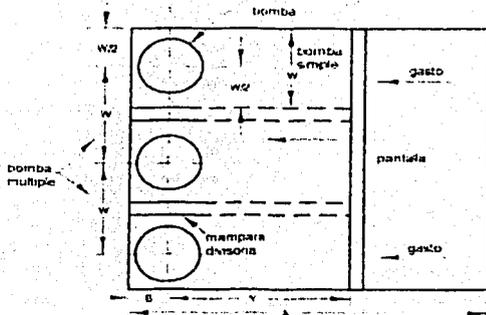


Figura 5.8 . Dimensionamiento de cárcamos visto en planta.

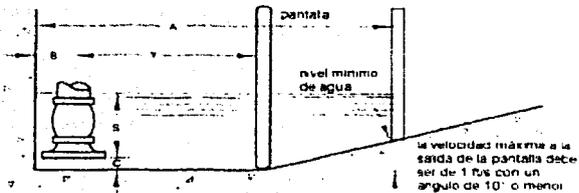


Figura 5.9 . Dimensionamiento de cárcamos visto en elevación.

Las dimensiones mínimas del cárcamo de bombeo de la planta no.1 de acuerdo a las recomendaciones mencionadas son las siguientes.

$$C' = 0.23m, B = 0.38m, S = 0.74m, H' = 0.86m, Y' = 1.85m, A = 2.21m$$

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

La geometría y dimensiones del cárcamo pueden ser apreciadas en el plano correspondiente del subcapítulo 5.6.

Una vez que han sido determinadas las dimensiones y los niveles máximo, medio y mínimo de agua dentro del cárcamo de bombeo, se elige el equipo de bombeo para la planta considerando las recomendaciones mencionadas en el subcapítulo 5.4.2.2, por ello se opta por seleccionar un equipo vertical tipo turbina con lubricación a base de agua, al igual que para la selección del equipo de bombeo en el pozo El vivero los fabricantes para estos equipos serán Nassa Johnston, Peerles Tisa y Fairbanks Morse, con la única diferencia que el arreglo que se presenta es de dos equipos operando en paralelo y uno en reserva, por lo que el gasto de cada uno de ellos será del 50% del gasto de diseño.

Se presenta a continuación el cálculo de la carga dinámica total a la que estarán sometidos los equipos de bombeo y posteriormente se muestra la curva de cada uno de los fabricantes, así como un cuadro comparativo de selección de los equipos y las especificaciones para el motor del equipo seleccionado.

Cálculo de la C D T P B 1

Q máx diario 38 55 l/s	4) Pérdidas en la fontanería de descarga con un diámetro= 6"
2 equipos operando	hd= 0.18 m
Desnivel topográfico 188.43 m	5) Pérdidas menores
1) Pérdidas en la conducción	$L = 4.6 + 0.14 + 0.12 + 0.18 = 5.04$ m
hc= 4.6 m	hm= 0.15
2) Pérdidas en la columna de la bomba 5"x1"	hm= 0.5 m
longitud= 3.0 m	6) Carga dinámica total
se proponen 2 tramos de 5' c/u	C D T = N D + D T + S + hm
longitud= 3.0 m	C D T = 188.43 + 5.04 + 0.5 + 1.62 = 195.6 m
Estimación del diámetro de flecha	C D T = 195.6 m
H= 4.6 + 188.43 + 3 = 196.03 m	C D T = 641.7'
$\eta = 76\%$ P=65.5 HP	Temperatura 20 °C
Para n=3560 rpm y 1"	Elevación 1684.45 m s n m
P= 115 HP	Presión atm 8.48 m c a
115 HP > 65.5 HP el diámetro de flecha es adecuado	Presión vap 0.24 m c a
para Q= 305.6 gpm la pérdida se estima en 4.65'/100'	K 1.62 m c a
ha= 10' x 0.0465 = 0.465 = 0.14 m	NPSH disponible= Patm + K - Pv
3) Pérdida en la succión	NPSH disponible= 8.48 - 0.24 + 1.62
V= 1.52 m/s	NPSH disponible= 9.86 m c a
hv= 1.52²/19.62 = 0.117 m	

TESIS CON FALLA DE ORIGEN

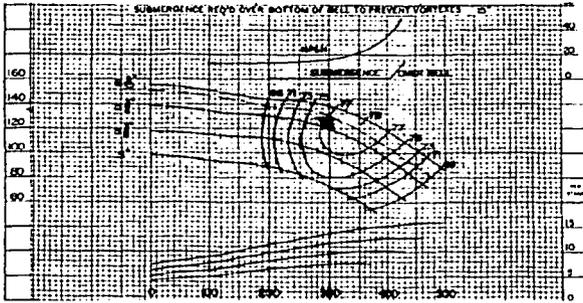


Figura 5.10 Equipo Nassa Johnston modelo NJ8DHC

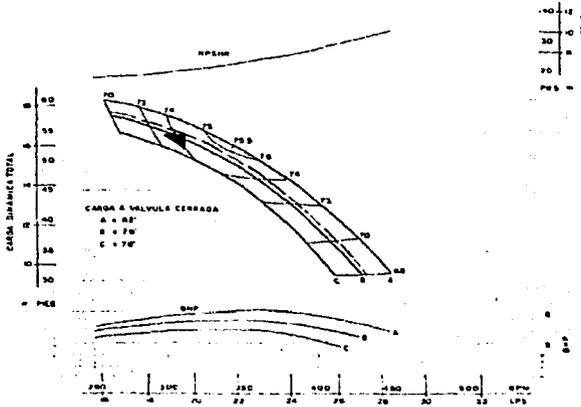


Figura 5.11 Equipo Fairbanks Morse modelo 6HC

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

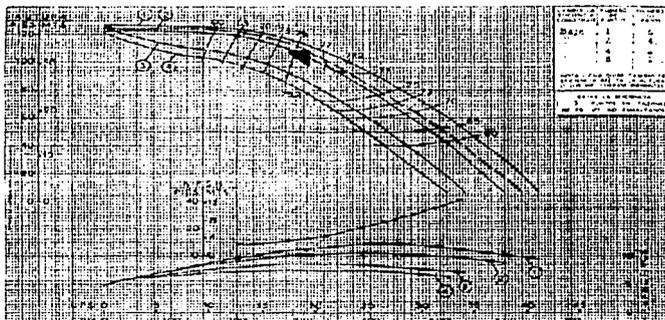


Figura 5 12 Equipo Peerless Tisa modelo BLB

Proyecto Planta de bombeo 1
Municipio Tasquillo- Zimapán, Hidalgo

Cuadro comparativo de selección para bomba centrífuga vertical para agua limpia
tipo turbina para instalarse en cárcamo de bombeo

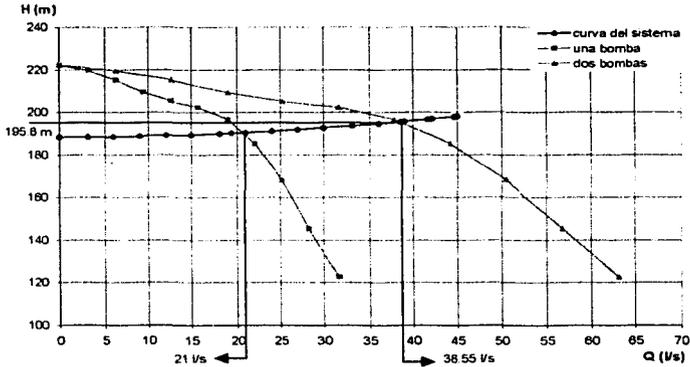
marca	Nassa Johnston	Peerless Tisa	Fairbanks Morse
modelo	NJ8DHC	6HC	8LB
recorte de impulsor	6 3/32" - 5 3/4"	5 15/16" - 5 23/32"	6 3/32" - 5 3/4"
número de impulsores	5	6	12
eficiencia mínima a la carga de diseño	77.20%	75.80%	74.30%
velocidad nominal	3550 rpm	3480 rpm	3600 rpm
NPSHR	4.88 m	3.66 m	6.7 m
diámetro mínimo de la columna de descarga	10"	10"	10"
longitud de la columna	3.0 m	3.0 m	3.0 m
diámetro mínimo de la flecha	1"	1"	1"
diámetro máximo de tazones	8"	6"	8"
tipo de impulsor	cerrado	semabierto	semabierto
tipo de colador	canasta	canasta	canasta
lubricación de la columna	por agua	por agua	por agua
potencia requerida en la flecha	64.30 HP	65.46 HP	66.78 HP

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

De la tabla anterior se observa que el equipo que ofrece las mayores ventajas es la bomba Nassa Johnston modelo NJ8DHC, pues requiere un menor número de impulsores y presenta la mayor eficiencia, y al igual que el equipo de bombeo del pozo su costo es una invariable ventaja.

Se presenta la curva carga contra gasto para el equipo seleccionado, debe aclararse que los equipos trabajan en paralelo.

Curva gasto-carga P.B.1.



TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

Proyecto: Planta de bombeo 1
Municipio. Tasquillo-Zimapán, Hidalgo

Especificación para motor eléctrico de inducción

Jaula de ardilla tipo vertical	
tipo	vertical
flecha	huaca
potencia	75 HP
velocidad sincrona	3550 rpm
frecuencia	60 Hz
número de polos	2
número de fases	3
aislamiento	clase B
tensión de operación	440 VOLTS
factor de servicio	1 10
eficiencia mínima a plena carga	91%
tipo de servicio	continuo
construcción	a prueba de intemperie
factor de potencia mínima a plena carga	89%
alargamiento de la flecha	0.305 mm
empuje axial	915 4 Kg
trinquete de no retroceso	si
arranque a tensión	reducida
altura de operación	1665 45 m s. n. m
Cabezal Tipo A	16 1/2" x5"x10"

Una vez determinado el motor de los equipos, se requiere conocer el voltaje necesario para suministrar energía a los mismos, motivo por el que se propone una subestación eléctrica compacta clase 13.8 con una potencia nominal del transformador de 150 Kilovatios y cuya ubicación se encuentre en el interior de las instalaciones de la planta de bombeo, en el subcapítulo 5.6, se presenta el arreglo de los equipos.

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

5.4.2.4. Planta de bombeo No.2.

La planta de bombeo se localiza en el cadenamamiento 8+340 a la elevación 1852.88 msnm, en un predio disponible para dicho fin, sin que se indemnice a terceros.

De igual forma que el cárcamo de la planta no.1, este presentará las mismas dimensiones y esquema funcional, ya que son plantas gemelas.

A continuación se realiza el cálculo de la carga dinámica total a la que estarán sometidos los equipos de bombeo en la planta no.2.

Cálculo de la C.D.T.P.B.2

Q máx diario 38 55 l/s	4) Pérdidas en la fontanera de descarga con un diámetro= 6"
2 equipos operando	hd= 0 18 m
Desnivel topográfico 183 75 m	5) Pérdidas menores
1) Pérdidas en la conducción	$\Sigma s = 8 73 + 0 14 + 0 12 + 0 18 = 9 17$ m
hcc= 8 73 m	hm= 0 1 Σ
2) Pérdidas en la columna de la bomba 5"x1"	hm= 0 92 m
longitud= 3 0 m	6) Carga dinámica total
se proponen 2 tramos de 5' c/u	C D T= N D+ D T+ Σ +hm
longitud= 3 0 m	C D T= 183 75+9 17+0 92+1 62= 195 46 m
Estimación del diámetro de flecha	C D T= 195 46 m
H= 8 73+183 75+3= 195 48 m	C D T= 641 3'
$\eta_1 = 76\%$ P=65 25 HP	Temperatura 20 °C
Para n=3560 rpm y 1"	Elevación 1852 88 m s.n.m
P= 115 HP	Presión atm 8 35 m c a
115 HP>65 25 HP el diámetro de flecha es adecuado	Presión vap 0 24 m c a
para Q= 305 6 gpm la pérdida se estima en 4 66/100'	K 1 62 m c a
ha= 10'x0 0466= 0 466= 0 14 m	NPSH disponible= Patm+K.Pv
3) Pérdida en la succión	NPSH disponible= 8 35-0 24+1 62
V= 1 52 m/s	NPSH disponible= 9 73 m c a
hv= 1 52 ² /19 62= 0 117 m	

**TESIS CON
FALLA DE ORIGEN**

Como puede apreciarse la carga dinámica total en ambas plantas de bombeo es muy similar, motivo por el que los equipos de bombeo de la planta no.2, serán idénticos a los seleccionados en la planta no.1, así como la subestación eléctrica propuesta.

Cabe mencionar que debido a la similitud de carga hidráulica los equipos de bombeo se diseñaron considerando las mismas condiciones de operación, con la finalidad de permitir que el sistema tenga una mayor flexibilidad, al poder intercambiar dichos equipos si fuera necesario, debido a la falla súbita de alguno de ellos.

Es preciso mencionar que las presiones que se presentan en cada una de las plantas de bombeo son muy altas y por ello la fontanería de descarga de cada una deberá estar constituida por tubería y piezas especiales de acero al carbón.

En el subcapítulo 5.6 se presenta el esquema funcional de las dos plantas de bombeo.

5.4.2.5. Tanque de cambio de régimen.

El tanque de cambio de régimen es una estructura contenedora, utilizada para efectuar la interconexión cuando la conducción se efectúa por ambos regímenes bombeo y gravedad, se localiza en el Kilómetro 12+620 a una elevación de 2034.13 msnm.

Para determinar la capacidad de esta estructura se requiere calcular el gasto máximo que puede circular por el acueducto cuando este presenta nulas extracciones, con esta condición se determina el comportamiento del diferencial de volumen en el tanque y a su vez se obtiene el tiempo que deberán operar los equipos de bombeo, lo anterior debe ser evaluado para diferentes ciclos, como se aprecia en las siguientes tablas resumen.

TRABAJOS
FALLA DE ORIGEN

6 paros/día (ciclo de 4 hrs.)

Operación		Equipos		Entradas		Salidas		Δ	Δ acumulada
Hrs.	Acum	operando	Q (l/s)	V (m ³)	Q (l/s)	V (m ³)	(m ³)	(m ³)	
0	0		0	0	0			0	
1	1	2	38.55	138.78	34.16	-122.99	15.79	15.79	
1	2	2	38.55	138.78	34.16	-122.99	15.79	31.58	
1	3	2	38.55	138.78	34.16	-122.99	15.79	47.37	
1	4	1	21.00	75.60	34.16	-122.99	-47.39	0.02	
1	5	2	38.55	138.78	34.16	-122.99	15.79	15.81	
1	6	2	38.55	138.78	34.16	-122.99	15.79	31.60	
1	7	2	38.55	138.78	34.16	-122.99	15.79	47.39	
1	8	1	21.00	75.60	34.16	-122.99	-47.39	0.00	
1	9	2	38.55	138.78	34.16	-122.99	15.79	15.79	
1	10	2	38.55	138.78	34.16	-122.99	15.79	31.58	
1	11	2	38.55	138.78	34.16	-122.99	15.79	47.37	
1	12	1	21.00	75.60	34.16	-122.99	-47.39	0.02	
1	13	2	38.55	138.78	34.16	-122.99	15.79	15.81	
1	14	2	38.55	138.78	34.16	-122.99	15.79	31.60	
1	15	2	38.55	138.78	34.16	-122.99	15.79	47.39	
1	16	1	21.00	75.60	34.16	-122.99	-47.39	0.00	
1	17	2	38.55	138.78	34.16	-122.99	15.79	15.79	
1	18	2	38.55	138.78	34.16	-122.99	15.79	31.58	
1	19	2	38.55	138.78	34.16	-122.99	15.79	47.37	
1	20	1	21.00	75.60	34.16	-122.99	-47.39	0.02	
1	21	2	38.55	138.78	34.16	-122.99	15.79	15.81	
1	22	2	38.55	138.78	34.16	-122.99	15.79	31.60	
1	23	2	38.55	138.78	34.16	-122.99	15.79	47.39	
1	24	1	21.00	75.60	34.16	-122.99	-47.39	0.00	
				2,951.64		-2,951.77	max -	0.00	
							max +	47.39	
							Cap (m ³) =	47.39	

Condición	Ciclos	Capacidad (m ³)
1*	3 paros/día (ciclo 8 horas)	94.8
2*	4 paros/día (ciclo 6 horas)	189.7
3*	6 paros/día (ciclo 4 horas)	47.4
4*	12 paros/día (ciclo 6 horas)	395.0

**TESIS CON
FALLA DE ORIGEN**

La condición que presenta la capacidad óptima del tanque de cambio de régimen, es aquella que propone que los equipos operen con 6 paros durante el día considerando ciclos de 4 horas cada uno, obteniendo así una capacidad aproximada de 50 m³; la capacidad del tanque será por lo tanto suficiente para evitar derrames en dicha estructura, permitir un funcionamiento adecuado de los equipos de bombeo y contar con un volumen disponible, si se presenta una falla en alguna de las dos plantas aguas abajo.

Para su adecuado funcionamiento, se requiere que dicho tanque cuente siempre con un volumen mínimo y este puede ser determinado al obtener el tirante necesario en el interior del tanque, para ello se utiliza la ecuación de orificios de pared gruesa como se muestra a continuación.

$$Q = A_o C_v \sqrt{2gH}$$

donde:

Q = gasto, en m³/s

A_o = área del orificio, en m²

C_v = coeficiente de velocidad (adimensional)

H = carga, en m

g = aceleración de la gravedad, en m/s²

Despejando el valor de H en la ecuación anterior y considerando un gasto de 34.16 l/s, así como el área interna del tubo de salida de 8 5/8" con un espesor de placa de 0.25" cuyo valor es igual a 0.0335 m² y dado que el coeficiente de velocidad depende de la geometría del flujo, varios investigadores han determinado experimentalmente que para un orificio de pared gruesa con una relación $e/D = 3$, el C_v presenta un valor de 0.82 por lo que la carga sobre el orificio es igual a:

$$H = \left(\frac{Q}{A_o C_v} \right)^2 \left(\frac{1}{2g} \right) = 0.08m$$

Con el resultado anterior y considerando el diámetro del tubo y una sumergencia de 0.15 m, el volumen mínimo para que el tanque opere de forma adecuada es el siguiente:

**TESIS CON
FALLA DE ORIGEN**

$$Volumen = 47.4 + (0.10 + 0.15 + 0.08) \times 20 = 54m^3$$

Se propone que el tanque cuente una capacidad total de $54 m^3$ y que en ese sitio se lleve a cabo la desinfección de agua utilizando para ello un equipo de cloración.

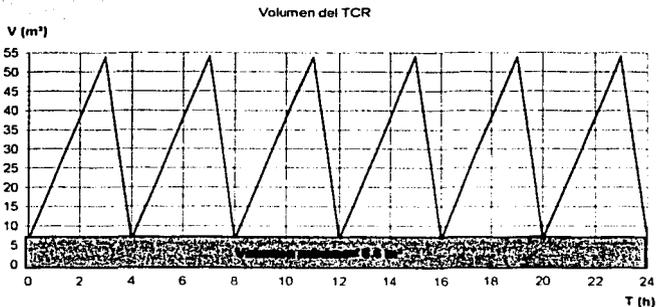


Figura 5 13 Variación de volumen en el tanque de cambio de régimen

La cantidad de gas cloro a utilizar para las condiciones que se presentarán al horizonte del proyecto y considerando una dosificación que oscila entre 1 y 2 ppm, se obtiene:

$$30 \times 86,400 \times 1 \times 10^{-6} = 2.59 \text{ kg/día}$$

$$30 \times 86,400 \times 2 \times 10^{-6} = 5.19 \text{ kg/día}$$

Si se emplean cilindros de 68 Kg, la duración de uno de éstos será entre 13.12 y 26.24 días.

Si se colocan 3 cilindros en operación y 3 en reserva, la duración total será de $6 \times 68/2.59 = 157.52$ días en el caso más favorable. Lo anterior permite que a los 78 días aproximadamente se ponga en funcionamiento el segundo grupo de cilindros para llevar a recargar los 3 primeros.

**TESIS CON
FALLA DE ORIGEN**

Cabe señalar que se puede adquirir la recarga de los cilindros en la ciudad de México o bien en la ciudad de Pachuca.

Para conocer las dimensiones y fontanería del tanque, así como la interconexión del equipo de cloración para la desinfección es preciso consultar el plano correspondiente del subcapítulo 5.6.

5.4.2.6. Llegada al tanque Llano Norte.

El tanque Llano Norte es una estructura diseñada para almacenar agua y satisfacer la demanda de los usuarios, se ubica en la parte final de la conducción kilómetro 29+569.31 a la elevación 1812.11 msnm., este tanque cuenta con una capacidad útil de 500 m³, y sirve a la cabecera municipal de Zimapan como tanque de distribución, el estado actual en que se encuentra es aceptable, requiriendo para su adecuado funcionamiento mantenimiento periódico.

La finalidad de este tanque es almacenar el agua de acuerdo con las extracciones del pozo y las demandas de los usuarios, motivo por el que será revisada su capacidad ya que es una estructura existente.

Dado que se desconoce la ley de demandas de la localidad, debemos auxiliarnos en los estudios realizados por el Banco Nacional de Obras y Servicios Públicos (BANOBRAS), en el que se presentan las variaciones del consumo promedio, expresada como porcentajes horarios del gasto máximo diario para poblaciones pequeñas, obteniendo así un coeficiente de regulación igual a 14.6.

Se presentan dos condiciones para revisar la capacidad del tanque, en la primera es necesario considerar el gasto que demanda la localidad únicamente, y en la segunda el gasto máximo que es capaz de conducir la línea cuando no existen derivaciones.

Condición	Gasto (l/s)	Coefficiente R	Capacidad (m ³)
Con derivaciones	31.96	14.6	466.6
Sin derivaciones	34.16	14.6	498.7

Los resultados anteriores nos permiten concluir que el tanque de distribución Llano Norte cuenta con una capacidad adecuada y no es necesario una ampliación del mismo, esto garantiza que no se presenten derrames en dicha estructura.

5.4.3. Análisis hidráulico de la conducción en régimen transitorio.

Los fenómenos no estacionarios o transitorios en las conducciones de agua a presión, constituyen un aspecto importante que no pueden dejar de conocerse. La magnitud de las sobrepresiones que se generan pueden destruir la conducción y asimismo las depresiones pueden reducir la presión interior a la presión de vapor del agua a la temperatura ambiente (0.25 mca de presión absoluta). Una reducción en la presión interior de este orden, puede producir el colapso de la tubería. Todo ello obliga a tener un buen conocimiento de estos fenómenos.

Todo cambio en las condiciones de operación del acueducto cuya duración sea sustancialmente mayor que el llamado período de la conducción T, igual al intervalo de tiempo que emplea una onda de presión en recorrer el acueducto dos veces (ida y regreso) puede analizarse como un fenómeno de oscilación de masa. Estos fenómenos poseen importancia práctica en los casos en que el acueducto conecta tanques a superficie libre. Un paro del sistema implica la conversión de la energía cinética de masas de cientos de toneladas de agua moviéndose a 2 ó 3 m/s, en energía potencial gravitatoria. Ello supone fenómenos de oscilación que deben tenerse presentes con el fin de evitar derrames por el coronamiento de los tanques o vaciado de los mismos con el consiguiente arrastre de aire al interior de la conducción.

Como se sabe los transitorios hidráulicos ocurren cuando se presenta un cambio súbito en la velocidad del fluido. Si bien toda alteración en el gasto da lugar a un transitorio hidráulico que se propaga con una celeridad del orden de 300 a 1200 m/s por todo el sistema; en el diseño, por razones de seguridad, se considera la alteración más brusca de la velocidad que puede ocurrir en el acueducto. Esta alteración es

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

la ocasionada por un "paro de emergencia de las máquinas". Este tipo de paro ocurre cuando la planta de bombeo se queda sin suministro eléctrico. El corte de bombeo produce un descenso de presión que se propaga a lo largo del acueducto.

Método para resolver las ecuaciones de continuidad y de cantidad de movimiento.

Las ecuaciones de cantidad de movimiento y de continuidad que se generan para la solución de fenómenos transitorios son diferenciales parciales cuasilineales hiperbólicas.

Una solución matemática de estas ecuaciones no existe, sin embargo se han desarrollado varios métodos analítico que puede ser programado para analizarse en una computadora digital, uno de ellos se conoce como "método de las características", las ecuaciones diferenciales parciales primero son transformadas en ecuaciones diferenciales ordinarias, que son resueltas por una técnica explícita de diferencias finitas, porque cada condición de frontera y cada sección del conducto son analizadas separadamente durante un tiempo dado, este método es particularmente recomendable para sistemas con condiciones de frontera complejas.

El programa utilizado para la simulación de transitorios rápidos "TRANS", fue desarrollado por el Instituto de Ingeniería de la UNAM, el cual está basado en el método de las características para la simulación del fenómeno ondulatorio en el interior de la conducción y dispositivos hidromecánicos que forman parte de la misma.

Para realizar el análisis se requiere de cierta información como: momento de inercia de los equipos de bombeo, las curvas de carga y momento porcentual para una máquina de la familia con velocidad específica N_s , gasto a conducir, cadenamamiento inicial y elevación de la succión, coeficiente de fricción, tramos de la tubería, tiempo de simulación, coeficiente de pérdida de la válvula de control cuando está completamente abierta y término independiente para el ajuste de la curva de cierre de la válvula.

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

El momento de inercia del conjunto bomba- motor, se obtiene de acuerdo con la ecuación propuesta por Thorley en la forma siguiente.

$$I(bomba) = 0.03768 \left(\frac{P}{N^3} \right)^{0.9556}$$

$$I(motor) = 0.0043 \left(\frac{P}{N} \right)^{1.48}$$

donde:

N = velocidad de rotación de la bomba, en miles de rpm

P = potencia en KW

La velocidad específica N_s se determina con la ecuación siguiente y está a su vez caracteriza a cada una de las familias de las máquinas mostradas en la figura 5.14.

$$N_s = \frac{N \sqrt{Q}}{H^{3/4}}$$

donde:

N_s = velocidad específica (adimensional)

Q = gasto, en m^3/s

H = carga por impulsor, en m

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

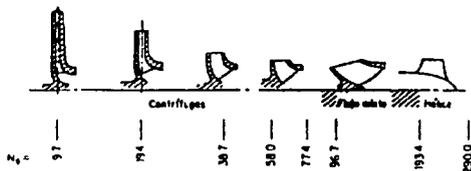


Figura 5.14 Geometría de los impulsores en relación con N_s

Curvas de carga y momento porcentual.

Es posible que durante los fenómenos transitorios se invierta el sentido del gasto y de la rotación de la bomba y con esto se entre en regímenes de operación especiales. Cada máquina hidráulica de reacción (bomba o turbina) puede operar en una de las tres formas siguientes:

- 1) Bomba: cuando hay transferencia neta de potencia mecánica del eje a potencia hidráulica del fluido.
- 2) Turbina: cuando hay transferencia neta de potencia hidráulica del fluido a potencia mecánica del eje.
- 3) Disipación de energía: cuando el fluido entrega potencia hidráulica y el eje entrega potencia mecánica que se disipa en el fluido en forma de calor.

En las figuras 5.15, 5.16 y 5.17 se puede observar que todo punto posible de operación de la máquina tiene su representación como punto geométrico en el diagrama. Por lo tanto cualquier comportamiento de la máquina variable en el tiempo (comportamiento no estacionario o transitorio) se traducirá en una curva en el plano α, v . Para todo punto de esa curva el diagrama de los cuatro cuadrantes suministra los valores de $f\zeta$ (carga porcentual) y $f\beta$ (par o momento porcentual) que corresponden a ese punto.

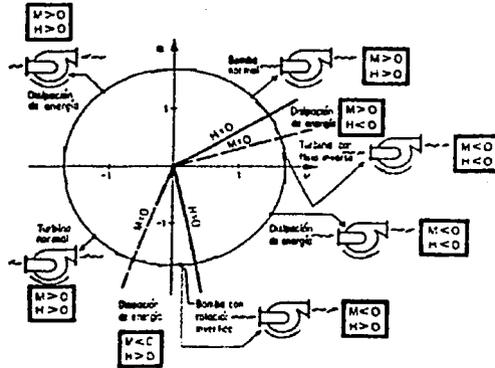


Figura 5.15 Diagrama de "Knapp" o de los cuatro cuadrantes

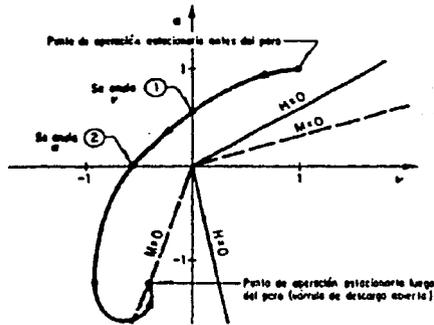


Figura 5.16 Evolución en el diagrama de los cuatro cuadrantes del punto representativo de la operación de la bomba luego de un paro accidental

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

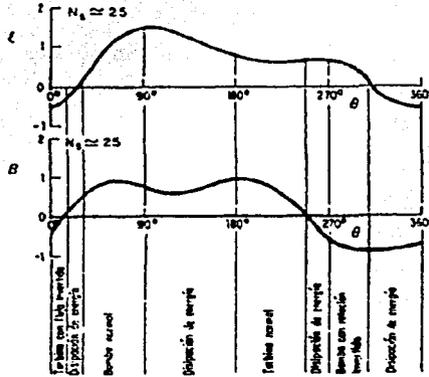


Figura 5.17. Curva carga y momento porcentuales después de un paro accidental de la bomba

Análisis realizados.

A continuación se describe en general cada fenómeno físico con significación en la operación del sistema utilizando para ello el programa "TRANS", y se presentan los esquemas de los dispositivos vinculados con el mismo, para finalmente presentar un esquema integrado del acueducto con la solución propuesta.

Se analizan los eventos más críticos, en los dos primeros el paro súbito de los equipos en operación debido al corte de energía eléctrica y en el tercero el cierre de la válvula de control aguas abajo para un tiempo determinado, el cual debe ser capaz de evitar el colapso de la tubería debido a la sobrepresión que se genera.

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

Dado que la composición del acueducto permite dividirlo en secciones considerando las condiciones de frontera, se presenta el análisis realizado para los cuatro tramos en operación, asumiendo que se presentan dos eventualidades, la primera de ellas sin considerar la presencia de válvulas de admisión y expulsión de aire y la segunda considerando la presencia de dichas válvulas, de igual forma se analiza el tiempo de cierre de la válvula de control colocada a la llegada del tanque de distribución.

1) Pozo

- a) Simulación con un equipo parando, sin la presencia de válvulas de admisión y expulsión de aire.
- b) Análisis con un equipo parando, simulación con la presencia de las válvulas de admisión y expulsión de aire distribuidas a lo largo de la tubería, se permite la entrada de aire a través de las mismas.

2) Plantas de bombeo.

- a) Simulación con dos equipos parando, sin la presencia de válvulas de admisión y expulsión de aire.
- b) Análisis con dos equipos parando, simulación con la presencia de las válvulas de admisión y expulsión de aire distribuidas a lo largo de la tubería, se permite la entrada de aire a través de las mismas.

3) Tramo a gravedad.

- a) Simulación con válvula de control.

I. Primera sección pozo El vivero- PB1.

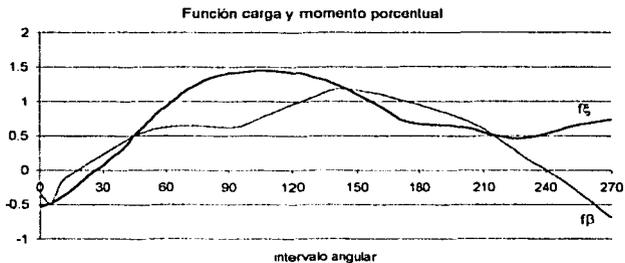
Ubicación Km inicial planta de bombeo
 Ubicación de la PB1 (descarga)
 Longitud total del acueducto

0+000
 06+086
 6086 m

Material de la tubería	Fibrocemento y Acero
Diámetro de la tubería	250-273.1 mm (10"- 10 3/4")
Espesor de la tubería	18.5- 6.35 mm
Gasto de diseño del sistema	38.6 l/s
Celeridad inicial considerada de la onda de presión en la tubería	1115 m/s

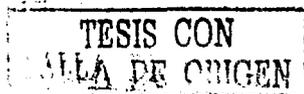
Características de la bomba en operación en el pozo El vivero.

No equipos 1	H= 50.29 m	Ns= 5205
N= 1760 rpm	eficiencia= 82.3%	P= 23.59 KW
Q= 0.0386 l/s	l(bomba- motor)= 0.353 Kg.m ²	No. Impulsores= 4



II. Segunda sección PB1- PB2.

Ubicación Km inicial planta de bombeo	6+086
Ubicación de la PB2(descarga)	08+340
Longitud total del acueducto	2254 m
Material de la tubería	Acero
Diámetro de la tubería	273.1 mm (10 3/4")
Espesor de la tubería	6.35 mm
Gasto de diseño del sistema	38.55 l/s
Celeridad inicial considerada de la onda de presión en la tubería	1215 m/s



Características de la bomba en operación en la PB1.

No. equipos 2	H= 195.6 m	Ns= 31.19
N= 3550 rpm	eficiencia= 77.2%	P= 48.85 KW
Q= 0.01928 l/s	l(bomba- motor)= 0.249 Kg m ²	No. impulsores= 6

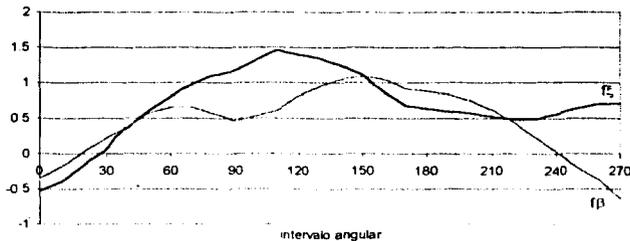
III. Tercera sección PB2- TCR.

Ubicación Km inicial planta de bombeo	8+340
Ubicación caja de cambio de régimen (descarga)	12+620
Longitud total del acueducto	4280 m
Material de la tubería	Acero
Diámetro de la tubería	273.1 mm (10 3/4")
Espesor de la tubería	6.35 mm
Gasto de diseño del sistema	38.55 l/s
Celeridad inicial considerada de la onda de presión en la tubería	1215 m/s

Características de la bomba en operación en la PB2.

No. equipos 2	H= 195.46 m	Ns= 31.19
N= 3550 rpm	eficiencia= 77.2%	P= 48.82 KW
Q= 0.01928 l/s	l(bomba- motor)= 0.249 Kg m ²	No. impulsores= 6

Función carga y momento porcentual



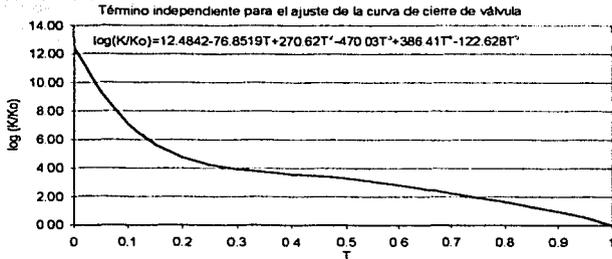
TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

IV. Cuarta sección TCR- Tanque Llano Norte.

Ubicación Km inicial tanque de carga constante	12+620
Ubicación tanque llano norte (descarga)	29+569
Longitud total del acueducto	16949 m
Material de la tubería	Fibrocemento y Acero
Diámetro de la tubería	200- 219.1-168.3 mm (8"- 8 5/8"- 6 5/8")
Espesor de la tubería	19- 24- 4.8 mm
Gasto de diseño del sistema*	34.20 l/s
Celeridad inicial considerada de la onda de presión en la tubería	1170 m/s

*Considerando que el trante en el TCR es igual a 2.7 m, se obtiene el gasto mencionado

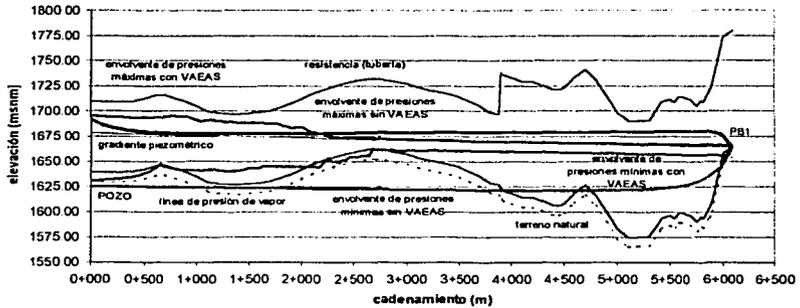
Se considera que al simular el cierre de una válvula de control, su comportamiento se asemeja al de un polinomio de quinto grado de la forma siguiente.



Al realizar el análisis por medio del programa "TRANS", se obtienen los siguientes resultados.

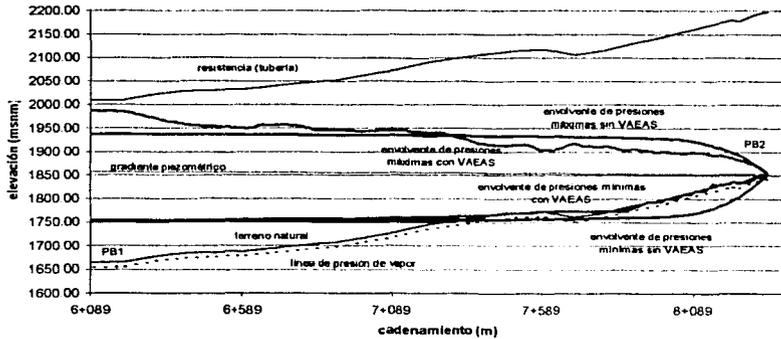
**TESIS CON
FALLA DE ORIGEN**

POZO-PB1



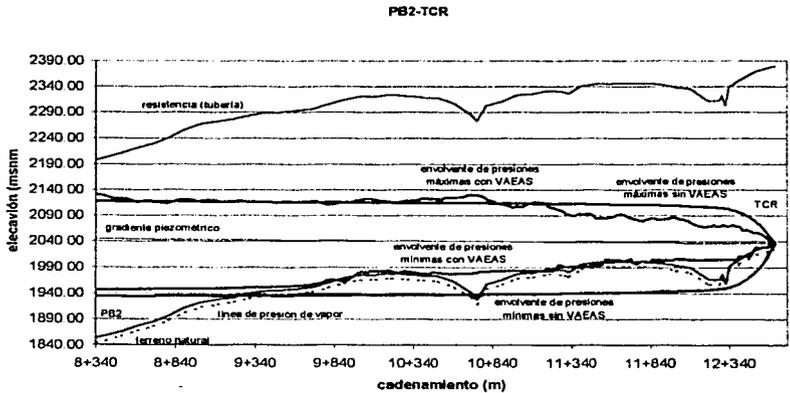
Tramo I.

PB1-PB2

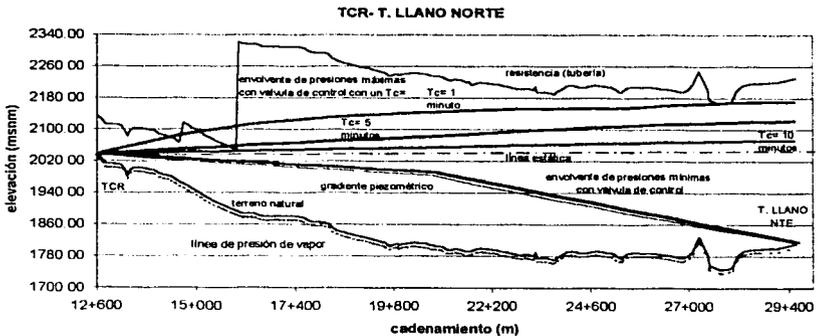


Tramo II

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN



Tramo III



Tramo IV

TESIS CON
 FALLA DE ORIGEN

En los tramos I, II y III se observa que la envolvente de presiones mínimas sin la colocación de VAEAS se presenta en algunos tramos por debajo de la línea de presión de vapor, creando depresiones considerables. Si estas depresiones llegan a alcanzar presiones cercanas a la presión de vapor puede ocurrir un eventual colapso de la tubería. Si la tubería no colapsa y la depresión es de tal magnitud que se alcanza la presión de vapor a la temperatura ambiente, se producirán grandes burbujas en tramos largos de la conducción. Se tiene así el fenómeno de separación de columna. Este fenómeno es seguido de una reunión violenta de las columnas líquidas, lo que genera una onda de sobrepresión de gran magnitud.

Al analizar la envolvente de presiones mínimas en los tramos I, II y III en los que se permite el ingreso de aire a través de las VAEAS, se aprecia una reducción en la intensidad de la onda de depresión, con lo que se evita el colapso de la tubería.

Como consecuencia del análisis realizado, fue posible determinar que el volumen de aire que entra a la conducción por medio de las válvulas de admisión y expulsión no es excesivo, motivo por el que no se presenta la compresión de burbujas de aire que pudieran dar lugar a una sobrepresión y dañar la tubería.

Como puede observarse las envolventes de presiones máximas en los eventos anteriores, no sobrepasan la resistencia de la tubería, por lo que no presenta ningún problema de importancia desde la perspectiva de diseño.

El tramo IV, se aprecian problemas de sobrepresión, al sobrepasar la envolvente de presiones máximas la resistencia de la tubería, motivo por el que es necesario optar por diferentes tiempos de cierre de la válvula de control, obteniendo así que el tiempo de cierre adecuado de la válvula para evitar sobrepresiones en este tramo es de 10 minutos, pues en tiempos de cierre menores existe el peligro de colapso de la tubería, aquí no se presentan problemas debidos a la onda de depresión, la cual tiende a aproximarse a la línea piezométrica.

En cuanto a la selección del diámetro y clase de las válvulas de admisión y expulsión de aire, estas no requieren un incremento en los diámetros de las válvulas que se eligieron para la operación normal, aunque fue necesaria la colocación adicional de alguna de ellas en puntos específicos, en este análisis se prestó principal atención a la válvula ubicada en el Kilómetro 2+680, sin embargo el volumen de aire que entra por ésta, se encuentra dentro del rango de operación de la misma, por lo que no es necesario considerar el diseño de alguna estructura adicional en dicho punto, pero sin embargo se sugiere la colocación de una válvula en paralelo, con la finalidad de evitar fallas en el sistema.

La colocación, diámetro y clase de las válvulas combinadas seleccionadas para el adecuado funcionamiento de la conducción, se presentan en el plano correspondiente del subcapítulo 5.6.

5.5. Antepresupuesto de las obras.

En este subcapítulo se presenta el costo de las estructuras y piezas especiales del anteproyecto del acueducto Tasquillo- Zimapán. La finalidad de mostrar el costo del anteproyecto en su conjunto, es tener un valor estimado del valor total y así poder realizar posteriormente un análisis más detallado en la etapa de proyecto ejecutivo; para la obtención de los importes se hizo referencia a los costos presentados en el capítulo cuatro, de igual manera los volúmenes de excavación en obra, fueron obtenidos a través del trazo de la línea de conducción y diseño correspondiente de las estructuras funcionales, las longitudes y tipo de materiales de la conducción son los referidos en los planos correspondientes del subcapítulo 5.6.

A continuación se presenta la descripción de los conceptos que conforman cada una de las obras que deben ser realizadas, así como los precios y los importes totales de cada una de ellas, al final se muestra el costo integrado del anteproyecto.

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

ANTEPROYECTO DEL ACUEDUCTO TASHUILLO- ZIMAPAN TRAMO PÓDOL DEL VIVERO- P1							
CONCEPTOS DE OBRA							
NO	DESCRIPCION	Cantidad	Unidad	Presup. Unidario	Importe		
DESCRIPCION							
1	EMPAQUE Y PAVIMENTACION EN LA AREA DE PAVIMENTO	4 000.00	M2	5.47	21 833.03		
2	ELEVACION DE TERRENO: TRAZADO DE LA LINEA DE PAVIMENTO PROYECTADA EN SECCIONES CUADRO DE PLANIMETRIA MATERIAL 10 CM DE	2 047.40	M3	26.20	53 513.88		
		1 117.40	M3	143.30	160 122.82		
3	PUENTE PARA PASADIZO PARA INSTALACION DE LA LINEA DE PAVIMENTO EN SECCIONES CUADRO DE PLANIMETRIA	734.40	M3	47.61	34 913.00		
4	RELLENO DE TIERRA COMPLETA TRAZADO DE PAVIMENTO MATERIAL PROYECTADO DE ELEVACION	1 446.70	M3	40.74	58 936.58		
5	RELLENO DE TIERRA EN LOS PUNTO DE CONEXION DE LA LINEA DE PAVIMENTO	1 853.30	M3	6.82	12 658.24		
6	TRABAJO DE FORMACION DE LOS CANALES DE DRENAJE EN LOS CANALES DE DRENAJE	3 040.00	M	299.81	931 568.00		
7	INSTALACION DE BARRANDOS Y PUENTE EN LOS CANALES DE DRENAJE DE ACRILO CON UN ANCHO DE 0.75 M Y UN ANCHO DE 0.75 M DE CANTO DE 10 CM Y UN ANCHO DE 0.75 M	7 208.00	M	605.56	4 364 708.48		
8	LIMPIEZA Y REPARACION DE TUBERIA Y FILZAS EN LOS CANALES DE ACRILO CON UN ANCHO DE 0.75 M Y UN ANCHO DE 0.75 M	1 804.00	M2	63.56	114 640.15		
9	LIMPIEZA Y REPARACION DE TUBERIA Y FILZAS EN LOS CANALES DE ACRILO CON UN ANCHO DE 0.75 M Y UN ANCHO DE 0.75 M	1 804.00	M2	58.00	104 676.76		
10	PROTECCION ANTICORROSION PARA FORMAR EN LA SUPERFICIE INTERIOR DE LOS CANALES DE ACRILO Y ACABARLOS EN EL CANTO DE LOS CANALES DE ACRILO EN LOS PUNTO DE CONEXION DE LOS CANALES DE ACRILO	1 804.00	M2	162.86	294 231.64		
11	PROTECCION ANTICORROSION PARA EL INTERIOR DE LA SUPERFICIE INTERIOR DE LOS CANALES DE ACRILO Y ACABARLOS EN EL CANTO DE LOS CANALES DE ACRILO EN LOS PUNTO DE CONEXION DE LOS CANALES DE ACRILO	1 804.00	M2	85.87	154 089.68		
12	FABRICACION Y COLOCACION DE CONCRETO DE DRENAJE PARA ATORNILLAR EN LOS PUNTO DE CONEXION DE LOS CANALES DE ACRILO Y ACABARLOS EN EL CANTO DE LOS CANALES DE ACRILO EN LOS PUNTO DE CONEXION DE LOS CANALES DE ACRILO	30.00	M3	1 046.57	31 397.10		
13	SUMINISTRO, INSTALACION Y PRUEBA DE LAS PIZAS DE DRENAJE EN LOS PUNTO DE CONEXION DE LOS CANALES DE ACRILO Y ACABARLOS EN EL CANTO DE LOS CANALES DE ACRILO EN LOS PUNTO DE CONEXION DE LOS CANALES DE ACRILO	900.00	M2	11.87	10 683.00		
14	SUMINISTRO, INSTALACION Y PRUEBA DE LAS PIZAS DE DRENAJE EN LOS PUNTO DE CONEXION DE LOS CANALES DE ACRILO Y ACABARLOS EN EL CANTO DE LOS CANALES DE ACRILO EN LOS PUNTO DE CONEXION DE LOS CANALES DE ACRILO	300.00	M2	40.60	12 180.00		
15	SUMINISTRO, INSTALACION Y PRUEBA DE LAS PIZAS DE DRENAJE EN LOS PUNTO DE CONEXION DE LOS CANALES DE ACRILO Y ACABARLOS EN EL CANTO DE LOS CANALES DE ACRILO EN LOS PUNTO DE CONEXION DE LOS CANALES DE ACRILO	23.00	PZA	831.05	19 116.15		
16	FABRICACION Y COLOCACION DE CONCRETO DE DRENAJE PARA ATORNILLAR EN LOS PUNTO DE CONEXION DE LOS CANALES DE ACRILO Y ACABARLOS EN EL CANTO DE LOS CANALES DE ACRILO EN LOS PUNTO DE CONEXION DE LOS CANALES DE ACRILO	33.00	CAJA	3 844.84	126 879.72		
17	FABRICACION Y COLOCACION DE CONCRETO DE DRENAJE PARA ATORNILLAR EN LOS PUNTO DE CONEXION DE LOS CANALES DE ACRILO Y ACABARLOS EN EL CANTO DE LOS CANALES DE ACRILO EN LOS PUNTO DE CONEXION DE LOS CANALES DE ACRILO	17.00	CAJA	3 844.84	65 362.28		
18	SUMINISTRO, INSTALACION Y PRUEBA DE LAS PIZAS DE DRENAJE EN LOS PUNTO DE CONEXION DE LOS CANALES DE ACRILO Y ACABARLOS EN EL CANTO DE LOS CANALES DE ACRILO EN LOS PUNTO DE CONEXION DE LOS CANALES DE ACRILO	7.00	PZA	498.00	3 486.00		
19	SUMINISTRO, INSTALACION Y PRUEBA DE LAS PIZAS DE DRENAJE EN LOS PUNTO DE CONEXION DE LOS CANALES DE ACRILO Y ACABARLOS EN EL CANTO DE LOS CANALES DE ACRILO EN LOS PUNTO DE CONEXION DE LOS CANALES DE ACRILO	10.00	PZA	634.74	6 347.40		
		31 MM (Ø) DE DIAMETRO	4.00	PZA	8.80	35.20	
20	SUMINISTRO, INSTALACION Y PRUEBA DE LAS PIZAS DE DRENAJE EN LOS PUNTO DE CONEXION DE LOS CANALES DE ACRILO Y ACABARLOS EN EL CANTO DE LOS CANALES DE ACRILO EN LOS PUNTO DE CONEXION DE LOS CANALES DE ACRILO	20.00	PZA	6.80	136.00		
		31 MM (Ø) DE DIAMETRO	7.00	PZA	60.74	425.18	
21	SUMINISTRO, INSTALACION Y PRUEBA DE LAS PIZAS DE DRENAJE EN LOS PUNTO DE CONEXION DE LOS CANALES DE ACRILO Y ACABARLOS EN EL CANTO DE LOS CANALES DE ACRILO EN LOS PUNTO DE CONEXION DE LOS CANALES DE ACRILO	2.00	PZA	63.00	126.00		
		31 MM (Ø) DE DIAMETRO	8.00	PZA	87.80	702.40	
22	SUMINISTRO, INSTALACION Y PRUEBA DE LAS PIZAS DE DRENAJE EN LOS PUNTO DE CONEXION DE LOS CANALES DE ACRILO Y ACABARLOS EN EL CANTO DE LOS CANALES DE ACRILO EN LOS PUNTO DE CONEXION DE LOS CANALES DE ACRILO	14.00	PZA	306.60	4 292.40		
		31 MM (Ø) DE DIAMETRO	7.00	PZA	689.30	4 825.10	
23	SUMINISTRO Y COLOCACION DE BORNOS DE LOS CANALES DE DRENAJE EN LOS PUNTO DE CONEXION DE LOS CANALES DE ACRILO Y ACABARLOS EN EL CANTO DE LOS CANALES DE ACRILO EN LOS PUNTO DE CONEXION DE LOS CANALES DE ACRILO	17.00	PZA	6.30	107.10		
		16 MM x 60 MM (Ø) x 17'	8.00	PZA	4.30	34.40	
		16 MM x 60 MM (Ø) x 17'	8.00	PZA	14.30	114.40	
		16 MM x 60 MM (Ø) x 17'	7.00	PZA	21.30	149.10	
		16 MM x 60 MM (Ø) x 17'	7.00	PZA	21.30	149.10	

TOTAL 2 280 077.02

TESIS CON FALLA DE ORIGEN

ANTEPROYECTO DEL ACUEDUCTO TASQUILLO-ZIMAPÁN INAMOPMI-FBZ					
No.	CONCEPTOS DE OBRA	Cantidad	Unidad	Porcentaje	Importe
DE DESCRIPCION					
1	MAPA TRAZO Y NIVELACION EN LÍNEA DE TRAZADO	1,803.20	M2	5.41	9,883.30
2	EXCAVACION DE LOS TUBERÍAS: TUBERÍAS DE 30 CM DE DIÁMETRO	80.00	M3	38.83	3,106.40
3	EXCAVACION DE MATERIAL PARA CERRAR EN SILOCA MANO	70.00	M3	51.87	3,632.10
4	RELLENADO DE CEPAS COMPACTADAS AL 80% PROYECTAS CON MATERIAL PROYECTADO DE BARRIDO (TRIPATA) INCLUYE SUBMINISTRAR DE LOS MATERIALES CON CALIDAD Y REACABAR HASTA EL NIVEL DE LA OBRA	100.00	M3	56.75	5,675.00
5	ALFREDE TUBERÍAS Y MANTAS PARA CERRAR EN SILOCA MANO, PARA USO DE TUBERÍAS	363.00	M3	29.43	10,584.25
6	INSTALACION DEL ALFREDE Y PUNTO DE BARRIDO EN SILOCA MANO DE 27.5 CM DE DIÁMETRO (10" 3/4")	2,754.00	M	405.54	1,114,177.22
7	UNIFORME Y BARRIDO DE TUBERÍAS Y PUNTO DE BARRIDO EN SILOCA MANO CON CHORRO DE AGUA CALIENTE (10" 3/4")	1,944.00	M2	43.58	84,775.70
8	REEMPLAZO INTERIOR DE TUBERÍAS Y PIEZAS DE REPORTE DE ACERO CON CHORRO DE AGUA CALIENTE COMO RECAL	1,844.00	M2	58.88	108,724.38
9	PROTECCION CONTRA CORROSION PARA TUBERÍAS DE ACERO SUPERIORES EN LA LINEA DE ALIMENTACION DE LA OBRA, ACABADOS EN GALVANIZADO Y PROTECTORES METALICOS CON MALLA DE FIBRA DE VIDRIO Y VIELTRO DE 100 MICRAS	1,454.00	M2	162.88	238,026.92
10	PROTECCION CONTRA CORROSION PARA TUBERÍAS DE ACERO SUPERIORES INTERIORES CON PUNTO CATALIZADO Y ACABADO EN GALVANIZADO Y ALFOS RECAL	1,844.00	M2	85.97	158,526.88
11	FABRICACION Y OPERACION DE CERRAJES DE BARRIDO PARA ATRAVESAR TUBERÍAS INCLUYE: MANTENIMIENTO DE LA OBRA, ACABADOS Y TUBERÍAS DE BARRIDO PARA SU CORRECTO TERMINADO EN EL SITIO DE LA OBRA	13.00	M3	1,046.07	13,598.94
12	FABRICACION DE BULTAS DE MANTENIMIENTO PARA BARRAJA ASIGNADA CON MONTE DE CEMENTO ARENA 1:3	40.00	M3	746.38	44,955.20
13	SUBMINISTRO, INSTALACION Y PRUEBA DE PIEZAS DE CERRAJES DE ALFOS	181.20	K3	40.40	7,324.68
14	SUBMINISTRO, INSTALACION Y PRUEBA DE VALVULAS DE ALIMENTACION Y EMERGENCIA DE 14 CM DE DIÁMETRO EN EL MEDIO DUCTO, ANTES Y DESPUÉS DE LA OBRA DE ACERO INOXIDABLE (150 PSI) INCLUYE: PIEZAS DE REPORTE DE INSTALACION EN EL SITIO	3.00	PZA	891.05	2,703.15
15	SUBMINISTRO, INSTALACION Y PRUEBA DE VALVULAS DE ALIMENTACION Y EMERGENCIA DE 14 CM DE DIÁMETRO EN EL MEDIO DUCTO, ANTES Y DESPUÉS DE LA OBRA DE ACERO INOXIDABLE (300 PSI) INCLUYE: PIEZAS DE REPORTE DE INSTALACION EN EL SITIO	1.00	PZA	1,441.05	1,441.05
16	FABRICACION DE CEPAS PARA PROTECCION DE VALVULAS DE ADMISION Y LAMPARA DE AGUA CON AMBROS DE TAMBURE INCLUYE: CERRAJES DE 14 CM DE DIÁMETRO Y OBRAS DE CONCRETO ARMADO. INCLUYE: CONFORMACION DE FODOS DE BARRIDO Y MANTENIMIENTO CON TAPA DE FIERRO FODOS DE 136 MM, 405 CM DE ALTO Y 150 CM DE ANCHO, MATERIALES DE MANO DE OBRA ACABADOS Y FODOS DE BARRIDO PARA SU CORRECTA TERMINACION SEGUN DISEÑO	6.00	CAJA	3,848.84	23,054.04
17	FABRICACION DE CAJAS PARA PROTECCION DE BARRAJAS CON MANTENIMIENTO DE TAMBURE INCLUYE: CERRAJES DE 14 CM DE DIÁMETRO Y OBRAS DE CONCRETO ARMADO. INCLUYE: CONFORMACION DE FODOS DE BARRIDO Y MANTENIMIENTO CON TAPA DE FIERRO FODOS DE 136 MM, 405 CM DE ALTO Y 150 CM DE ANCHO, MATERIALES DE MANO DE OBRA ACABADOS Y FODOS DE BARRIDO PARA SU CORRECTA TERMINACION SEGUN DISEÑO	4.00	CAJA	3,848.84	15,395.36
18	SUBMINISTRO, INSTALACION Y PRUEBA DE VALVULAS DE BARRIDO EN EL SITIO DE LA OBRA	2.00	PZA	488.28	976.56
19	SUBMINISTRO, INSTALACION Y PRUEBA DE EMPACLES DE PLOMO INCLUYE: FLETS ACABADOS Y FODOS DE BARRIDO PARA SU CORRECTA INSTALACION EN EL SITIO DE LA OBRA	2.00	PZA	8.85	17.70
20	SUBMINISTRO, INSTALACION Y PRUEBA DE EMPACLES DE PLOMO EN EL SITIO DE LA OBRA	12.00	PZA	8.85	106.20
21	SUBMINISTRO, INSTALACION Y PRUEBA DE EMPACLES DE PLOMO EN EL SITIO DE LA OBRA	4.00	PZA	88.74	354.96
22	SUBMINISTRO, INSTALACION Y PRUEBA DE EMPACLES DE PLOMO EN EL SITIO DE LA OBRA	12.00	PZA	888.30	10,659.60
23	SUBMINISTRO, OPERACION DE TORNILLOS EN ALFOS: GALVANIZADO CON CARRERA Y TUBERÍAS DE BARRIDO: 16 MM x 16 MM (5/8" x 1/2")	9.00	PZA	8.00	72.00
24	16 MM x 16 MM (5/8" x 1/2")	80.00	PZA	9.00	720.00
25	16 MM x 16 MM (5/8" x 1/2")	12.00	PZA	448.00	5,376.00
26	16 MM x 16 MM (5/8" x 1/2")	12.00	PZA	448.00	5,376.00
TOTAL:					1,731,582.80

**TESIS CON
FALLA DE ORIGEN**

Capítulo 5. Anteproyecto del acueducto Tasquillo-Zimapan 162

ANTEPROYECTO EN LA CUADRUPLICACIÓN TASQUILLO-ZIMAPAN TRAMO P20- P21					
No.	DESCRIPCIÓN DE OBRA	Cantidad	Unidad	Presupuesto Unitario	Total
DESCRIPCIÓN					
1	LIMPIEZA Y REPARACIÓN EN EL ANEXO TRAMADO	5,47	M2		18 728.28
2	RECONSTRUCCIÓN DE CEPAS EN MATERIAL COMÚN EN BOCOA MANO (2.4 P.M DE PROFUNDIDAD)	80.00	M3	38.63	3 090.80
3	RECONSTRUCCIÓN DE MATERIALES EN BOCOA MANO (2.4 P.M DE PROFUNDIDAD)	20.00	M3	91.87	1 837.40
4	RELENO DE CEPAS COMPACTADO AL 90% PROYECTON CON MATERIAL PROYECTON EN PANCO (14 M T.M) INCLUYE NUBRETES DE LOS MATERIALES CERCADOS Y ACARREOS HASTA EL SITIO DE LA OBRA	100.00	M3	36.78	3 678.00
5	AFINE DE TERRENO EN MATERIAL COMÚN EN BOCOA MANO PARA ANEXO DE TUBERÍA	715.00	M3	28.45	20 341.75
6	INSTALACION SUBMINISTRO Y PRUEBA HIDRÁULICA DE TUBERIA DE ACEÑO ASIMÉTRICO DE Ø 273.1 MM (10.34") DE DIAMETRO (500 P.SU) EN 2.80 M DE LARGO	5 260.00	M	405.58	1 733 682.40
7	LIMPIEZA EXTERIOR DE TUBERÍA Y PIEZAS ESPECIALES DE ACEÑO CON CHICHO DE ANEPA, GRADO COMERCIAL	1 872.24	M2	63.55	158 928.95
8	LIMPIEZA INTERIOR DE TUBERÍA Y PIEZAS ESPECIALES DE ACEÑO CON CHICHO DE ANEPA, GRADO COMERCIAL	3 501.04	M2	58.88	205 476.04
9	PROTECCIÓN ANTI-BURBUJAS PARA TUBERÍA DE ACEÑO SUPERIOR ESTE TIPO SE BASE EN ALTERNAR DE PIEZA FEMALE, APLICACIÓN EN CAJILITE Y PROTECCIÓN MECÁNICA CON MALLA DE YERBA DE VIEJO Y RESINA DE TRABAJO VERDE	1 872.24	M2	182.86	342 134.45
10	PROTECCIÓN ANTI-BURBUJAS PARA TUBERÍA DE ACEÑO SUPERIOR, BUTYRICO CON ENGRASADO CALZADO Y ACABADO ESPESOR GRUESO DE AL TOS BARRA EN GRABADO EN LÓTEL	3 501.04	M2	85.87	300 864.41
11	AFERECIÓN Y CALIFICACIÓN DE CONCRETO BARRA PARA TRABAJOS EN FORJADO EN MATERIALES DE MANO DE OBRA, ACARREOS Y TODO LO NECESARIO PARA SU CONCRETO Y MANEJO EN EL SITIO DE LA OBRA	20.00	M3	1 088.07	21 761.40
12	ARMADON DE MALLAS DE BARRA PARA LA OBRA EN LAZADA CON BARRAS DE MÉRITO ART. N.º 3	1 700.00	M3	749.38	89 525.80
13	SUBMINISTRO, INSTALACION Y PRUEBA DE PIEZAS ESPECIALES DE ACEÑO	240.76	M2	40.40	9 738.95
14	SUBMINISTRO, INSTALACION Y PRUEBA DE VALVULAS DE ADMISION Y EXHAUSTO DE AMPLIACION CULMINO DE HERRIDO EN ACEÑO ASIMÉTRICO DE ACEÑO INCRECABLE (500 P.SU) INCLUYE PIEZAS ESPECIALES E INSTALACION EN EL SITIO	17.00	PZA	631.05	10 728.85
15	SUBMINISTRO, INSTALACION Y PRUEBA DE VALVULAS DE ADMISION Y EXHAUSTO DE AMPLIACION CULMINO DE HERRIDO EN ACEÑO ASIMÉTRICO DE ACEÑO INCRECABLE (800 P.SU) INCLUYE PIEZAS ESPECIALES E INSTALACION EN EL SITIO	3.00	PZA	1 641.09	4 923.15
16	VERIFICACION DE CALIDAD PARA PROTECCION DE VALVULAS DE ADMISION Y EXHAUSTO DE AMPLIACION CULMINO DE HERRIDO RELOJERÍA DE 12.000 DE ESPESOR Y LOGOS DE 1.000 DE ANCHURA INCLUYE CONTRAMARCHA DE FOLIO RELOJERÍA Y MARCHAS CON TAPA DE FOLIO RELOJERÍA Y MARCHAS CON TAPA DE FOLIO RELOJERÍA DE 1.000 NO. AD. COMO APILANADO Y PLEADO INTERIOR. MATERIALS DE MANO DE OBRA ACARREOS Y TODO LO NECESARIO PARA SU CORRECTA TERMINACION, SEGUN DISEÑO	20.00	CAJA	3 848.84	76 976.80
17	AFERECIÓN DE CASAS PARA PROTECCION DE DEBARRAN CON MURDO DE TABIQUE RELOJERÍA DE 12.000 DE ESPESOR Y LOGOS DE 1.000 DE ANCHURA INCLUYE CONTRAMARCHA DE FOLIO RELOJERÍA Y MARCHAS CON TAPA DE FOLIO RELOJERÍA DE 1.000 NO. AD. COMO APILANADO Y PLEADO INTERIOR. MATERIALS DE MANO DE OBRA ACARREOS Y TODO LO NECESARIO PARA SU CORRECTA TERMINACION, SEGUN DISEÑO	10.00	CAJA	3 848.84	38 488.40
18	SUBMINISTRO, INSTALACION Y PRUEBA DE VALVULAS DE ACCIONAMIENTO EN BOCA MANO DE VASTAGO Ø 152.4 MM PUERTAS EN EL SITIO DE LA OBRA	7.00	PZA	488.08	3 416.56
19	83.5 MM (Ø) DE DIAMETRO	3.00	PZA	834.74	2 504.22
20	SUBMINISTRO, INSTALACION Y PRUEBA DE EMPUJONES DE HERRIDO INCLUYE RELES, ACARREOS Y TODO LO NECESARIO PARA SU CORRECTA INSTALACION EN EL SITIO DE LA OBRA	20.00	PZA	8.80	176.00
	83.5 MM (Ø) DE DIAMETRO	8.00	PZA	8.00	64.00
	150 MM (Ø) DE DIAMETRO	8.00	PZA	60.74	485.92
21	PROTECCION ANTI-BURBUJAS Y INFERA DE JUNTAS EN BARRA DE HERRIDO DE INCLUYE TORNEADERA Y PUERTAS EN EL SITIO DE LA OBRA	50.00	PZA	664.30	3 321.50
22	SUBMINISTRO Y CALIFICACION DE TORNEADO DE ACEÑO CALIBRADO CON MALLA Y TORNEADO NACIONAL	16.00	PZA	8.00	128.00
	18 MM X 16 MM (Ø) DE 1.00	84.00	PZA	8.00	672.00
	18 MM X 20 MM (Ø) DE 1.00	276.00	PZA	14.00	3 864.00
TOTAL					3 327 462.41

TESIS CON FALLA DE ORIGEN

ANTEPROYECTO DEL ACUEDUCTO TASQUILLO-ZIMAPAN (Continuación)				
No.	DESCRIPCIÓN DE OBRAS	Cantidad	Unidad	Valor unitario
1	... (text) ...	12.41	m ³	5.73
2	... (text) ...	1.00	m ³	1.00
3	... (text) ...	1.00	m ³	1.00
4	... (text) ...	1.00	m ³	1.00
5	... (text) ...	1.00	m ³	1.00
6	... (text) ...	1.00	m ³	1.00
7	... (text) ...	1.00	m ³	1.00
8	... (text) ...	1.00	m ³	1.00
9	... (text) ...	1.00	m ³	1.00
10	... (text) ...	1.00	m ³	1.00
11	... (text) ...	1.00	m ³	1.00
12	... (text) ...	1.00	m ³	1.00
13	... (text) ...	1.00	m ³	1.00
14	... (text) ...	1.00	m ³	1.00
15	... (text) ...	1.00	m ³	1.00
16	... (text) ...	1.00	m ³	1.00
17	... (text) ...	1.00	m ³	1.00
18	... (text) ...	1.00	m ³	1.00
19	... (text) ...	1.00	m ³	1.00
20	... (text) ...	1.00	m ³	1.00
21	... (text) ...	1.00	m ³	1.00
22	... (text) ...	1.00	m ³	1.00
23	... (text) ...	1.00	m ³	1.00
24	... (text) ...	1.00	m ³	1.00
25	... (text) ...	1.00	m ³	1.00
26	... (text) ...	1.00	m ³	1.00
27	... (text) ...	1.00	m ³	1.00
28	... (text) ...	1.00	m ³	1.00
29	... (text) ...	1.00	m ³	1.00
30	... (text) ...	1.00	m ³	1.00
31	... (text) ...	1.00	m ³	1.00
32	... (text) ...	1.00	m ³	1.00
33	... (text) ...	1.00	m ³	1.00
34	... (text) ...	1.00	m ³	1.00
35	... (text) ...	1.00	m ³	1.00
36	... (text) ...	1.00	m ³	1.00
37	... (text) ...	1.00	m ³	1.00
38	... (text) ...	1.00	m ³	1.00
39	... (text) ...	1.00	m ³	1.00
40	... (text) ...	1.00	m ³	1.00
41	... (text) ...	1.00	m ³	1.00
42	... (text) ...	1.00	m ³	1.00
43	... (text) ...	1.00	m ³	1.00
44	... (text) ...	1.00	m ³	1.00
45	... (text) ...	1.00	m ³	1.00
46	... (text) ...	1.00	m ³	1.00
47	... (text) ...	1.00	m ³	1.00
48	... (text) ...	1.00	m ³	1.00
49	... (text) ...	1.00	m ³	1.00
50	... (text) ...	1.00	m ³	1.00
51	... (text) ...	1.00	m ³	1.00
52	... (text) ...	1.00	m ³	1.00
53	... (text) ...	1.00	m ³	1.00
54	... (text) ...	1.00	m ³	1.00
55	... (text) ...	1.00	m ³	1.00
56	... (text) ...	1.00	m ³	1.00
57	... (text) ...	1.00	m ³	1.00
58	... (text) ...	1.00	m ³	1.00
59	... (text) ...	1.00	m ³	1.00
60	... (text) ...	1.00	m ³	1.00
61	... (text) ...	1.00	m ³	1.00
62	... (text) ...	1.00	m ³	1.00
63	... (text) ...	1.00	m ³	1.00
64	... (text) ...	1.00	m ³	1.00
65	... (text) ...	1.00	m ³	1.00
66	... (text) ...	1.00	m ³	1.00
67	... (text) ...	1.00	m ³	1.00
68	... (text) ...	1.00	m ³	1.00
69	... (text) ...	1.00	m ³	1.00
70	... (text) ...	1.00	m ³	1.00
71	... (text) ...	1.00	m ³	1.00
72	... (text) ...	1.00	m ³	1.00
73	... (text) ...	1.00	m ³	1.00
74	... (text) ...	1.00	m ³	1.00
75	... (text) ...	1.00	m ³	1.00
76	... (text) ...	1.00	m ³	1.00
77	... (text) ...	1.00	m ³	1.00
78	... (text) ...	1.00	m ³	1.00
79	... (text) ...	1.00	m ³	1.00
80	... (text) ...	1.00	m ³	1.00
81	... (text) ...	1.00	m ³	1.00
82	... (text) ...	1.00	m ³	1.00
83	... (text) ...	1.00	m ³	1.00
84	... (text) ...	1.00	m ³	1.00
85	... (text) ...	1.00	m ³	1.00
86	... (text) ...	1.00	m ³	1.00
87	... (text) ...	1.00	m ³	1.00
88	... (text) ...	1.00	m ³	1.00
89	... (text) ...	1.00	m ³	1.00
90	... (text) ...	1.00	m ³	1.00
91	... (text) ...	1.00	m ³	1.00
92	... (text) ...	1.00	m ³	1.00
93	... (text) ...	1.00	m ³	1.00
94	... (text) ...	1.00	m ³	1.00
95	... (text) ...	1.00	m ³	1.00
96	... (text) ...	1.00	m ³	1.00
97	... (text) ...	1.00	m ³	1.00
98	... (text) ...	1.00	m ³	1.00
99	... (text) ...	1.00	m ³	1.00
100	... (text) ...	1.00	m ³	1.00

TESIS CON FALLA DE ORIGEN

Capítulo 5. Anteproyecto del acueducto Tasquillo- Zimapán 1r-4

ANTEPROYECTO DEL ACUEDUCTO TASQUILLO- ZIMAPAN ESTRUCTURAS BOMBEEAS				
No.	CONCEPTOS DE OBRA	Cantidad	Unidad	Presupuesto
DESCRIPCION				
1	PLAZO	407.00	M2	72.27
	EQUIPAMIENTO	40.00	M2	4.300.00
	MANEJO, MANTENIMIENTO Y ALMORZADO	400.00	M2	100.000.00
	ENERGIA (MOTORES Y CABLES)	1.00	LITROS	100.000.00
				624.000.00
2	ESTACION DE BOMBEO 1			
	PLAZO	207.00	M2	72.27
	MANEJO, MANTENIMIENTO Y ALMORZADO	70.00	M2	1.000.00
	EQUIPAMIENTO	275.00	M2	4.300.00
	ENERGIA (MOTORES Y CABLES)	400.00	M2	100.000.00
3	ESTACION DE BOMBEO 2			
	PLAZO	115.00	M2	72.27
	MANEJO, MANTENIMIENTO Y ALMORZADO	70.00	M2	1.000.00
	EQUIPAMIENTO	275.00	M2	4.300.00
	ENERGIA (MOTORES Y CABLES)	1.00	LITROS	100.000.00
4	TANQUE			
	TANQUE DE CAMBIO DE NIVEL	50.00	M2	17.000.00
				676.000.00
				3.074.000.00

ANTEPROYECTO DEL ACUEDUCTO TASQUILLO- ZIMAPAN OBRAS				
No.	CONCEPTOS DE OBRA	Cantidad	Unidad	Presupuesto
DESCRIPCION				
1	TRINCHAS CON CUBIERTA PARA TUBERIA			
	TRINCHAS CON CUBIERTA PARA TUBERIA 1.50x1.50x1.50			
	TRINCHAS CON CUBIERTA PARA TUBERIA 2.00x2.00x1.50			
	TRINCHAS CON CUBIERTA PARA TUBERIA 2.50x2.50x1.50			
	TRINCHAS CON CUBIERTA PARA TUBERIA 3.00x3.00x1.50			
	TRINCHAS CON CUBIERTA PARA TUBERIA 3.50x3.50x1.50			
	TRINCHAS CON CUBIERTA PARA TUBERIA 4.00x4.00x1.50			
	TRINCHAS CON CUBIERTA PARA TUBERIA 4.50x4.50x1.50			
	TRINCHAS CON CUBIERTA PARA TUBERIA 5.00x5.00x1.50			
	TRINCHAS CON CUBIERTA PARA TUBERIA 5.50x5.50x1.50			
2	TRINCHAS SIN CUBIERTA PARA TUBERIA			
	TRINCHAS SIN CUBIERTA PARA TUBERIA 1.50x1.50x1.50			
	TRINCHAS SIN CUBIERTA PARA TUBERIA 2.00x2.00x1.50			
	TRINCHAS SIN CUBIERTA PARA TUBERIA 2.50x2.50x1.50			
	TRINCHAS SIN CUBIERTA PARA TUBERIA 3.00x3.00x1.50			
	TRINCHAS SIN CUBIERTA PARA TUBERIA 3.50x3.50x1.50			
	TRINCHAS SIN CUBIERTA PARA TUBERIA 4.00x4.00x1.50			
	TRINCHAS SIN CUBIERTA PARA TUBERIA 4.50x4.50x1.50			
	TRINCHAS SIN CUBIERTA PARA TUBERIA 5.00x5.00x1.50			
	TRINCHAS SIN CUBIERTA PARA TUBERIA 5.50x5.50x1.50			
3	TRINCHAS CON CUBIERTA PARA TUBERIA			
	TRINCHAS CON CUBIERTA PARA TUBERIA 1.50x1.50x1.50			
	TRINCHAS CON CUBIERTA PARA TUBERIA 2.00x2.00x1.50			
	TRINCHAS CON CUBIERTA PARA TUBERIA 2.50x2.50x1.50			
	TRINCHAS CON CUBIERTA PARA TUBERIA 3.00x3.00x1.50			
	TRINCHAS CON CUBIERTA PARA TUBERIA 3.50x3.50x1.50			
	TRINCHAS CON CUBIERTA PARA TUBERIA 4.00x4.00x1.50			
	TRINCHAS CON CUBIERTA PARA TUBERIA 4.50x4.50x1.50			
	TRINCHAS CON CUBIERTA PARA TUBERIA 5.00x5.00x1.50			
	TRINCHAS CON CUBIERTA PARA TUBERIA 5.50x5.50x1.50			
				TOTAL
				37.000.00

COSTO DEL ACUEDUCTO	
CONCEPTO	MONTANTE (\$)
LINEA DE CONDUCCION	
PLAZO	2.266.071.00
M2 1.50x1.50	1.133.000.00
M2 2.00	3.137.000.00
M2 2.50	8.000.000.00
M2 3.00	1.200.000.00
M2 3.50	1.200.000.00
M2 4.00	1.200.000.00
M2 4.50	1.200.000.00
M2 5.00	1.200.000.00
M2 5.50	1.200.000.00
ESTRUCTURAS	
PLAZO	2.266.071.00
M2 1.50	1.133.000.00
M2 2.00	3.137.000.00
M2 2.50	8.000.000.00
M2 3.00	1.200.000.00
M2 3.50	1.200.000.00
M2 4.00	1.200.000.00
M2 4.50	1.200.000.00
M2 5.00	1.200.000.00
M2 5.50	1.200.000.00
MANEJO	
MANEJO Y MANTENIMIENTO	601.75
ENERGIA	
ENERGIA	2.000.000.00
MANEJO DE OBRAS	
MANEJO DE OBRAS	1.000.000.00
MANEJO DE EQUIPAMIENTO	
MANEJO DE EQUIPAMIENTO	4.000.000.00
MANEJO DE TUBERIA	
MANEJO DE TUBERIA	4.000.000.00
MANEJO DE TANQUE	
MANEJO DE TANQUE	1.000.000.00
TOTAL	
TOTAL	20.017.000.00

TESIS CON FALLA DE ORIGEN

5.6. Planos del anteproyecto.

Este subcapítulo presenta los planos del anteproyecto del acueducto Tasquillo- Zimapán, que se dividen en la forma siguiente.

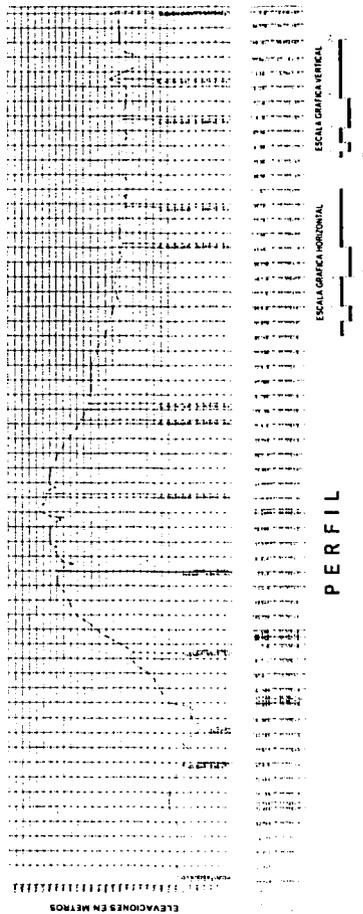
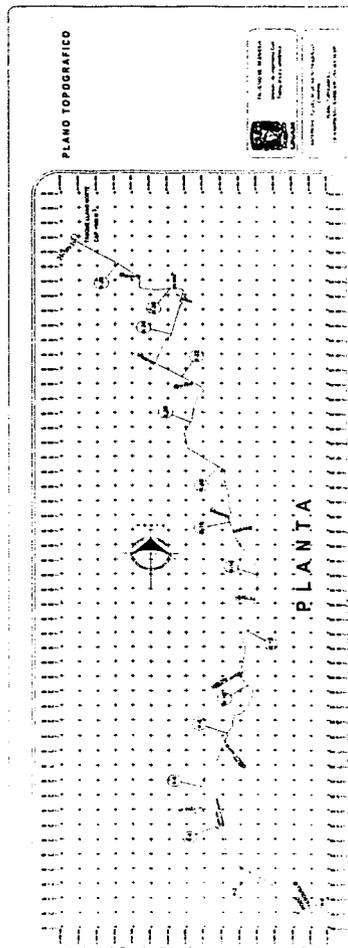
- 1) Plano topográfico
- 2) Plano general
- 3) Planos de la línea de conducción y piezas especiales
- 4) Planos de las estructuras funcionales

La ubicación de los predios para la construcción de las plantas de bombeo y el tanque de cambio de régimen, esta en función de la propiedad de los terrenos, motivo por el que las plantas de bombeo se ubicaron cerca del derecho de vía de la carretera 85 Tasquillo- Zimapán, en el caso particular del tanque de cambio de régimen este debe ser ubicado en la parte más alta del perfil del terreno natural, para dicho fin se dispone de un terreno propiedad del municipio, lo que permite su construcción sin pagos por a terceros.

Considerando a la línea de conducción, está no se rige por el comportamiento hidráulico del acueducto en cuanto al tipo y clase de material, sino por el terreno, cuyo suelo presenta en su gran mayoría roca y en menor cantidad material común.

Se presentan a continuación los planos de la línea de conducción del anteproyecto del acueducto Tasquillo- Zimapán, así como los planos de las estructuras funcionales y piezas especiales del mismo.

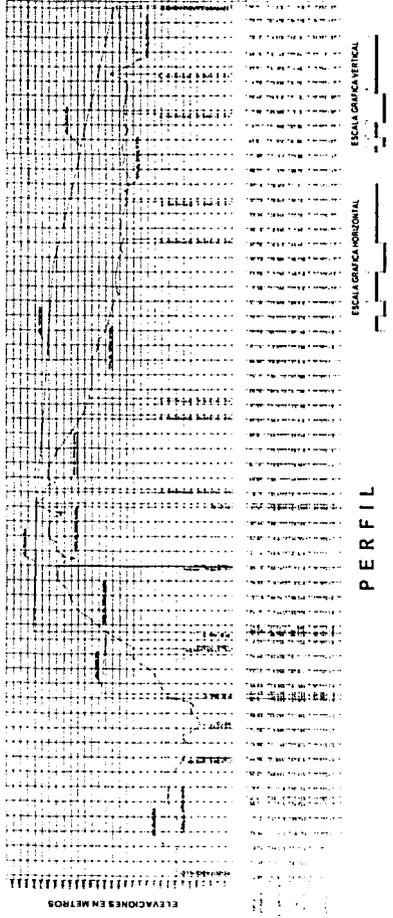
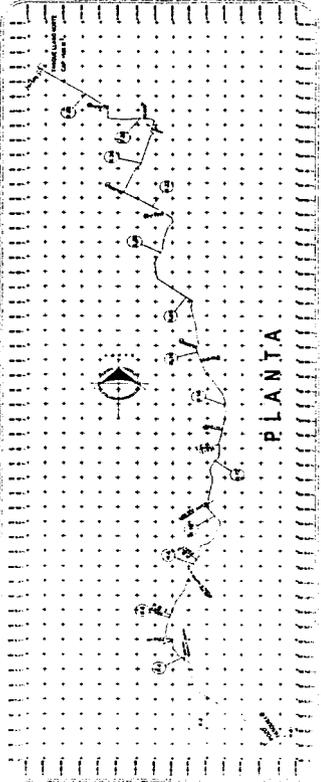
TESIS CON
FALLA DE ORIGEN



TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

DATOS DE PROYECTO

TÍTULO DEL PROYECTO: ACUEDUCTO TASQUILLO-ZIMAPÁN
 FECHA DE ELABORACIÓN: 20 DE MARZO DE 1958
 AUTOR: INGENIERO JOSÉ GARCÍA GONZÁLEZ
 ESCALA: 1:10,000
 INSTITUCIÓN: INSTITUTO TECNOLÓGICO DE GUATEMALA
 ASIGNATURA: DISEÑO DE OBRAS DE OBRAS DE SANEAMIENTO
 PROFESOR: DR. JOSÉ GARCÍA GONZÁLEZ
 ALUMNO: JOSÉ GARCÍA GONZÁLEZ



ESCALA GRÁFICA HORIZONTAL

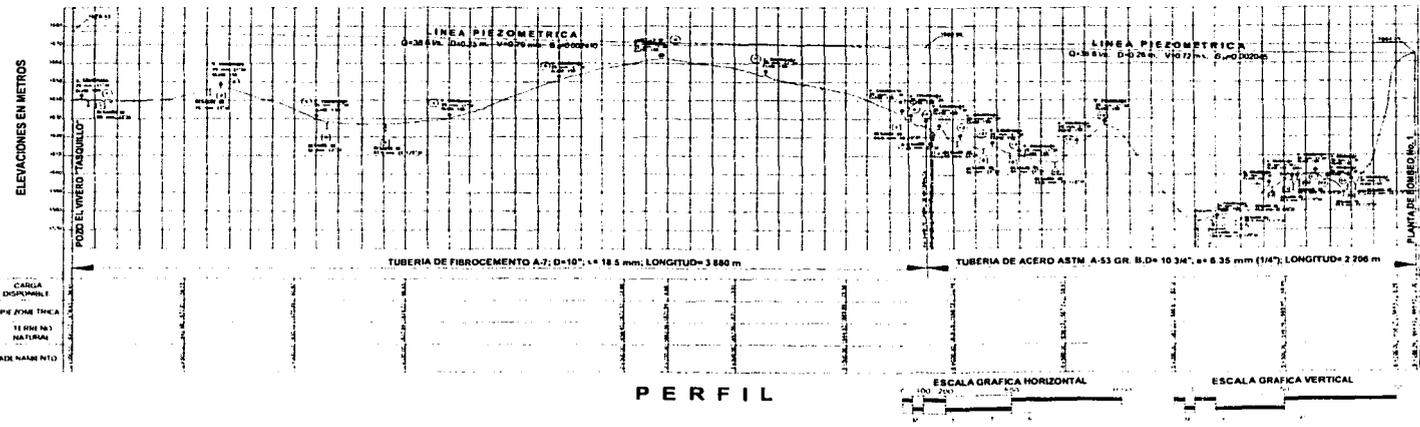
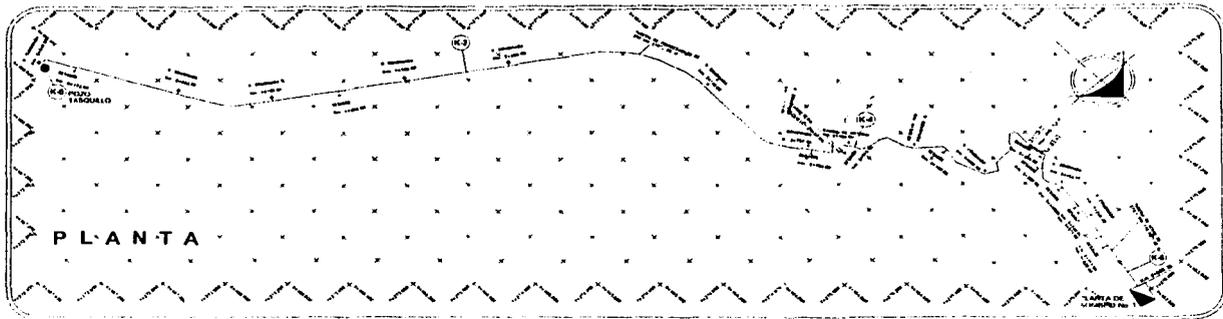
ESCALA GRÁFICA VERTICAL

TESIS CON FALLA DE ORIGEN

TESIS CON FALLA DE ORIGEN

DATOS DE PROYECTO

POBLACION TOTAL	15000 HABITANTES
POBLACION URBANA	15000 HABITANTES
POBLACION RURAL	0 HABITANTES
DOTACION ZONA URBANA	200 LITROS/HAZ
DOTACION ZONA RURAL	100 LITROS/HAZ
CAPASO MEDIO	3000 LPS
CAPASO MAXIMO DIARIO	4000 LPS
CAPASO MAXIMO HORARIO	5000 LPS
CUM ZONA URBANA	1.34
CUM ZONA RURAL	1.05
CUM ZONA RURAL	1.2
CUM ZONA RURAL	1.6
SISTEMA	BOMBEO Y GRAVEDAD
FUENTE DE ABASTECIMIENTO	ACUEDUCTO DE TASQUILLO
CAPTACION	POZO PROFUNDO
DESINFECCION	GAS CLORO



FACULTAD DE INGENIERIA
Division de Ingeniería Civil,
Topografica y Geodésica

ANTEPROYECTO DEL ACUEDUCTO TASQUILLO-ZIMAPAN
TRAMO POZO EL VIVERO- PB1
CADENAMIENTO 0+000 KM- 6+086.39 KM
DESNIVEL TOPOGRAFICO 24.43 M

TESIS CON FALLA DE ORIGEN

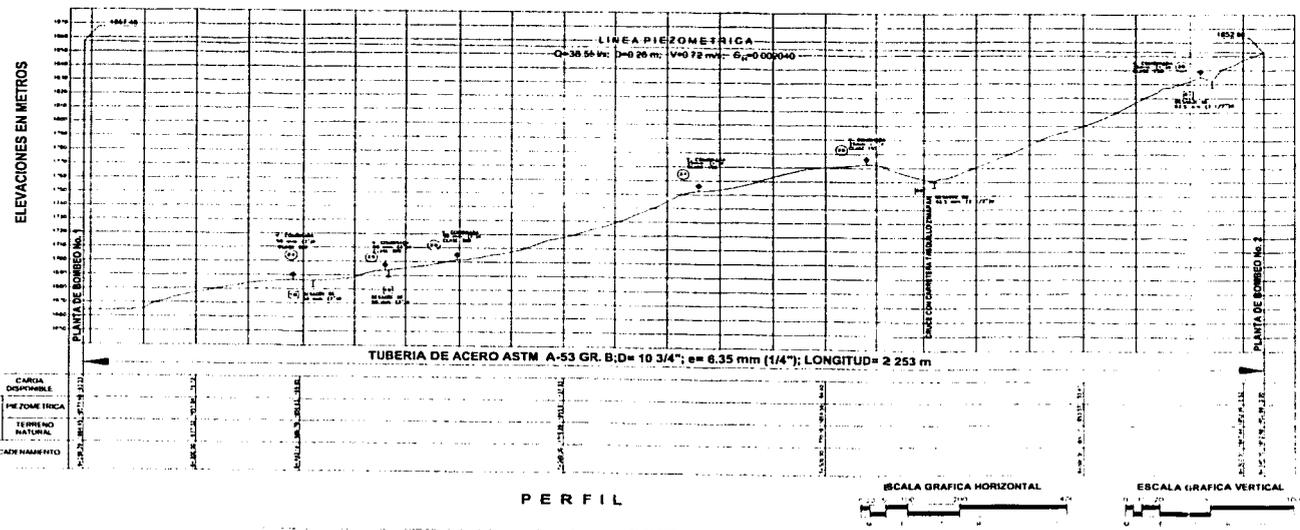
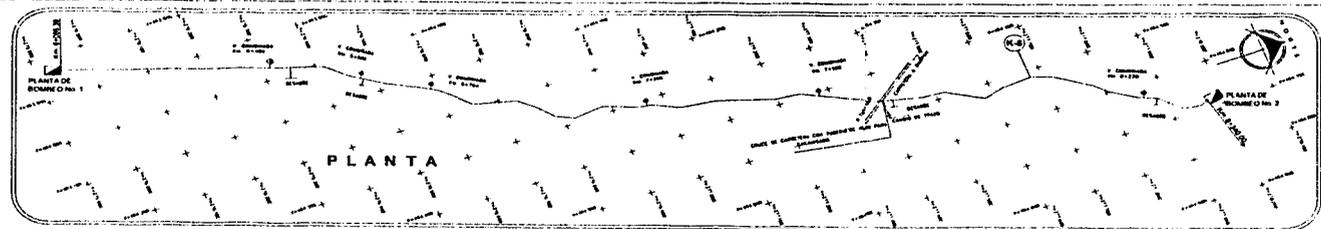
DATOS DE PROYECTO

POBLACION PROY.	1095 habitantes
POBLACION PROYECTO 2001	12646 habitantes
DOTACION ZONA RURAL	100 lts/hab/dia
DOTACION ZONA URBANA	200 lts/hab/dia
GASTO MEDIO	5.64 lps/s
GASTO MAXIMO DIARIO	16.64 lps/s
GASTO MAXIMO HORARIO	20.64 lps/s
CVD ZONA URBANA	1.44
CVD ZONA RURAL	1.50
CVD ZONA RURAL	1.2
CVD ZONA RURAL	1.5
SISTEMA	RAMAL Y GRAFIEDAD
FUENTE DE ABASTECIMIENTO	ACUEDUCTO DE TASQUILLO
APTACION	POZO PROFUNDO
DESINFECCION	GAS CLORO



FACULTAD DE INGENIERIA
División de Ingeniería Civil,
Topográfica y Geodésica

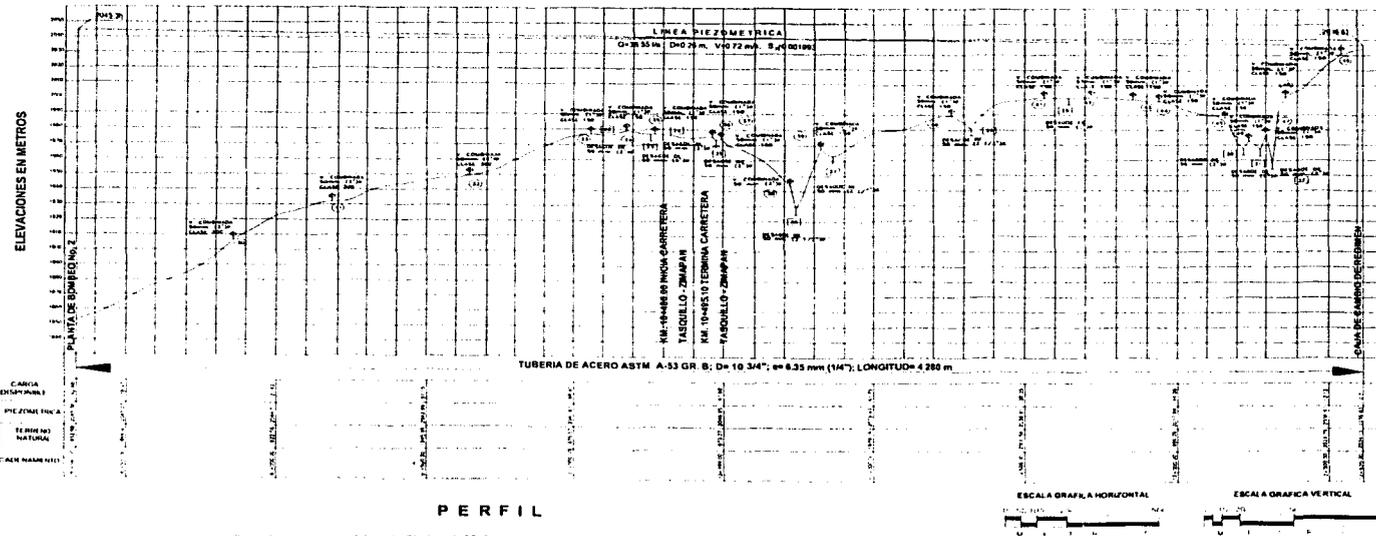
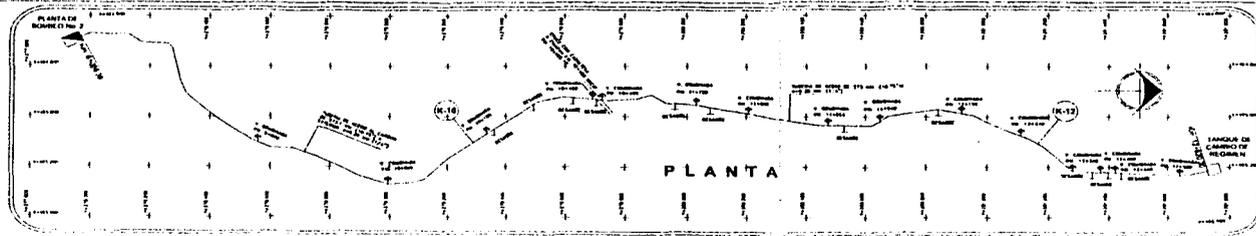
ANTEPROYECTO DEL ACUEDUCTO TASQUILLO-
ZIMAPAN
TRAMO PB1- PB2
CADENAMIENTO 6+086.39 KM- 8+340 KM
DESIVEL TOPOGRAFICO 188.43 M



**TESIS CON
FALLA DE ORIGEN**

DATOS DE PROYECTO

FECHA DE 2005	FECHA DE 2005
POBLACION PROYECTADA 2020	15000 habitantes
DOTACION ZONA URBANA	1.0 l/cap/dia
DOTACION ZONA URBANA	2.0 l/cap/dia
GASTO MEDIO DIARIO	35.0 l/cap
GASTO MAXIMO DIARIO	50.0 l/cap
GASTO MAXIMO HORARIO	80.0 l/cap
CUD ZONA URBANA	1.44
CUD ZONA RURAL	1.55
CUD ZONA RURAL	1.2
CUD ZONA RURAL	1.5
SISTEMA	ROMERO Y
	QUADRAD
FUENTE DE ABASTECIMIENTO	ACUEDUCTO DE
	TASQUILLO
CAPTACION	POZO PROFUNDO
DESARROLLO	CAJON CIBOLA



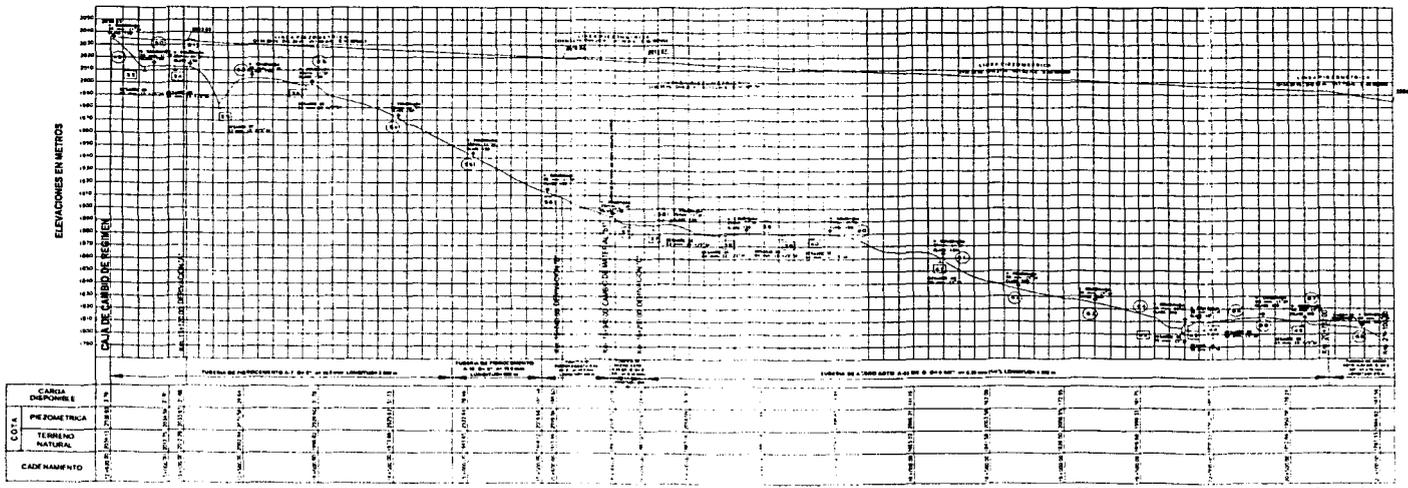
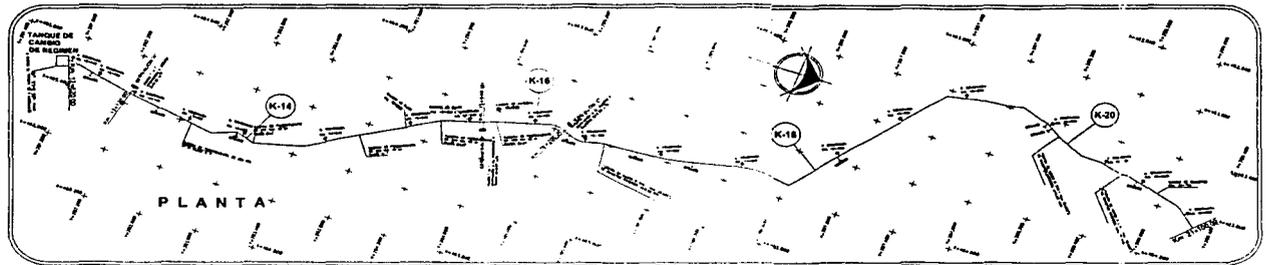
FACULTAD DE INGENIERIA
División de Ingeniería Civil,
Topográfica y Geodésica

ANTEPROYECTO DEL ACUEDUCTO TASQUILLO-
ZIMAPAN
TRAMO POZO PROFUNDO
CADENAMIENTO: 8 + 340 KM: 12 + 620 KM
ELEVACION TOPOGRAFICA 181.25 M

TESIS CON FALLA DE ORIGEN

DATOS DE PROYECTO

POBLACION 2000	15 400
POBLACION PROYECTO 2020	17 000
DOTACION ZONA RURAL	100 LITROS POR CABEZA
DOTACION ZONA URBANA	150 LITROS POR CABEZA
GASTO MEDIO	35.70 LITROS POR SEGUNDO
GASTO MAXIMO DIARIO	7.14 LITROS POR SEGUNDO
GASTO MAXIMO HORARIO	14.28 LITROS POR SEGUNDO
CVD ZONA URBANA	1.44
Cvd ZONA URBANA	1.12
CVD ZONA RURAL	1.12
Cvd ZONA RURAL	1.12
SISTEMA	BOMBEO Y GRAVITADO
FUENTE DE ABASTECIMIENTO	QUEBRADERO DE TASQUILLO
CAPTACION	PIZZO PROFUNDO
DESINFECCION	CLORO



COTA	CARGA DISPONIBLE	PIE ZOMETRICA	TERRENO NATURAL	CADENAMIENTO
2000	1.00	1.00	1.00	1.00
1900	1.00	1.00	1.00	1.00
1800	1.00	1.00	1.00	1.00
1700	1.00	1.00	1.00	1.00
1600	1.00	1.00	1.00	1.00
1500	1.00	1.00	1.00	1.00
1400	1.00	1.00	1.00	1.00
1300	1.00	1.00	1.00	1.00
1200	1.00	1.00	1.00	1.00
1100	1.00	1.00	1.00	1.00
1000	1.00	1.00	1.00	1.00
900	1.00	1.00	1.00	1.00
800	1.00	1.00	1.00	1.00
700	1.00	1.00	1.00	1.00
600	1.00	1.00	1.00	1.00
500	1.00	1.00	1.00	1.00
400	1.00	1.00	1.00	1.00
300	1.00	1.00	1.00	1.00
200	1.00	1.00	1.00	1.00
100	1.00	1.00	1.00	1.00
0	1.00	1.00	1.00	1.00

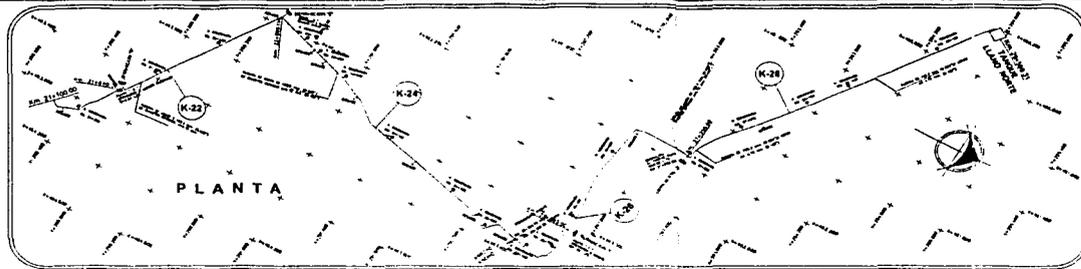
PERFIL



FACULTAD DE INGENIERIA
Division de Ingenieria Civil,
Topografica y Geodesica

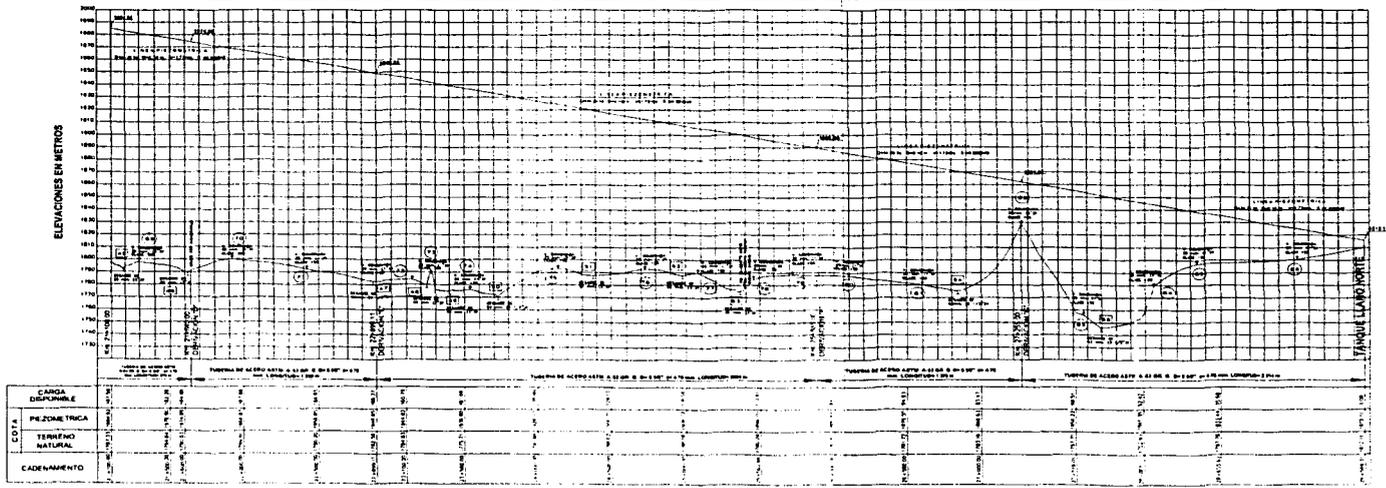
ANTEPROYECTO DEL ACUEDUCTO TASQUILLO
ZIMAPAN
TRAMO 082 TCR
CADENAMIENTO: 12+620 KM-21+100 KM
CARGA PIZOMETRICA 187.58 M

TESIS CON FALLA DE ORIGEN



DATOS DE PROYECTO

POBLACION 2000	14440 habitantes
POBLACION PROYECTO 2020	15240 habitantes
DOTACION ZONA RURAL	1.5 lts./hab./día
DOTACION ZONA URBANA	2.7 lts./hab./día
GASTO MEDIO	184.2 lts./día
GASTO MAXIMO DIARIO	184.2 lts./día
GASTO MAXIMO HORARIO	184.2 lts./día
CVD ZONA URBANA	1.5 m
CVD ZONA RURAL	1.5 m
CVD ZONA RURAL	1.5 m
SISTEMA	BOMBEO
FUENTE DE ABASTECIMIENTO	ART. PUNTA DE TASQUILLO
CAPTACION	PIEDRA NEGRA
DESINFECCION	CLORURO

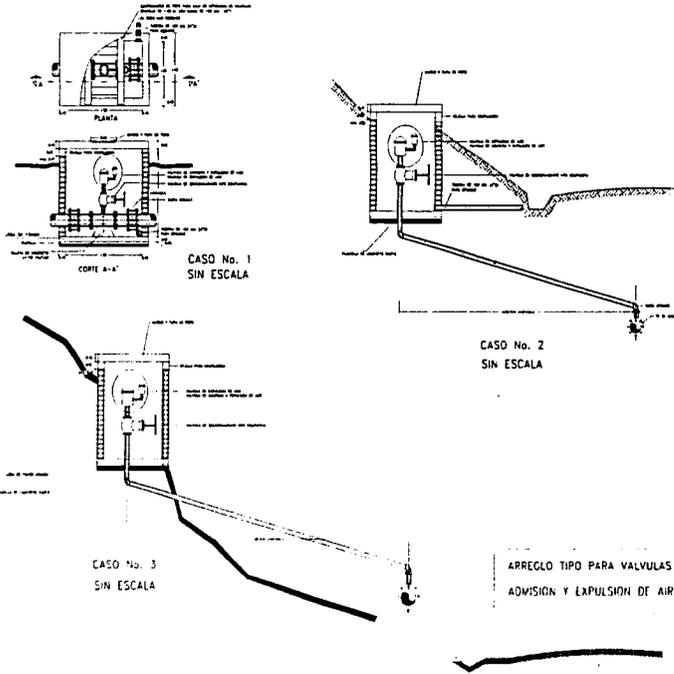


PERFIL



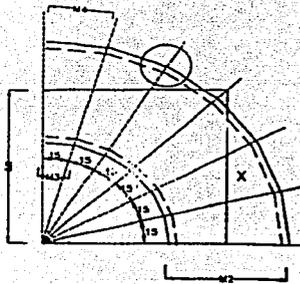
FACULTAD DE INGENIERIA
 Division de Ingeniería Civil,
 Topográfica y Geodesica
 ANTEPROYECTO DEL ACUEDUCTO TASQUILLO-ZIMAPAN
 TRAMO PD-7-7ER
 CADENAMIENTO 21+100 A.M. 21+500 31
 CARGA PIZOMETRICA 187.59 M

ANTEPROYECTO DEL ACUEDUCTO "TASOUILLO- ZIMAPAN" HIDALGO
VALVULAS DE ADMISION Y EXPULSION DE AIRE

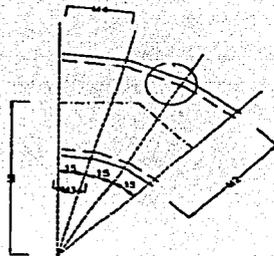


TESIS CON
PALA DE ORIGEN

Deflexiones existentes en la línea de conducción Tasquillo- Zimapán Hidalgo.



Codos de 90° y 45°.



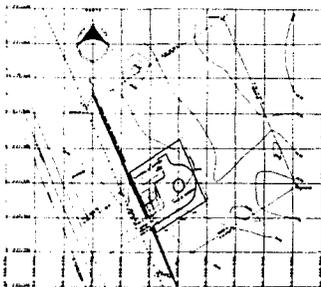
Angulo de codo (°)	Deflexión (°)	no. gajos	no. piezas
15	3° < codo ≤ 15°	1	87
30	15° < codo ≤ 30°	2	47
45	30° < codo ≤ 45°	3	19
60	45° < codo ≤ 60°	4	8
75	60° < codo ≤ 75°	5	6
90	75° < codo ≤ 90°	6	8

P1	Tramo pozo-a1		CODOS DE Fo Fo.	
	DEFLEXION		1er.	2o.
	grados	minutos		
1	90	47	90	0
3	17	13	11 25	0

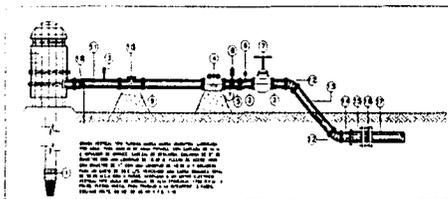
P1	Tramo T.C.R.- b1		CODOS DE Fo Fo.	
	DEFLEXION		1er.	2o.
	grados	minutos		
123	32	19	22 5	11 25
124	43	16	45	0
125	37	31	22 5	11 25

TESIS CON FALLA DE ORIGEN

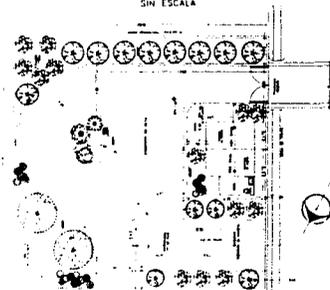
ANTEPROYECTO DEL ACUEDUCTO "TASQUILLO- ZIMAPAN" HIDALGO
POZO EL VIVERO TASQUILLO HIDALGO



UBICACION DEL POZO EL VIVERO KM=0+000
SIN ESCALA



ARREGLO DE FONTANERIA EN EL POZO
SIN ESCALA



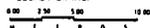
PLANTA DE CONJUNTO

POZO PIEZAS ESPECIALES	
1	Motor Eléctrico 40 HP 220 V 3 Fases
2	Cable de 1/2" de 100' de L
3	Valvula Purga Manométrica
4	Valvula Control de 1/2" de 100'
5	de 100' de 100' 270°
6	de 100' de 100'
7	de 100' de 100' 270°
8	de 100' de 100' 270°
9	de 100' de 100' 270°
10	de 100' de 100' 270°
11	de 100' de 100' 270°
12	de 100' de 100' 270°
13	de 100' de 100' 270°

NOTAS

1. Verificar las condiciones físicas del terreno
antes de la obra. 20 m

ESCALA GRAFICA



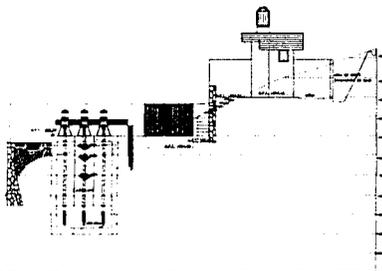
DATOS DE ANTEPROYECTO

SUPERFICIE DEL PREGIO	400 m ²
SUBESTACION ELECTRICA	45 PVA
CARGA A BOMBLEAR	38.6 l/s
CARGA TOTAL DE BOMBEO	50.29 m-c.a
EQUIPOS DE BOMBEO	1 DE 40 HP
VELOCIDAD	1760 rpm
NIVEL DEL TERMINO	1640 m-c.m.m
PROFUNDIDAD DEL NIVEL ESTÁTICO	1632.0 m-c.m.m
PROFUNDIDAD DEL NIVEL DINÁMICO	1637.1 m-c.m.m

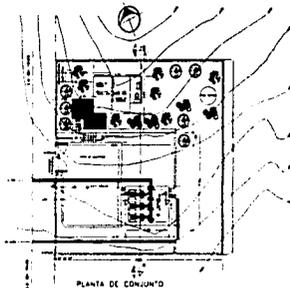
TESIS CON
FOLIA DE OXIGENI

ANTEPROYECTO DEL ACUEDUCTO "TASQUILLO- ZIMAPAN" HIDALGO

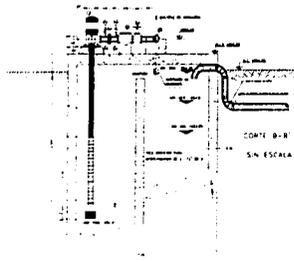
PLANTA DE BOMBEO No.1



CORTE A-A'
SIN ESCALA



PLANTA DE CONJUNTO



CORTE B-B'
SIN ESCALA

NOTAS

1. Este proyecto es un estudio preliminar de carácter informativo y no debe utilizarse para la construcción de obras de arte sin la aprobación expresa de la Comisión Ejecutiva de Fomento Rural.

2. El presente proyecto es un estudio preliminar de carácter informativo y no debe utilizarse para la construcción de obras de arte sin la aprobación expresa de la Comisión Ejecutiva de Fomento Rural.

3. El presente proyecto es un estudio preliminar de carácter informativo y no debe utilizarse para la construcción de obras de arte sin la aprobación expresa de la Comisión Ejecutiva de Fomento Rural.

4. El presente proyecto es un estudio preliminar de carácter informativo y no debe utilizarse para la construcción de obras de arte sin la aprobación expresa de la Comisión Ejecutiva de Fomento Rural.

5. El presente proyecto es un estudio preliminar de carácter informativo y no debe utilizarse para la construcción de obras de arte sin la aprobación expresa de la Comisión Ejecutiva de Fomento Rural.

6. El presente proyecto es un estudio preliminar de carácter informativo y no debe utilizarse para la construcción de obras de arte sin la aprobación expresa de la Comisión Ejecutiva de Fomento Rural.

7. El presente proyecto es un estudio preliminar de carácter informativo y no debe utilizarse para la construcción de obras de arte sin la aprobación expresa de la Comisión Ejecutiva de Fomento Rural.

8. El presente proyecto es un estudio preliminar de carácter informativo y no debe utilizarse para la construcción de obras de arte sin la aprobación expresa de la Comisión Ejecutiva de Fomento Rural.

9. El presente proyecto es un estudio preliminar de carácter informativo y no debe utilizarse para la construcción de obras de arte sin la aprobación expresa de la Comisión Ejecutiva de Fomento Rural.

10. El presente proyecto es un estudio preliminar de carácter informativo y no debe utilizarse para la construcción de obras de arte sin la aprobación expresa de la Comisión Ejecutiva de Fomento Rural.

NOTAS

1. Este proyecto es un estudio preliminar de carácter informativo y no debe utilizarse para la construcción de obras de arte sin la aprobación expresa de la Comisión Ejecutiva de Fomento Rural.

ESCALA GRAFICA



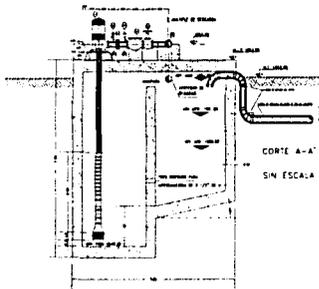
DATOS DE ANTEPROYECTO

SUPERFICIE DEL PREDIO	400 m ²
SUBESTACION ELECTRICA	150 pva
CAUDAL A BOMBEAR	38.6 l/s
CARGA TOTAL DE BOMBEO	195.60 m l.s
EQUIPOS DE BOMBEO 2 MAX 1	2 DE 75 hp
VELOCIDAD	3550 rpm
METES DEL TERRENO	1844.45 m
VOLUMEN DEL CARGAHO	70 m ³

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

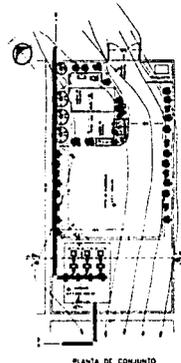
ANTEPROYECTO DEL ACUEDUCTO "TASQUILLO- ZIMAPAN" HIDALGO

PLANTA DE BOMBEO No.2

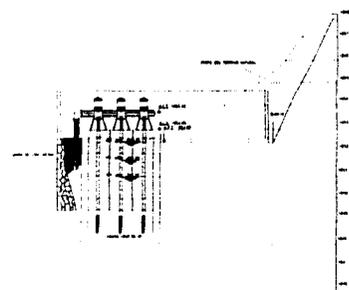


NOTAS

1. Este proyecto de planta de bombeo es para el suministro de agua potable a la zona de Tasquillo, Hidalgo, en el Estado de Hidalgo.
2. La capacidad de bombeo es de 195.46 m³/h.
3. La altura total de bombeo es de 2.0175 m.
4. El equipo de bombeo a utilizar es de tipo centrífugo.
5. La velocidad de rotación es de 3550 rpm.
6. El nivel del terreno es de 1852.88 m s.n.m.
7. El volumen del cargamento es de 70 m³.
8. La planta de bombeo se construye en un terreno plano.
9. La planta de bombeo se construye en un terreno plano.
10. La planta de bombeo se construye en un terreno plano.
11. La planta de bombeo se construye en un terreno plano.
12. La planta de bombeo se construye en un terreno plano.
13. La planta de bombeo se construye en un terreno plano.
14. La planta de bombeo se construye en un terreno plano.
15. La planta de bombeo se construye en un terreno plano.
16. La planta de bombeo se construye en un terreno plano.
17. La planta de bombeo se construye en un terreno plano.
18. La planta de bombeo se construye en un terreno plano.
19. La planta de bombeo se construye en un terreno plano.
20. La planta de bombeo se construye en un terreno plano.



PLANTA DE CONJUNTO



CORTE B - B'
SIN ESCALA

DATOS DE ANTEPROYECTO

SUPERFICIE DEL PREGIO	242 m ²
SUBESTACION ELECTRICA	150 m ²
CAUDAL A BOMBEAR	38.8 l/s
CAUDA TOTAL DE BOMBEO	195.46 m ³ /h
EQUIPOS DE BOMBEO 2 MAS 1	2 DE 75 HP
VELOCIDAD	3550 rpm
NIVEL DEL TERRENO	1852.88 m s.n.m.
VOLUMEN DEL CARGAM ^o	70 m ³

NOTAS

1. Este proyecto de planta de bombeo es para el suministro de agua potable a la zona de Tasquillo, Hidalgo, en el Estado de Hidalgo.

2. La capacidad de bombeo es de 195.46 m³/h.

3. La altura total de bombeo es de 2.0175 m.

4. El equipo de bombeo a utilizar es de tipo centrífugo.

5. La velocidad de rotación es de 3550 rpm.

6. El nivel del terreno es de 1852.88 m s.n.m.

7. El volumen del cargamento es de 70 m³.

8. La planta de bombeo se construye en un terreno plano.

9. La planta de bombeo se construye en un terreno plano.

10. La planta de bombeo se construye en un terreno plano.

11. La planta de bombeo se construye en un terreno plano.

12. La planta de bombeo se construye en un terreno plano.

13. La planta de bombeo se construye en un terreno plano.

14. La planta de bombeo se construye en un terreno plano.

15. La planta de bombeo se construye en un terreno plano.

16. La planta de bombeo se construye en un terreno plano.

17. La planta de bombeo se construye en un terreno plano.

18. La planta de bombeo se construye en un terreno plano.

19. La planta de bombeo se construye en un terreno plano.

20. La planta de bombeo se construye en un terreno plano.

ESCALA GRAFICA

1:100

0 1 2 3 4 5

**TESIS CON
FALLA DE ORIGEN**

CAPITULO 6

Conclusiones y recomendaciones.

El agua como uno de los elementos más grandiosos de la naturaleza, siempre ha despertado en el hombre un profundo respeto y a la vez un gran temor.

John Sununue
Ingeniero del MIT y de la Academia Nacional de Ingenieros E.U.A. 1990

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

CONCLUSIONES.

El agua en la actualidad es un recurso escaso, que ha venido tomando una gran relevancia en las últimas décadas debido principalmente al descenso de su disponibilidad, al mal uso que se le ha dado, al crecimiento desmedido de la población y a la concentración de esta en lugares de difícil acceso, todo lo anterior ha generado que en todo el mundo se tomen acciones inmediatas para su conservación y adecuado manejo, sin embargo el reto de tomar decisiones y llevar a cabo las acciones que permitan hoy garantizar el abastecimiento futuro de la población mundial, requiere por un lado de la concientización de todos y cada uno de los grupos que forman parte de la sociedad y por otra parte, es necesario que los sectores público y privado aporten inversiones que garanticen el adecuado funcionamiento de los sistemas que sirven para el abastecimiento de agua potable a las localidades, con la finalidad de hacerlos más eficientes y evitar con ello el desperdicio indiscriminado de los recursos hidráulicos existentes, así como también incrementar los servicios de agua potable en todas aquellas comunidades que aún no cuentan con el suministro del vital líquido.

Como se mencionó en este trabajo, en volumen tres cuartas partes del planeta están compuestas por agua, contenida en los mares y océanos, motivo por el que puede asegurarse que el hombre no perecerá por la falta de este recurso, sin embargo aquellos países con economías débiles y que no cuiden sus recursos hidráulicos actuales, verán limitada su capacidad para cubrir la demanda futura de la población, teniendo que recurrir en consecuencia a tecnologías alternativas poco convencionales para potabilizar el agua, cuyos costos serán sumamente elevados, lo que pondrá en riesgo su autonomía en materia hidráulica y traerá consigo una dependencia tecnológica de aquellos países avanzados que cuentan con los medios necesarios para suministrarla.

En México como en muchas otras naciones, se ha hecho un mal uso y manejo de los recursos hidráulicos, pues en menos de 50 años la disponibilidad de los mismos ha disminuido a más de la mitad, motivo por el que el gobierno federal cataloga la problemática que sufre el agua como un asunto de seguridad nacional, pues de continuar esta tendencia y de no tomar acciones inmediatas, en los próximos años el país sufrirá un fuerte déficit del recurso, por lo que es necesario implementar una serie de programas en materia poblacional, de inversión en infraestructura, identificación y uso de recursos

potenciales, así como poner en marcha las acciones que permitan obtener ingresos acordes al costo real que tiene el acceso al agua, con lo que se podría garantizar la autosuficiencia de los sistemas y su adecuada operación y mantenimiento.

En este trabajo se llevó a cabo en el segundo capítulo una investigación para determinar el límite máximo permitido de arsénico para uso y consumo humano, obteniendo que la Secretaría de Salud establece en la Norma Oficial Mexicana para uso y consumo humano un límite máximo permisible de 0.05 mgAs/l, lo que propicio el cierre de varias de las fuentes de abastecimiento de la cabecera municipal de Zimapán al rebasar hasta 21 veces los niveles permitidos por la NOM-127-SSA, provocando con ello que la localidad en la actualidad sea abastecida por cinco pozos y norias de la zona que aportan en su conjunto un caudal de 10.2 l/s, para lo que fue necesario realizar un análisis de consumo que permita determinar las necesidades reales de la población.

Para la determinación del consumo fue necesario obtener la población de la localidad para un período de proyecto de 20 años, los métodos y modelos utilizados para realizar la proyección fueron los que se utilizan comúnmente, sin embargo la selección de aquel que represente mejor la tendencia de crecimiento, depende en gran medida del criterio del ingeniero proyectista, pues los resultados obtenidos determinan la magnitud de la obra, ya que en el caso de proyectar una población con tendencias fuera de un margen de certidumbre, se generará como consecuencia infraestructura ociosa o insuficiente, con lo que no se garantiza de ninguna manera el adecuado suministro a la población, de forma tal que se invertirán recursos económicos y técnicos no acordes a las necesidades del proyecto, por ese motivo se seleccionó como adecuado el método de interés compuesto, pues toma como base los censos históricos publicados por INEGI y como tasa de crecimiento las que resultan de los estudios elaborados por CONAPO.

En lo que se refiere al consumo, este depende fundamentalmente de tres factores, la población, el clima y el nivel socioeconómico de la región, factores que permiten determinar con buena precisión las necesidades de los pobladores en materia de agua, para contemplar la dotación que debe asignarse a la localidad, es necesario conocer el estado actual en el que se encuentra la red de distribución con la finalidad de suministrar la cantidad de agua adecuada y evitar con ello la falta del recurso debido a fugas

**TESIS CON
FALLA DE ORIGEN**

en la red, por lo que en el análisis realizado se determinó que la cabecera municipal de Zimapán y su zona conurbada requieren una dotación de 210 l/hab/día para satisfacer a una población de 16 895 habitantes lo que indica que se requiere un gasto máximo diario de 42.9 l/s y que es necesaria la búsqueda de fuentes capaces de aportar un gasto mínimo de 32.7 l/s.

Para aportar el gasto mínimo requerido, se plantearon y analizaron tres alternativas para satisfacer la demanda de agua potable de la localidad, obteniendo que la mejor de ellas desde el punto de vista técnico y económico para lograr dicho fin en el período de diseño propuesto, es la construcción de un acueducto de aproximadamente 23 Kilómetros de longitud y una carga de bombeo de 360 metros por medio de un sistema mixto (bombeo y gravedad), aunque debe aclararse que las alternativas en las que se proponen procesos de potabilización que utilizan alúmina activada son sumamente atractivos si se considera la disminución de los costos del reactivo en el corto plazo.

Para llevar a cabo el diseño del anteproyecto del acueducto, fue necesario reevaluar su trazo con la finalidad de satisfacer a trece localidades que se encuentran en la ruta de la captación hacia la cabecera municipal de Zimapán, de acuerdo a los recorridos de campo se concluye que se requiere incrementar la conducción en 6 Kilómetros a partir de la localidad El Muhí y hasta la cabecera municipal debido al mal estado en que se encuentra la línea de conducción, de lo anterior se determinó que el acueducto debe tener una capacidad de conducción de 38.6 l/s y permitir el suministro en ruta a las localidades adyacentes al trazo, debe estar construido con tubería de asbesto-cemento y acero con diámetros que van desde 6 hasta 12 pulgadas de diámetro con una longitud total de 29.57 Kilómetros y vencer una carga dinámica total de 391.2 metros, además deben construirse dos plantas de bombeo en las que se albergarán tres equipos de bombeo con una potencia de 75 HP y una carga de 195.6 metros cada uno, así como una subestación eléctrica con una potencia del transformador de 150 Kilovatios, además debe construirse un tanque de cambio de régimen con capacidad de 54 m³ en el que se llevará a cabo la desinfección a base de gas cloro por lo que debe evaluarse el equipo más conveniente para dicho fin.

Del análisis realizado en el quinto capítulo se concluye que los equipos de bombeo en las plantas deberán funcionar dos en operación y uno en reserva, estos equipos serán de los mencionados en dicho trabajo con las características especificadas, además se determinó que el acueducto deberá operar con

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

un gasto de 38,6 l/s en el tramo a bombeo y en el tramo a gravedad con un gasto de 34,16 l/s inicialmente sin considerar las derivaciones, pues estas son obras adicionales que serán realizadas a lo largo del tiempo según se vayan requiriendo, los equipos se operaran como ya se menciona alternando 4 horas cada uno, lo que da un total de 6 ciclos por día.

En lo que se refiere al análisis realizado al fenómeno de golpe de ariete, se concluye que no se requieren dispositivos para el control de la sobrepresión y depresión en la línea de conducción, pues se considera que si las válvulas de admisión y expulsión de aire operan de forma correcta, éstas serán suficientes para minimizarán los efectos producidos por el fenómeno y se garantizará así la integridad de la conducción y el adecuado funcionamiento de sus estructuras funcionales.

En conclusión el acueducto Tasquillo- Zimapán beneficiará a 16895 habitantes y tendrá un costo aproximado de \$20,077,209 de inversión inicial.

RECOMENDACIONES.

Dentro del desarrollo de este trabajo es necesario incluir una serie de recomendaciones que permitan dar un seguimiento al anteproyecto del acueducto Tasquillo- Zimapán y que garanticen el adecuado funcionamiento del mismo, motivo por el que se presentan las siguientes.

a) Elaboración de un estudio de mecánica de suelos.

Se recomienda elaborar un amplio estudio de mecánica de suelos con la finalidad de establecer el marco geológico regional, la definición estratigráfica, levantamiento de discontinuidades, determinación de la agresividad del suelo y análisis geomorfológico, así como contemplar una revisión de las condiciones de estabilidad en cortes y taludes y evaluar la factibilidad para utilizar los materiales como banco de préstamo.

El estudio tendrá como fin definir el tipo de materiales de excavación, estabilidad en las zanjas para alojar la tubería, así como la definición de las condiciones de taludes en cortes y laderas naturales, además en las estructuras funcionales permitirá seleccionar el tipo de cimentación más adecuada, así como los materiales de relleno adecuados.

b) Estudio a detalle de los cruzamientos.

El trazo de la línea de conducción plantea la necesidad de cruzar por arroyos, secciones de la carretera 85 Tasquillo- Zimapán y el río Tula, para lograr lo anterior debe elaborarse un análisis exhaustivo de las formas más adecuadas para conseguirlo, pues cada una de ellas requiere de

un estudio especializado en el que debe hacerse alusión a las alternativas que mejor se adapten al proyecto en cuanto a los recursos técnicos y económicos disponibles.

De forma particular debe abordarse la solución del cruzamiento con el río Tula, pues el puente de piedra por el que pretende cruzarse el río, es un patrimonio histórico y la solución con la que sea resuelto el problema, debe contemplar las mínimas afectaciones a la arquitectura y estructura del mismo.

c) Elaboración de un manual de operación y mantenimiento.

Se requiere elaborar un manual de operación que permita conocer el funcionamiento del acueducto en condiciones normales y en el caso de una interrupción en el suministro de la energía eléctrica, así como plantear un esquema de procesos para mantener en óptimas condiciones la infraestructura y garantizar así una vida útil de acuerdo con el periodo de diseño propuesto en el proyecto.

Este manual debe contener la descripción del proyecto en su conjunto, el tiempo de llenado de las estructuras funcionales, el tiempo de vaciado del acueducto, el funcionamiento del tren de piezas especiales, el funcionamiento hidráulico del acueducto en operación normal y en un fenómeno transitorio, así como considerar el arranque y paro de los equipos de bombeo en cada una de las plantas, además se debe de considerar un tren de procesos que describa las operaciones necesarias para el mantenimiento de toda la infraestructura hidráulica.

d) Verificación de los sistemas de entrega.

En cada uno de los puntos en los que se pretende construir una derivación se recomienda colocar una válvula sostenedora de presión para evitar la presurización de la línea de conducción ya que en estos puntos se tienen presiones superiores a los 10 Kg/cm², además es necesario definir la elevación topográfica a la que se encuentran las estructuras de regulación al final de cada una de las derivaciones con el fin de evitar problemas en el suministro.

e) Abastecimiento en el tramo a bombeo.

Debe darse una importancia especial a la posible interconexión futura de una derivación en el tramo comprendido entre el pozo El Vivero y la planta de bombeo no.2, pues los equipos de bombeo están propuestos y diseñados para las cargas y gastos determinados en el análisis realizado, al cambiar las condiciones hidráulicas de la conducción y no llevar a cabo una reevaluación de los equipos y del comportamiento de la línea de conducción, se corre el peligro de un funcionamiento ineficiente de todo el sistema y adicionalmente se reduce la vida útil de los equipos, pues éstos no trabajarán en el punto de máxima eficiencia.

f) Estudio de distribución.

Debido a la falta de recursos hidráulicos en la región, es necesario llevar a cabo un estudio que permita determinar el correcto aprovechamiento del agua, pues se requiere preparar a la población en cuanto a su uso, con la finalidad de brindar un adecuado servicio y asegurar la continuidad del suministro, ya que de lo contrario en poco tiempo tendrán que realizarse obras semejantes al acueducto Tasquillo- Zimapan.

El estudio debe hacer referencia a los usos, costumbres y nivel socioeconómico de las localidades beneficiadas, así como identificar el estado actual de los sistemas de distribución con que cuentan y de ser posible debe elaborarse un programa a corto plazo de recuperación de caudales que propicie el mantenimiento y rehabilitación de la red de distribución que se encuentra en mal estado.

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

Bibliografía.

1. Luna B. Leopold, Kenneth S. Davis (1980). **El agua**. Colección científica Time Life. México
2. Comisión Nacional del Agua (2000). **El agua en México reto y avances**
3. Comisión Nacional del Agua (1999). **Estudio de infraestructura existente en la ciudad de Zimapán, estado de Hidalgo**. THORSA Ingenieros S.A. de C.V.
4. Armienta M.A., Rodríguez R., Cruz O. (1997). **Arsenic content in hair of people exposed to natural arsenic polluted groundwater at Zimapán, México**. Instituto de Biofísica UNAM
5. Chavéz U.A., Pérez H.C., Tovar E. Gamilla M. (1964). **Estudios en una comunidad con arsenicismo crónico endémico II. Manifestaciones clínicas**. Salud pública de México, vol. VI
6. Cortés Muñoz J., Rivera Huerta M.L., Martín domínguez A., Bedolla Vázquez L. (1999). **Evaluación de filtros intradomiciliarios, puesta en marcha de dos plantas potabilizadoras en Zimapán Hidalgo**. IMTA, SEMARNAP, CNA
7. Instituto Nacional de Estadística Geografía e Informática (INEGI). **"IX Censo General de Población y vivienda 1970, Estado de Hidalgo"**. México
8. Instituto Nacional de Estadística Geografía e Informática (INEGI). **"X Censo General de Población y vivienda 1980, resumen general vol. I"**. México
9. Instituto Nacional de Estadística Geografía e Informática (INEGI) **"XI Censo General de Población y vivienda 1990"**. México
10. Instituto Nacional de Estadística Geografía e Informática (INEGI) **"Censo de Población y vivienda 1995"**. México
11. Instituto Nacional de Estadística Geografía e Informática (INEGI) **"XII Censo General de Población y vivienda 2000"**. México

12. Comisión Nacional del Agua (2000). **Determinación de la disponibilidad del agua en el acuífero Ixmiquilpan, estado de Hidalgo**. Subdirección general técnica
13. López Alegría P. (1990). **Abastecimiento de agua potable y disposición y eliminación de excretas**. Instituto Politécnico Nacional
14. César Valdez E. (1994). **Abastecimiento de agua potable**. Universidad Nacional Autónoma de México
15. Sotelo Ávila G. (1998). **Hidráulica general**. México: Limusa
16. Dirección General de Construcción y Operación Hidráulica (DGCOH 2000). **Catálogo de costos de infraestructura hidráulica**. Dirección técnica
17. Comisión Nacional del Agua (2000). **Costos estimados para proyectos de infraestructura hidráulica**. Subdirección General de Programación
18. Comisión Nacional del Agua (2000). **Catálogo de precios unitarios para la construcción de sistemas de agua potable y alcantarillado**. Gerencia de Contratación de Obra Pública
19. Baca Urbina G. (1991). **Evaluación de proyectos**. México: Mc Graw Hill
20. Coss Bu R. **Análisis y evaluación de proyectos de inversión**. México: Limusa
21. Comisión Nacional del Agua (1996). **Lineamientos técnicos para la elaboración de estudios y proyectos de agua potable y alcantarillado sanitario**
22. Comisión Nacional del Agua (2000). **Conducción agua potable**. Manual de diseño de agua potable, alcantarillado y saneamiento
23. Comisión Nacional del Agua (1996). **Selección de equipo electromecánico**. Manual de diseño de agua potable, alcantarillado y saneamiento

24. Comisión Nacional del Agua (1996). **Diseño de instalaciones mecánicas**. Manual de diseño de agua potable, alcantarillado y saneamiento
25. Comisión Nacional del Agua (2001). **Norma técnica NT-010-CNA-2001, Diámetro óptimo en acueductos**
26. Comisión Nacional del Agua (2001). **Norma técnica NT-011-CNA-2001, Métodos de proyección de población**
27. Comisión Nacional del Agua (2001). **Norma técnica NT-012-CNA-2001, Localización de válvulas de admisión y expulsión de aire en conductos a presión**
28. Gardea Villegas H. (1982). **Aprovechamientos hidroeléctricos y de bombeo**. México: Trillas
29. Bombas de turbina Nassa Johnston. **Libro de Ingeniería Nassa-Johnston**. México
30. Bombas de turbina Fairbanks Morse. **Libro de Ingeniería Fairbanks-Morse**. México
31. Bombas de turbina Perlees Tisa. **Libro de Ingeniería Perlees Tisa**. México
32. Chaudry Hanif M., Cassidy J.J., Roberson A. J. (1998). **Hydraulic engineering**. New York: Mc Graw Hill
33. Mancebo U. (1994). **Teoría del golpe de ariete y sus aplicaciones en Ingeniería hidráulica**. México: Limusa
34. Secretaría de Agricultura y Recursos Hidráulicos. **Diseño y operación hidráulicos de conducciones a presión en acueductos**. 1ª edición. México

Referencias.

35. <http://www.mcaa.org.mx> movimiento ciudadano por el agua (2000)
36. <http://www.worldbank.org> grupo del banco mundial (2000)
37. <http://www.mirror-us.unesco.org/water> organización de las naciones unidas para la educación, ciencia y cultura
38. <http://www.rolac.unep.mx> programa de naciones unidas para el medio ambiente
39. <http://www.epo.gov/09wdw/ars/ars4.htm> environment protection agency, office of ground water and driking water. Arsenic in driking water treatment technology (2000)
40. <http://www.conapo.gob.mx> consejo nacional de población (2000)
41. <http://www.zimapan.gob.mx> gobierno municipal de Zimapán, estado de Hidaigo (2000)