



29
198

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO

FACULTAD DE INGENIERIA

“ ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE PARA
SAN JUAN DEL RIO, QRO. ”

T E S I S

QUE PARA OBTENER EL TITULO DE:
INGENIERO CIVIL

P R E S E N T A:

Margarita Torres Hernández



Universidad Nacional
Autónoma de México

Dirección General de Bibliotecas de la UNAM

Biblioteca Central



UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

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

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

FACULTAD DE INGENIERIA
EXAMENES PROFESIONALES
60-1-57



A la Pasante Srta. MARGARITA TORRES HERNANDEZ,
P r e s e n t e .

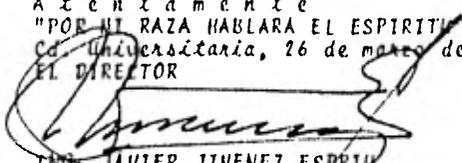
En atención a su solicitud relativa, me es grato transcribir a usted a continuación el tema que aprobado por esta Dirección propuso el Profesor Ing. Alfonso Morales García, para que lo desarrolle como tesis en su Examen Profesional de Ingeniero CIVIL.

"ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE PARA SAN JUAN
DEL RIO, QRO."

1. Introducción.
2. Estudios previos,
3. Alternativas de solución.
4. Proyecto ejecutivo.
5. Conclusiones.

Ruego a usted se sirva tomar debida nota de que en cumplimiento de lo especificado por la Ley de Profesiones, deberá prestar Servicio Social durante un tiempo mínimo de seis meses como requisito indispensable para sustentar Examen Profesional; así como de la disposición de la Dirección General de Servicios Escolares en el sentido de que se imprima en lugar visible de los ejemplares de la tesis, el título del trabajo realizado.

Atentamente
"POR MI RAZA HABLARA EL ESPIRITU"
Ca. Universitaria, 26 de marzo de 1981
EL DIRECTOR


ING. JAVIER JIMENEZ ESPINO

JJE/06LH/ser
1

I N D I C E

	Pág.
I. INTRODUCCION	
I.1 Generalidades	2
I.2 Motivo de la Tesis	3
I.3 Desarrollo de la Tesis	5
II. ESTUDIOS PREVIOS	
II.1 Descripción	6
II.2 Proyecciones de población al año 2000	16
II.3 Cálculo de Gastos de Diseño	26
II.4 Datos de Proyecto	34
III. ALTERNATIVAS DE SOLUCION	
III.1 Descripción de Alternativas	36
III.2 Análisis de Alternativas	37
III.3 Selección de la Alternativa Óptima	195
IV. PROYECTO EJECUTIVO	
IV.1 Obra de Captación	204
IV.2 Obra de Conducción	236
V. C O N C L U S I O N E S	275
BIBLIOGRAFIA	279

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

I.1 Generalidades .

El agua es un elemento vital para la vida del hombre, prueba de esto es el desarrollo de las grandes civilizaciones antiguas en las márgenes de los ríos, siendo este líquido parte misma del organismo humano, representando el 70% de su composición y su carencia incompatible con la vida.

El requerimiento de agua para mantener la vida de un ser humano es pequeña, pero cuando el hombre se agrupa y forma ciudades de gran magnitud como las que actualmente existen, crecen de tal forma que es necesario idear sistemas de abastecimiento de agua que permitan satisfacer la demanda para los diversos usos humanos.

Sin embargo, el agua debe satisfacer ciertas condiciones que permitan su consumo por el hombre, es decir que el agua que se proporcione a las comunidades deberá cumplir con ciertas normas de potabilidad, evitando enfermedades, mejorando la salud y aumentando la longevidad del hombre.

Esta importante función, de proporcionar al hombre un líquido tan necesario para su subsistencia, la desarrolla la Ingeniería Sanitaria, una rama de la Ingeniería Civil que logra, al elaborarse y realizarse proyectos de abastecimiento de agua y de alcantarillado, un mejoramiento en el nivel de vida de las comunidades, reflejándose este nivel en las tasas de morbilidad, con resultados realmente espectaculares y de gran beneficio colectivo.

En conjunto la Ingeniería Sanitaria, una rama fundamental de la Ingeniería, es mucho más amplia, abarca obras de gran diversidad para efectuar su labor como: abastecimiento de agua potable, redes de alcantarillado, instalaciones para tratamiento de aguas negras y desechos industriales, saneamiento de cuencas, saneamiento rural, etc.

1.2 Motivo de la tesis

Nuestro país enfrenta ya muy graves problemas con el suministro de agua potable, motivados por su mala distribución en el territorio nacional, la explosión demográfica, la concentración de la población en las grandes ciudades y las situaciones de conflicto surgidas por los diferentes usos del agua.

Existen poblaciones en las cuales se presenta o presentará un déficit en el abastecimiento de agua potable, siendo necesario estudiar y encontrar una solución óptima a estos problemas, antes de que se presenten.

San Juan del Río, cabecera del Municipio del mismo nombre, forma parte tanto del sistema estatal de ciudades como del sistema integrado del Bajío, siendo la ciudad donde se inicia el corredor urbano industrial que se prolonga hasta la ciudad de León, Guanajuato. Además, debido a la ubicación geográfica de San Juan del Río y a la existencia de infraestructura para la actividad industrial, principalmente la industria del papel,

consumidora de grandes cantidades de agua. La ciudad ha actuado, en la presente década, como un importante centro de atracción de nuevas industrias generadoras de fuentes de trabajo, provocando un acaledado crecimiento de población e implicando, como es natural, fuertes elevaciones en la demanda de servicios y equipamiento urbano, demanda que se ha enfrentado a una oferta poco elástica debido, principalmente, a la escasez de recursos municipales y aún estatales.

Ese rápido crecimiento de la población ha traído consigo una desordenada expansión urbana que ocasiona un uso del suelo urbano no siempre adecuado y mucho menos óptimo.

Estos fenómenos, aunados a otros como la imperiosa necesidad de utilizar lo más racionalmente posible los escasos recursos disponibles para dotar de servicios a una población en continuo crecimiento; impedir los problemas de contaminación, etc.

Es así como se ve la urgente necesidad de elaborar un proyecto de entrega de agua, donde se prevean las necesidades de esta población.

El motivo principal de la realización de esta tesis es corresponder en alguna forma en pago a mi país por la educación que me ha brindado y así poder contribuir al progreso de éste, no encontrando mejor forma que la de solucionar el problema que se presenta en la población antes mencionada.

Esperando que el desarrollo de este trabajo sirva como libro de consulta a las nuevas generaciones. De ser así, el camino a seguir será el de la superación.

1.3 Desarrollo de la Tesis

Para cumplir el objetivo antes mencionado, se requirió integrar la tesis en varios capítulos, los cuales se indican en forma sucinta a continuación:

Capítulo II.- Estudios Previos.

En este capítulo se mencionan los datos de proyecto con los cuales se determina el tipo de abastecimiento más conveniente para la región. Así como se calculan las proyecciones de la población al año 2000 y se obtienen los gastos de diseño de la red.

Capítulo III.- Alternativas de Solución.

En este capítulo se estudian distintas alternativas que proporcionen el gasto requerido tomando en cuenta su captación, conducción y tratamiento.

Capítulo IV.- Proyecto Ejecutivo.

Se realiza para la alternativa seleccionada el proyecto ejecutivo de la obra de captación y de la obra de conducción.

II . ESTUDIOS PREVIOS

II.1 DESCRIPCION

a) Características Físicas.

Ubicación.

La Ciudad de San Juan del Río, cabecera del Municipio del mismo nombre en el Estado de Querétaro, se localiza en la porción sureste del mismo entre las coordenadas 20°23' latitud norte y 99°59' longitud oeste del Meridiano de Greenwich, con una altitud de 1,978 m.s.n.m.

Clima.

La clasificación del clima según Koeppen, se describe como: semiseco, templado, con verano cálido y variación de la temperatura media anual entre 12° y 18°C, siendo la temperatura del mes más frío entre 3° y 18°C y la del mes más caliente mayor que 18°C, contando con una precipitación media anual de 650 mm y con evaporación media anual de 1586 mm.

Orografía.

La Ciudad de San Juan del Río está situada en el Valle del mismo nombre, y localizada en las riberas del Río San Juan, quedando limitada al norte por el mismo río y la laguna El Divino Redentor, junto a la cual se encuentra una porción montañosa con elevaciones máximas de 2250 m.s.n.m., destacando el Cerro de la Trinidad, La Carbonera, Cerro Viejo, etc.

Al sur se hace notar la entrada del Río San Juan con un conjunto de lomeríos que alcanzan alturas de 2100 m.s.n.m. Al oriente de la ciudad surge una porción montañosa que tiene elevaciones de 2050 a 2900 m.s.n.m. destacando prin

principalmente el Cerro Gordo, El Grande y otros. Hacia el poniente se sitúa la Presa "Constitución de 1917", junto a la cual se extiende una prominente región montañosa con elevaciones de 2650 m.s.n.m. y pequeñas llanuras.

Hidrografía.

Río San Juan.- El origen de esta corriente ocurre en el Estado de México - con el nombre de Arroyozarco, se inicia en la parte sur de la zona, a 2.5 Km al oeste de la población de San Andrés Timilpan, Méx., los diversos escurrimientos que le dan origen forman almacenamientos artificiales como las presas San Lucas, Huaracha, Cerro Palos y San Juanico, localizados aproximadamente a una elevación de 2500 m.s.n.m. en las vecindades del Cerro San Nicolás.

En la población de Taxhié la corriente cruza la Carretera Libre No. 55, continuando hasta introducirse al Estado de Querétaro, en este tramo y a la elevación de 2100 m.s.n.m., el Río Arroyozarco, recibe las aportaciones más importantes por la margen izquierda correspondiendo a corrientes situadas entre las cuencas de los ríos Prieto y Arroyozarco.

Esta corriente después de haberse internado en el Estado de Querétaro, a una altitud de 2070 m.s.n.m., recibe por la margen derecha las aguas del Río San Sebastián, cambiando su curso hasta la confluencia con el Río Prieto, continuando con esta corriente a 10 Km de la confluencia del Río Prieto y con elevación a 1950 m.s.n.m., se llega a la presa derivadora "Constitución 1857", de la que se parte el canal del mismo nombre, que tiene por objeto alimentar la Presa "Constitución de 1917" ubicada sobre el Río Caracol.

Aguas abajo de la presa derivadora "Constitución de 1857" se localiza, a 500 m, la presa derivadora "Lomo de Toro" continuando con esta corriente a 5 Km, cruza la carretera México-Querétaro por la parte occidental de la población de San Juan del Río, Querétaro.

En las inmediaciones de esta población a 1900 m.s.n.m. se encuentra la estación hidrométrica San Juan, la cual tiene por objeto medir los volúmenes disponibles después de las extracciones para el Distrito de Riego No. 23, San Juan del Río, teniendo un escurrimiento medio anual de 67.8 millones de metros cúbicos.

Aguas abajo de San Juan del Río, aproximadamente a 15 Km y a una elevación de 1900 m.s.n.m., recibe las aguas del afluente más importante siendo éstas las del Río Cañol que llegan por la margen izquierda del Río San Juan, siguiendo la dirección noroeste hasta llegar al embalse de la Presa Centenario, cuya dimensión en su mayor longitud es de 5 Km medidos en línea recta y con dirección suroeste-noreste, en la parte baja de este embalse se encuentra la Presa Centenario donde el cauce alcanza una elevación de 1850 m.s.n.m.; esta presa se construyó para generación de energía eléctrica y control de avenidas.

Geohidrología.

El Valle de San Juan de Río se encuentra dentro de un graben orientado de norte a sur, relleno con depósitos aluviales que descansan sobre rocas ígneas terciarias intensamente fracturadas.

La mayor extensión de los afloramientos que constituyen las partes altas, están constituidas por basaltos, riolitas y andesitas, que varían en edad del Oligoceno al Plioceno Superior, en algunos casos sumamente fracturadas, presentando espacios abiertos o intersticios intercomunicados que tienen la posibilidad de captar, almacenar y transmitir los escurrimientos de las aguas pluviales, para después descargarlas hacia las partes bajas para su explotación por medio de pozos.

Los depósitos sedimentarios varían en edad del Cretácico al Reciente, estando constituidos por calizas, lutitas, abanicos aluviales volcánicos, depósitos de pie de monte, así como por depósitos aluviales y fluviales. El tamaño de los clastos que los forman varía generalmente de arcilla o grava, que depende del grado de cementación y consolidación en que se encuentran, constituyen los principales acuíferos de la región.

La planicie aluvial de San Juan del Río recibe la recarga hidráulica principalmente de los basaltos que se encuentran aflorando en la parte este y noreste de la misma, contando a la vez con una mayor aportación de las riolitas situadas al norte de la propia cuenca.

Según datos obtenidos, se estima que los volúmenes de extracción en la región asciende a los 225 millones de metros cúbicos anuales.

Los acuíferos de los valles de San Juan del Río y Querétaro, constituyen una sola unidad acuífera alimentada en las vertientes de las montañas que los cir-

cundan. El flujo subterráneo desciende primeramente hacia las partes bajas de los valles y posteriormente se dirige hacia el oeste. El flujo subterráneo que alimenta a los acuíferos del Valle de San Juan del Río incluyendo al valle de Chichimequillas proviene, principalmente, de las sierras que lo limitan. La descarga por flujo subterráneo tiene lugar a través del estrechamiento que comunica este valle con el de Querétaro.

Los niveles estáticos en el valle, oscilan entre 10 y 110 m; los que se encuentran a 10 m de profundidad se localizan al oriente de la presa La Llave, en la porción sureste del valle, y a la altura de Amazcala, en la porción noreste del mismo; las profundidades máximas de 110 m se encuentran a la altura del poblado El Tejocote, ubicado en la vertiente oeste de la pequeña serranía que separa al valle de San Juan del Río del valle de Tequisquiapan.

El estudio de la evolución de los niveles piezométricos, revela un descenso de los mismos en las épocas de estiaje, observándose un abatimiento máximo de 3.50 m en la porción central del valle; un ascenso del mismo orden en las épocas de lluvia, concluyendo que el Valle de San Juan del Río está en equilibrio.

Las propiedades físicas de los acuíferos están dados por su transmisibilidad media, que es de 0.02 m²/s y su capacidad específica que es del orden de 100 y 400 l/seg/m.

b) Demanda y Disponibilidad de los Recursos Hídricos.

Estado Actual del Sistema de Agua Potable.

La ciudad de San Juan del Río actualmente se abastece de agua subterránea, captada mediante la perforación de 3 pozos localizados al oriente de la ciudad; que dotan un gasto medio de 102 l.p.s. equivalentes a 8,813 metros cúbicos de extracción diaria, contando con un proceso de potabilización a base de cloración (Fig. II,1)

Nivel de Servicio de la Población.

El incremento de la población actual, y el que se ha estimado de acuerdo al Plan Nacional de Desarrollo Urbano de 32,530 habitantes para 1982 y 100,000 para el año 2000, ha reducido el nivel de servicio, principalmente por el incremento urbano que ha tenido la ciudad, al mejorar el nivel de habitación a través de los programas que está llevando a cabo Indeco, Infonavit y el Banco Nacional de Obras y otros organismos.

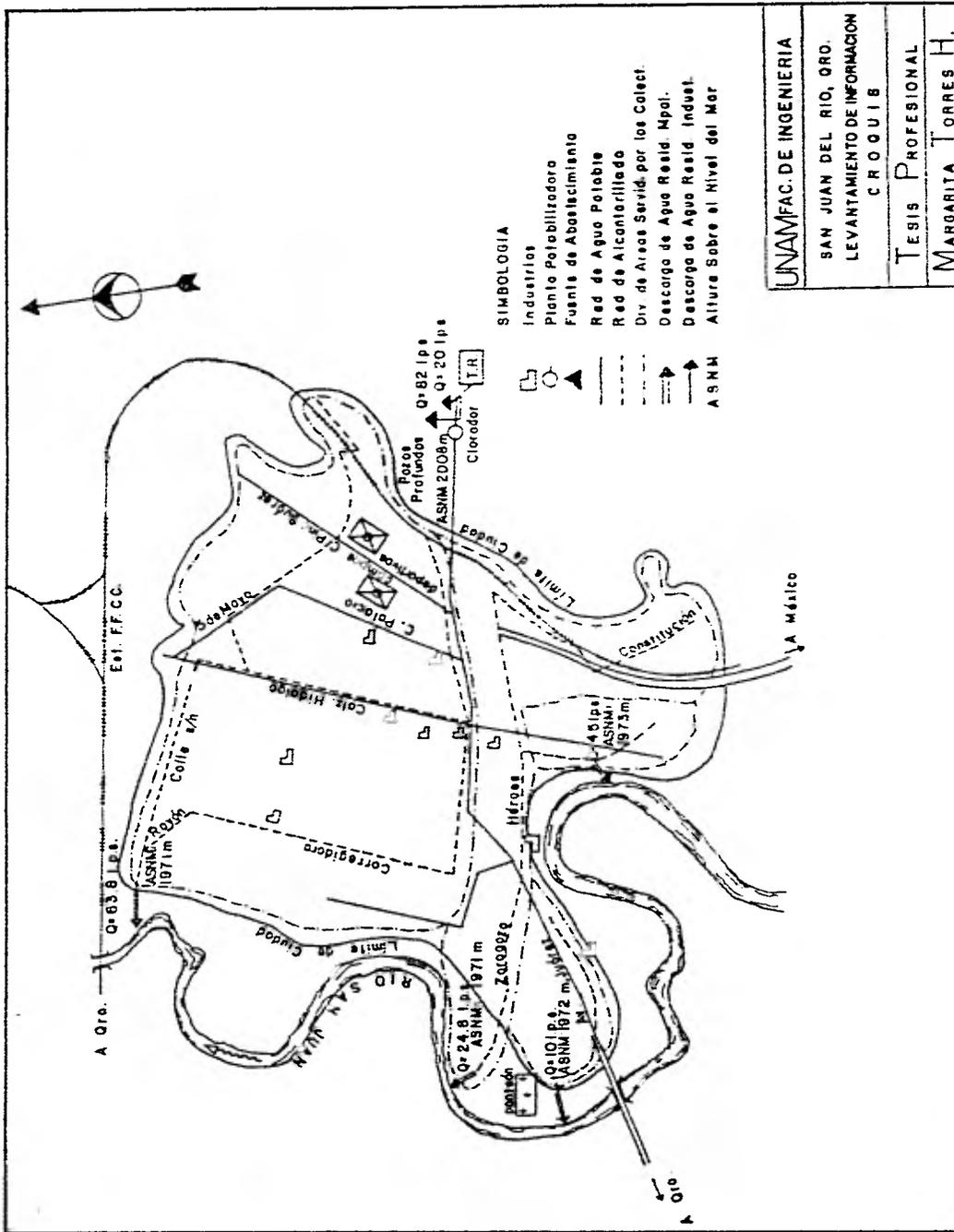
c) Alternativas de Solución.

Estudio de las Fuentes de Abastecimiento.

La obra más importante en la zona, la constituye la Presa "Constitución 1917" sobre el Río Caracol, afluente del Río San Juan localizada a 10 Km al oeste de la población de San Juan del Río. Esta presa, además de aprovechar los escurrimientos del Río Caracol, recibe las aportaciones del Río San Juan derivadas de la Presa "Constitución 1857", mediante un canal del mismo nombre.

La cortina de esta presa es a base de arcilla, protegida con respaldos semi-im permeables formados con gravas, arenas y limos. La capacidad total del vaso

FIG. II.1



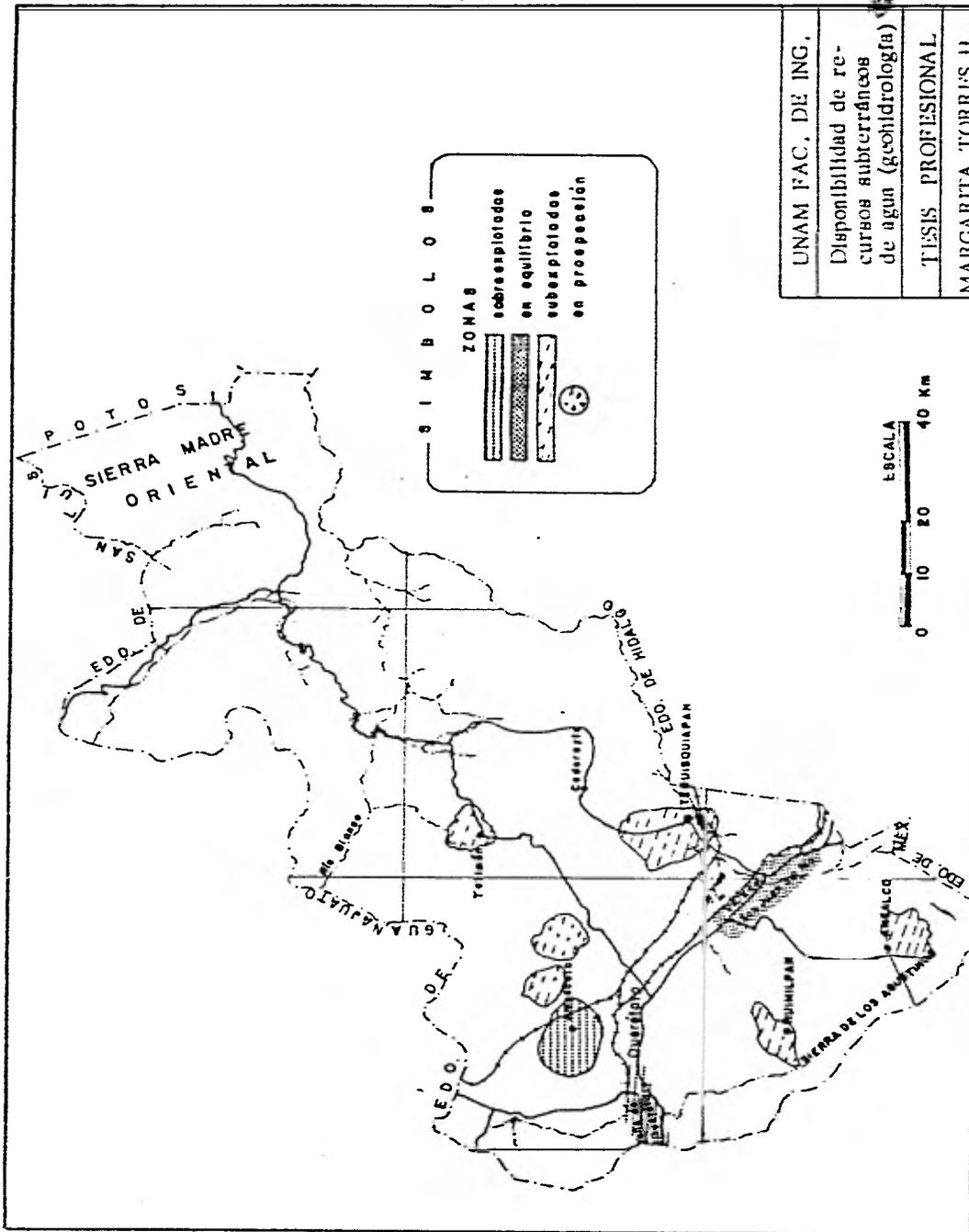
es de 62.3 millones de metros cúbicos, de los cuales 5 millones están destinados a la retención de azolves, y el resto para almacenamiento; de estos últimos se extraen 13.15 millones de metros cúbicos anuales para riego, que beneficia 5 500 hectáreas y se tendrá que disponer de 10 millones de metros cúbicos anuales para resolver la dotación de agua para la ciudad de San Juan del Río.

La Ciudad cuenta con el Río San Juan sobre el cual está construída la presa - "Centenario". Los datos hidrométricos generales de este río son los correspondientes a la estación San Juan.

Período de observación:	1944 - 1970
Volúmen medio anual	67.8410 m
Gasto mínimo	0.0 m ³ /seg
Gasto medio anual	2.15 m ³ /seg
Gasto máximo	64.7 m ³ /seg

En cuanto a fuentes subterráneas se cuenta con el acuífero del Valle de Tequisquiapan (Fig.II.2) Según datos obtenidos en el Estudio Geohidrológico, se establece que el acuífero del Valle estudiado admite un incremento de extracción del orden de unos 9 millones de m³ anuales.

FIG. II.2



II.2 PROYECCIONES DE LA POBLACION AL AÑO 2000

En general es bastante incierto el cálculo del desenvolvimiento de la población de una ciudad.

Muchas son las causas que pueden contribuir para determinar incrementos de población, entre otras podemos citar: establecimiento de industrias, mejoras en la agricultura, nuevos trazados de vías de comunicación, nuevas fuentes de energía, mejoras en las condiciones de saneamiento y confort como las que trae en consecuencia un suministro seguro de agua potable.

Una de las dificultades más importantes que puede enfrentar el proyectista para estimar la población futura, es que en muchos casos no contará con datos precisos de la evolución demográfica ni del desarrollo económico de la localidad.

Puede distinguirse, dos tipos de estimaciones para el crecimiento de la población a considerar en el diseño de sistemas de abastecimiento de agua: estimación a corto y a largo plazo. La elección del plazo está determinada por la facilidad o dificultad de efectuar ampliaciones en la capacidad de las diferentes partes del sistema por la vida útil de sus elementos, etc.

Para estimar las poblaciones futuras se utilizan métodos analíticos y gráficos. Usualmente los análisis se apoyan en censos anteriores de las localidades en estudio o en registros de localidades similares. Las estimaciones se basan fundamentalmente en una extensión de las tendencias del crecimiento.

Entre los métodos analíticos y gráficos utilizados más extensamente se puede mencionar:

I Métodos Gráficos

- Extensión de la curva a ojo

II Métodos Analíticos

- Incremento Aritmético
- Incremento Geométrico
- Incrementos Diferenciales
- Pronóstico de población al año 2000, con base al Plan Nacional de Desarrollo Urbano.

DATOS CENSALES

1930	7020
1940	6694
1950	7501
1960	11177
1970	15422

1. Extensión de la curva a ojo .- Este método consiste en dibujar en papel aritmético una gráfica con los datos de población obtenidos de los censos anteriores y la población actual, prolongándose al futuro.

2.- Incremento Aritmético o Método Aritmético.- Este método consiste en aumentar un número constante de habitantes por cada período de tiempo futuro, para tener una idea más apegada a la realidad.

Por lo general este método se usa para predicción de población a corto plazo, por ejemplo a 10 años, o para estimaciones inter-censales de población.

Las expresiones matemáticas son las siguientes:

$$P_f = P_u + \frac{P_u - P_p}{u - p} (f - u)$$

Donde:

Pf = Población futura

Pu = Población última (1970)

Pp = Población del censo anterior (1960)

f = Fecha deseada

u = Fecha última

p = Fecha anterior

Teniendo que:

Pu = 15 422

Pp = 11 177

f = 1980

u = 1970

p = 1960

Sustituyendo datos:

$$P(1980) = 15\,422 + \frac{15\,422 - 11\,177}{1970 - 1960} (1980 - 1970)$$

$$P(1980) = 19\,667$$

$$P(1990) = 15\,422 + \frac{15\,422 - 11\,177}{1970 - 1960} (1990 - 1970)$$

$$P(1990) = 23\,912$$

$$P(2000) = 15\,422 + \frac{15\,422 - 11\,177}{1970 - 1960} (2000 - 1970)$$

$$P(2000) = 28,157$$

3.- Incremento Geométrico.- Se supone en este método, que la población crece en semejanza de un capital, puesto al interés compuesto. Si se aplica esta fórmula se llegan a obtener valores generalmente altos, pero que se ajustan a poblaciones nuevas con probabilidades de progreso.

Las expresiones matemáticas son:

$$\ln P_f = \ln P_u + \frac{\ln P_u - \ln P_p}{u - p} (f - u)$$

Donde:

$$\ln P_p = \ln 11\,177 = 9.3216$$

$$\ln P_u = \ln 15\,422 = 9.6436$$

Sustituyendo en la expresión:

$$\ln P(1980) = 9.6436 + \frac{9.6436 - 9.3216}{1970 - 1960} (1980 - 1970)$$

$$\ln P (1980) = 9.9656$$

$$\ln P (1990) = 9.6436 + \frac{9.6436 - 9.3216}{1970 - 1960} (1990 - 1970)$$

$$\ln P (1990) = 10.2876$$

$$\ln P (2000) = 9.6436 + \frac{9.6436 - 9.3216}{1970 - 1960} (2000 - 1970)$$

$$\ln P (2000) = 10.6096$$

Resultando:

$$P (1980) = 21\ 282$$

$$P (1990) = 29\ 366$$

$$P (2000) = 40\ 522$$

4. Incrementos Diferenciales.- Está basado en la adaptación de la ley de crecimiento de la población a una ecuación de segundo grado; teniéndose que "la rapidez instantánea de crecimiento es proporcional al tiempo".

Este método es usado para estimaciones de población a largo plazo y es uno de los métodos de más confianza, dado que intervienen todos los censos registrados. Tiene la restricción, de que las segundas diferencias de población a través de los períodos conocidos, sean aproximadamente constantes.

AÑO	POBLACION	1as. DIFERENCIAS	2as. DIFERENCIAS	PROMEDIO
1930	7 020	326	1 133	
1940	6 694	807	2 869	1 524
1950	7 501	3 676	569	

AÑO	POBLACION	1as. DIFERENCIAS	2as. DIFERENCIAS	PROMEDIO
1960	11 177	4 245	1 524	
1970	15 422	5 769	1 524	
1980	21 191	7 293	1 524	
1990	28 484	8 817	1 524	
2000	37 301		1 524	

Resultando:

P (1980) = 21 191

P (1990) = 28 484

P (2000) = 37 301

5.- Pronóstico de población al año 2000, con base al Plan Nacional de Desarrollo Urbano.- México tiene una población en crecimiento acelerado; según datos censales, en 1950 el país tenía 25'791,000 habitantes, 50'694,600 en 1970 y para 1975 se estimaba que la población superaba los 60'100,000. En el período 1960-1970, la población creció a una tasa media de 3.3% anual. La tasa de crecimiento en una zona es el resultado de la combinación de las variables demográficas de natalidad, mortalidad y migración. La tasa de natalidad ha permanecido casi constante, siendo de 4.4% en 1940 y 4.17% en 1975, frente al descuento de mortalidad que pasó de 2.3% a 0.7% en el mismo período. La migración está en relación a la atracción o rechazo que una determinada zona presente a los pobladores en ella y en zonas aledañas. La población rural al no encontrar en el campo oportunidades de empleo y servicios mínimos, se orienta

hacia puntos que por su mayor desarrollo socioeconómico parecen ofrecer estas posibilidades.

Para dar solución a la desordenada distribución de la población en el territorio nacional se decretó el año de 1976 la Ley General de Asentamientos Humanos, en la que se establece que la Comisión Nacional de Desarrollo Urbano debe formular un Plan Nacional de Desarrollo Urbano. Este Plan fue aprobado por el Presidente de la República en mayo de 1978 y en él se especifican los siguientes objetivos:

OBJETIVOS DEL PLAN NACIONAL DE DESARROLLO URBANO.

- Racionalizar la distribución, en el territorio nacional, de las actividades económicas y de la población, localizándolas en las zonas de mayor potencial del país.
- Promover el desarrollo urbano integral y equilibrado en los centros de población.
- Propiciar condiciones favorables para que la población pueda resolver sus necesidades de suelo urbano, vivienda, servicios públicos, infraestructura y equipamiento urbano.
- Mejorar y preservar el medio ambiente para los asentamientos humanos.

El Plan Nacional de Desarrollo Urbano, en el aspecto de Ordenamiento del Territorio, establece un escenario a largo plazo, que será el marco de referencia para los programas de mediano y corto plazo y en el que se expresan las caracterís

ticas deseadas de la configuración de un sistema urbano, la localización de las actividades productivas y los flujos de bienes y servicios.

El Sistema Urbano Nacional (SUN) estará compuesto por trece sistemas urbanos integrados a partir de una ciudad regional con su área de influencia, concibiendo su extensión hasta los asentamientos rurales dispersos. El SUN tiene como elementos: la gama de poblaciones que constituye cada sistema, los sistemas de enlace y las ciudades regionales.

El SUN estará constituido por doce zonas urbanas: 1) Mexicali, 2) Ciudad Obregón, 3) Chihuahua, 4) Monterrey, 5) Guadalajara, 6) Lázaro Cárdenas, 7) México, 8) Puebla, 9) Tampico-Cd. Madero, 10) Veracruz, 11) Coahuila-Coahuila y por el conjunto de ciudades del Centro y del Bajío: León-Aguascalientes-Zacatecas-San Luis Potosí-Querétaro e Irapuato. Estas ciudades deberán operar a largo plazo como ciudades con servicios regionales, con una área de influencia en la que gravitarán subsistemas de diversas características, organizados con base en sus funciones preponderantes y la vocación de las áreas en que se ubican y cuya complementariedad permitirá su integración funcional como Sistema Urbano Integrado (SUI).

Estos sistemas (SUI) representan la base fundamental para el impulso de políticas de redistribución de la población y ordenamiento del territorio.

San Juan del Río es considerada por el Plan Nacional de Desarrollo Urbano - - (PNDU), como una de las ciudades integradas del "Sistema Urbano Integrado del

Bajío" al programa de integración Regional de Servicios Urbanos, programa de acción concertada cuya operación se basa en disposiciones expresas del Ejecutivo Federal.

En este marco, el PNDU considera al centro de población de San Juan del Río con una prioridad C. Por otra parte, en el escenario del PNDU al año 2000, se concibe a este centro de población con una población de 100 mil habitantes. En consecuencia, para alcanzar esta meta, se recomienda la aplicación de una política de impulso.

Como uno de los instrumentos para el logro de las metas del PNDU se propone apoyar en el corto plazo las zonas prioritarias, las que se han seleccionado en función de la disponibilidad de sus recursos naturales y de sus posibilidades de crecimiento autosostenido, en lo referente a energéticos, comercio, turismo y empleo, de acuerdo con las prioridades nacionales.

Con las consideraciones anteriores, en el Cuadro 1 se presenta, año por año, la población urbana hasta el año 2000 de la ciudad de San Juan del Río.

CUADRO 1

ESCENARIO DE POBLACION HASTA EL AÑO 2000 DE LA CIUDAD DE SAN
JUAN DEL RIO

AÑO	POBLACION (HABIT.)
1970	15 422
1978	25 387
1979	27 022
1980	28 759
1981	30 609
1982	32 580
1983	34 671
1984	36 901
1985	39 273
1986	41 799
1987	44 487
1988	47 347
1989	50 392
1990	53 632
1991	57 080
1992	60 750
1993	64 657
1994	68 814
1995	73 239
1996	77 948
1997	82 960
1998	88 294
1999	93 972
2000	100 000

- 1) En base a las tasas de crecimiento de la población propuestas en el Plan Nacional de Desarrollo Urbano, que en este caso es de 6.43%.

NOTA: Por lo antes expuesto tomamos como población de proyecto la que resulte según el Plan de Desarrollo Urbano, los otros métodos se muestran únicamente para fines comparativos.

II.3 Cálculo de Gastos de Diseño .

Una vez determinada la población es necesario conocer la cantidad de agua que será consumida por esa población. Es muy complejo determinar con precisión dicha cantidad debido a la variabilidad del fenómeno, por lo que se tienen que hacer estimaciones de todos los consumos posibles. Existen muchos criterios para esto, tomando en cuenta diferentes factores que influyen sobre el consumo. En términos generales estos factores son:

- a) Cantidad de agua disponible
- b) Magnitud de la población
- c) Clima
- d) Tipo de actividad principal
- e) Hábitos higiénicos
- f) Nivel económico

En general se toman en cuenta los siguientes consumos:

- 1) Doméstico
- 2) Comercial
- 3) Industrial
- 4) Municipal o Público
- 5) Pérdidas y fugas

El volumen de agua potable que consumirá en promedio anual una población,

se calcula en función de una cantidad en litros que se asigna por habitante y por día que se denomina dotación y que incluye la cantidad de agua que verdaderamente emplea directamente el individuo en bebida, alimentos y aseo así como la que se supone aporta para los demás usos que constituyen el municipal.

Dotación.- Es la cantidad de agua que se asigna a cada habitante y que comprende todos los consumos de los servicios que hacen en un día medio anual, generalmente se expresa en litros por habitante y por día.

Se sugiere como guía los siguientes valores, en función del clima y del número de habitantes considerados como población de proyecto.

POBLACION	DOTACION 1/HAB/DIA		
	TIPO DE CLIMA		
	CALIDO	TEMPLADO	FRIO
DE 4000 A 10 000 HAB.	150	125	100
DE 10000 A 30 000 HAB.	200	150	125
DE 30000 A 70 000 HAB.	250	200	175
DE 70000 A 150000 HAB.	300	250	200
MAS DE 150 000 HAB.	350	300	250

La Comisión Constructora e Ingeniería Sanitaria de la Secretaría de Salu-
bridad y Asistencia recomienda la siguiente tabla de dotaciones para las
poblaciones rurales:

POBLACION	DOTACION 1/HAB/DIA				
	TIPO DE CLIMA				
	FRIO	TEMPLADO	SEMICALIDO	CALIDO	CASOS ESP.
500 - 1 000	100	100	100	110	120
1001 - 1 500	100	100	110	130	150
1501 - 2 000	110	120	130	150	180
2001 - 3 000	120	140	150	180	200
3001 - 5 000	140	160	180	200	250
5001 EN ADEL.	150	180	200	250	300

En caso de que la localidad cuente con un sistema de eliminación de aguas ne-
gras, se utilizarán las dotaciones indicadas abajo de la doble línea, en ca-
so contrario, la dotación máxima será de 140 l/h/d, para clima frío y templado
y 150 l/h/d para el resto.

Para la ciudad de San Juan del Río con una población de proyecto de 100,000
habitantes se fija una dotación de 250 l/h/d, considerando las tablas ante-
riores.

Hay que tener en cuenta que la dotación anteriormente fijada corresponde al

promedio anual de consumo y que dicho consumo no se realiza de una manera uniforme durante el día ni durante todos los días del año, sino siguiendo una variación horaria y estacional.

Existen máximos de estación durante el calor y la sequía del verano. Ocurren máximos de estación durante el frío en el invierno: a) Cuando se deja correr agua al drenaje, para evitar que los servicios y tuberías domésticas se congelen, y 2) Cuando existen muchas fugas en las uniones de tuberías, porque los metales se contraen con el frío. Entre los usos de estación del agua se encuentran el proceso de productos agrícolas en el tiempo de la cosecha. Las variaciones de día a día reflejan la actividad doméstica e industrial. Los domingos para descansar y los sábados para lavar. Las fluctuaciones de hora a hora producen un máximo cercano al mediodía y un mínimo en las primeras horas de la mañana y por la noche. Deben conocerse las variaciones normales de consumo, para diseñar apropiadamente las tuberías de abastecimiento, los depósitos de servicio y las líneas de distribución. Además, deberá haber márgenes adecuados para consumos súbitos, fuertes e imprevisibles, para combatir incendios. El volumen de agua realmente empleado para extinguir incendios es relativamente pequeño, pero el gasto a que debe suministrarse es alto, y llega a ser de influencia determinante al capacitar los sistemas de distribución.

En pequeñas poblaciones se considera innecesario y antieconómico proyectar sistemas que incluyen protección contra incendios. En poblaciones medianas o grandes el problema debe ser estudiado y justificado en cada caso de acuerdo con la realidad local.

La capacidad de la red debe ser lo suficientemente amplia para poder hacer frente a la máxima demanda horaria del día de mayor consumo.

Para poder calcular esa máxima demanda horaria se afecta la dotación media anual futura ya calculada de dos coeficientes C_d y C_h tales que:

Variaciones diarias

C_d = Coeficiente de variación diaria.- Permite pasar del consumo medio anual al consumo medio del día de mayor consumo (gasto máximo diario).

La variación diaria se expresa como un coeficiente del gasto medio anual y depende de la temperatura y distribución de las lluvias en la región:

Para los lugares de clima uniforme en los cuales todos los días de la semana se gasta la misma cantidad de agua $C_d = 1.2$

Para aquellas regiones de clima variable pero no extremoso, se usa $C_d = 1.35$

Para lugares de clima extremoso y seco..... $C_d = 1.5$

Para lugares de clima muy extremoso como en las regiones desérticas..... $C_d = 1.75$

Variaciones Horarias

Ch = Coeficiente de variación horaria.- Permite pasar del consumo medio diario, al consumo en la hora máxima dentro del día de mayor consumo.

Varía entre 1.3 y 1.6 según las condiciones prevaletientes en la región.

El consumo medio anual de agua en una población es el que resulta de multiplicar la dotación, por el número de habitantes y por los 365 días del año.

$$V_{ma} = \frac{D \times H \times 365}{1\ 000}$$

V_{ma} = Volumen medio anual de agua potable en m³

D = Dotación en l/h/d

H = Número de habitantes

El consumo medio diario será:

$$V_{md} = \frac{D \times H}{1\ 000}$$

V_{md} = Volumen medio diario de agua potable en m³

El caudal medio diario Q_{md} en l.p.s. será:

$$Q_{md} = \frac{D \times H}{86,400}$$

a partir de este valor, se podrá calcular el caudal máximo diario.

QMd si se multiplica el

$$QMd = Qnd \times 1.2$$

$$Qmh = QMd \times 1.5$$

Tomando en cuenta el gasto de explotación actual se obtiene el déficit que presentará la población.

Por otro lado, se resumen los datos de proyecto al año 2000 en el Cuadro No. 1.

CUADRO NO.1

SUMINISTRO DE AGUA EN BLOQUE A LA CIUDAD DE SAN JUAN DEL RIO, QRO.

ANO	POBLACION	DOTACION L/HAB/D	GASTO REQUERIDO POR LA POBLACION TOTAL L. P. S.	Medio Diario	Máx.Diario	FUENTE DE ABASTECI- MIENTO ACTUAL	GASTO DE EXPLOTACION L. P. S.	DEFICIT L.P.S.
1970	15 422	250	83	100	103			3
1978	25 387	250	89	106	103			10
1979	27 022	250	94	113	103			17
1980	28 759	250	100	120	103			25
1981	30 609	250	107	128	103			33
1982	32 580	250	114	136	103			42
1983	34 671	250	121	145	103			52
1984	36 901	250	129	155	103			61
1985	39 273	250	137	164	103			72
1986	41 799	250	146	175	103			83
1987	44 487	250	155	186	103			95
1988	47 347	250	165	198	103			108
1989	50 392	250	176	211	103			121
1990	53 632	250	187	224	103			136
1991	57 080	250	199	239	103			151
1992	60 750	250	212	254	103			168
1993	64 657	250	226	271	103			185
1994	68 814	250	240	288	103			204
1995	73 239	250	255	307	103			223
1996	77 948	250	272	326	103			244
1997	82 960	250	289	347	103			
1998	88 294	250						
1999	93 972	250						
2000	100 000	250						

II.4 Datos de Proyecto

Población según el último censo oficial.....	15,422 hab.
Población actual.....	28,759 hab.
Población de proyecto.....	100,000 hab.
Dotación	250 l.p.s.
Gasto medio diario	289 l.p.s.
Gasto máximo diario	347 l.p.s.
Gasto máximo horario	521 l.p.s.
Coefficientes de variación diaria y horaria.....	cd=1.2; ch=1.5
Fuente de abastecimiento alternativa 1.....	Aguas superficiales
Fuente de abastecimiento alternativa 2.....	Aguas subterráneas
Tipo de captación alternativa 1.....	Obra de toma en el canal Lomo de Toro
Tipo de captación alternativa 2.....	4 pozos profundos
Conducción alternativa 1	Bombeo, L = 10.0 km
Conducción alternativa 2	Bombeo, L = 12.8 km
Capacidad de regularización.....	
Potabilización alternativa 1	Tratamiento completo
Potabilización alternativa 2.....	Cloración

III. ALTERNATIVAS DE SOLUCION

III.1 Descripción de las alternativas.

Alternativa No. 1

Para atender las necesidades de San Juan del Río. Qro., previstas al año 2000, se contempla aprovechar las aguas superficiales de la presa Constitución de 1917 por medio de una obra de toma en el canal principal Lomo de Toro, que se inicia en la obra de toma de la presa.

Esta alternativa incluye una conducción de aproximadamente 10 km, mediante bombeo. Para potabilizar el agua proveniente de la presa se requeriría someterla a un proceso de clarificación y desinfección. (Fig. III.a)

Alternativa No. 2

En esta alternativa se considera cubrir las necesidades de San Juan del Río, Qro., mediante el aprovechamiento de las aguas subterráneas del acuífero de Tequisquiapan mediante la perforación de 4 pozos profundos, tres en operación y uno de reserva en la margen derecha del Río San Juan, cercanos a la Presa Centenario. Con una conducción de aproximadamente 13 km mediante bombeo. Para potabilizar las aguas subterráneas provenientes del acuífero de Tequisquiapan se requeriría únicamente de un tratamiento de cloración. (Fig. III.a)

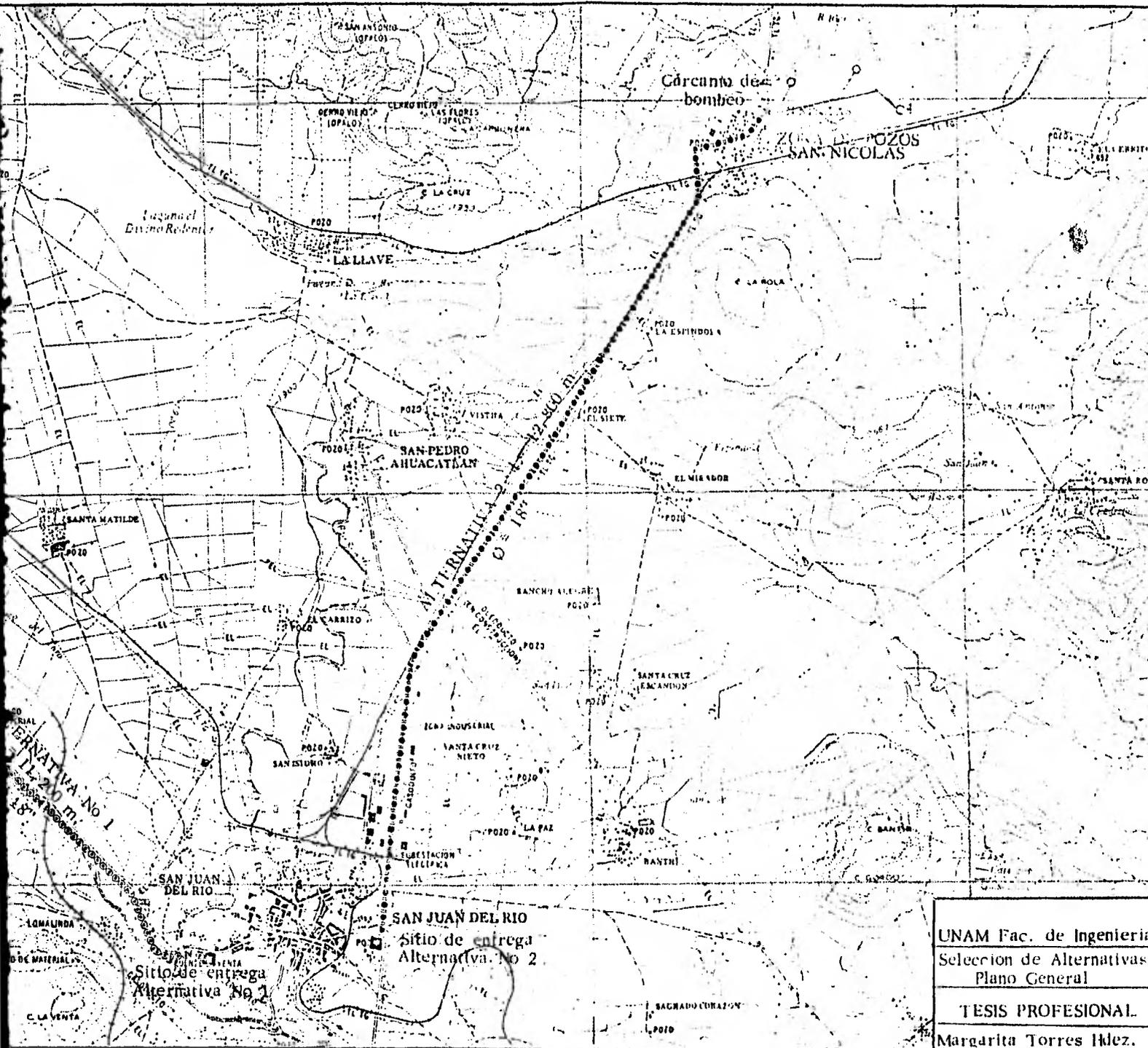


FIG. III.a
 -37-

III.2 Analisis de las alternativas.

Alternativa No. 1

Captación de aguas superficiales.

Generalidades:

En una fuente superficial, el agua por aprovechar puede estar almacenada o escurriendo, lo cual influye principalmente en su calidad y en el tipo y características de la obra de toma por diseñar.

Es muy importante que en el proyecto y construcción de la obra de captación se utilicen materiales resistentes al intemperismo y principalmente a la acción del agua; su localización debe ser la más adecuada que sea posible, procurando protegerla de fuentes de polución y contaminación.

Los elementos principales que integran una obra de captación son los siguientes:

- a) El dispositivo de toma o de entrada del agua, que puede ser un conducto, un orificio o ambos.
- b) Dispositivos de control de excedencias (vertedores)
- c) Dispositivos que eviten la entrada a la toma y conducción de cuerpos gruesos y flotantes; así como la entrada de grava y arenas, por medio de cámaras de decantación, etc.

Proyecto de captaciones en arroyos y ríos.

La captación de agua de corrientes superficiales varía en su diseño de simples tubos sumergidos para pequeños abastecimientos a grandes torres de toma usadas para grandes ciudades. También se utilizan presas de almacenamiento y con más frecuencia presas de derivación.

La obra de toma deberá localizarse aguas arriba de la localidad con el objeto de aislarla lo más posible de las fuentes locales de polución y contaminación. En el caso de corrientes afectadas por mareas, el agua salada puede llegar a grandes distancias aguas arriba del río, por lo que, antes de decidir con respecto a la localización de la toma, deberá hacerse un estudio cuidadoso de este problema haciendo análisis del agua en las diferentes estaciones del año.

La entrada de la toma se deberá colocar a un nivel inferior al de aguas mínimas de la corriente (arroyo o río). No es conveniente que la obra de captación se localice en curvas, procurando hacerlo siempre en un tramo recto, con lo que probablemente se asegure la permanencia de la sección del río. Se tomará en cuenta además, las características del material que constituye el cauce, la velocidad de la corriente en estiaje y lluvias, investigando si no se tendrán problemas de socavación, etc. No es conveniente que la entrada de la tubería de toma quede situada contra la dirección del escurrimiento, debido a que se obtura con mayor facilidad.

Tomas en corrientes con régimen de poca variación.

Generalmente las captaciones son de forma sencilla tomándose el agua cerca de la orilla de la corriente por medio de un tubo, el cual se puede sostener por medio de una pequeña cimentación de concreto, un huacal de madera, una caja de mampostería o de concreto o por medio de un muro paralelo a la corriente y transversal al tubo de toma. En este caso puede ser conveniente hacer un dragado cerca de la toma, y también la construcción de aleros para detener los taludes laterales. Los huacales y cajas se protegen generalmente con enrocamiento.

Los tubos de toma son de preferencia de fierro fundido o acero; sin embargo, dependiendo del diámetro, puede ser de asbesto cemento o de concreto, debidamente protegidos. El agua puede pasar directamente a la conducción o ser llevada a un cárcamo de bombeo. A la entrada de la toma se instalará una rejilla metálica, para evitar la entrada de objetos grandes flotantes, construída de barras paralelas verticalmente, con espacio libre entre ellas de 2.5 a 5.0 cm. Se instalarán inclinadas formando ángulo de 45 a 60° con la horizontal, para facilitar la operación de limpieza. Para evitar el paso de pequeños objetos y peces, se colocan telas de alambre y cobre muy finas y que sean removibles, en la entrada de la toma si es directa o en la entrada a la cámara de válvulas. La velocidad de llegada del agua a la toma debe ser lo más baja que sea posible, de preferencia menor de 0.60 m/seg.

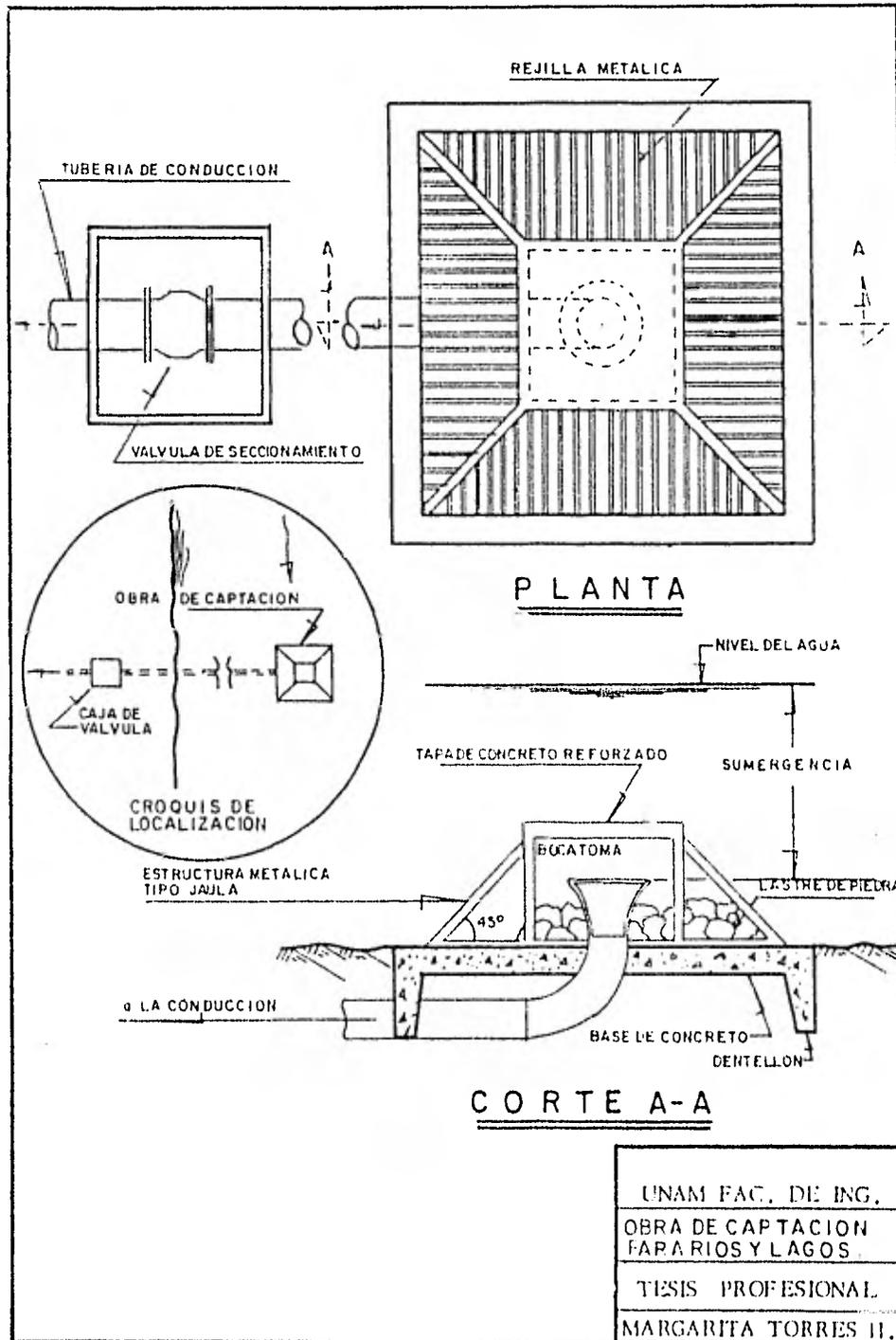
Toma en corrientes de régimen muy variable.

En este caso por lo común el tubo de toma se prolonga una cierta distancia adentro del cauce del río con el objeto de lograr la captación adecuada del escurrimiento mínimo de la corriente. El diseño depende en gran parte de las características del fondo del cauce y de la magnitud de la obra por efectuar. Para fondos no estables se emplea generalmente una caja de concreto o un huacal de acero estructural (Fig. III.1), de donde sale el tubo de toma; para fondos estables se pueden usar tubos perforados anclados en la roca o en pilotes.

Otro tipo de obra de toma consiste en construir una torre de concreto o mampostería que sobresalga del nivel de aguas máximas, con dos o más entradas de agua, con sus respectivas compuertas o válvulas y rejillas. Para que la torre sea estable contra la corriente, deberá quedar superficialmente enterrada abajo del nivel máximo de socavación protegiéndose además con enrocamiento en el caso de torres situadas dentro del cauce; las entradas se colocarán en la dirección de la corriente y el área de entrada se determinará considerando una velocidad de 0.45 a 60 m/seg.

La torre de captación facilita tomar el agua de diferentes niveles, utilizando siempre las más superficiales a fin de aprovechar el agua con el menor contenido de sólidos en suspensión, con lo que se disminuirán los gastos de operación en la planta potabilizadora; sin embargo, es más cara que los otros tipos mencionados siendo recomendable únicamente para obras de gran magnitud.

FIG. III.1



Del huacal o de la torre, el tubo de toma se une a un cárcamo de bombeo, a la planta potabilizadora o directamente a la línea de conducción, en el caso de que la planta quede situada en un punto intermedio o al final de la conducción.

Tomas en canales de riego.

La obra de captación en canales de riego es comúnmente de forma sencilla semejantes a las que se hacen en corrientes con régimen de poca variación. Antes de decidir respecto al aprovechamiento de un canal se debe asegurar la obtención del gasto requerido durante todo el año, sin ninguna disminución, dado que no todos los canales de riego conducen agua en forma permanente.

En caso de que sea obligado el uso de un canal que no conduzca agua durante todo el año, se deberá tomar en cuenta el diseño de un depósito de almacenamiento.

Captación en lagos.

La toma de un lago debe situarse de manera de asegurar el obtener siempre agua de la mejor calidad y que satisfaga todos los requisitos de seguridad contra interrupciones. En un lago no contaminado por aguas negras se hará la investigación de los siguientes aspectos:

- a) Localización de la desembocadura de corrientes y sedimentos acarreados por ellas.
- b) Características del fondo de lago .
- c) Dirección del viento y de la corriente y su efecto en la agitación de lodos del fondo.
- d) Muestreo en varios puntos que sean representativos de la calidad del agua por captar, para análisis físico-químicos.
- f) Perfil topográfico de la conducción.

Si es posible se localizará la obra de toma a una profundidad tal que no tenga efecto del oleaje para asegurar su estabilidad y evitar las dificultades que se puedan tener por la entrada de sedimentos. La sumergencia adecuada debe ser como mínimo tres veces el diámetro de la tubería de toma. En lagunas pequeñas la profundidad de la toma puede variar de 4 a 6 metros, y en grandes lagos, en donde la acción de las olas se extiende a gran profundidad, la profundidad recomendable varía de 9 a 12 m.

En la Fig. III.1 se muestra la estructura más recomendable. La planta de la toma puede ser exagonal, rectangular o circular, seleccionando la que pueda dar la superficie de rejillas más apropiada de acuerdo con el diámetro de la tubería por instalar y principalmente la que presente mayor facilidad de construcción.

Captación por medio de presas de almacenamiento.

Presa de almacenamiento es una construcción que se levanta en el lecho de un río con el objeto de almacenar el agua que aporta la corriente para emplearla de acuerdo a las demandas que se tengan. Las obras esenciales que la integran son: la cortina, la toma y el vertedor de demasías.

En los anteproyectos de presas de almacenamiento es conveniente hacer distinción entre pequeñas presas con áreas limitadas de embalse y grandes presas en las que el área ocupada por el agua es de considerable extensión. El proyecto de una presa de cualquier tipo por construir en el cauce de un río, debe tomar en cuenta el desvío de la corriente durante su construcción.

En el proyecto de una presa de almacenamiento para abastecer de agua potable a una localidad intervienen dos factores principales: el agua disponible aportada por la corriente y la demanda que depende del gasto máximo diario requerido; es decir, debe considerarse como base el estudio hidrológico y el establecimiento de los datos básicos del proyecto de agua potable.

Obra de toma en presas de almacenamiento.

La elección de las estructuras que formarán la obra de toma será el resultado del estudio de los siguientes factores: gasto por extraer, cargas hidráulicas.

licas, topografía, geología, tipo de cortina, etc. El gasto por captar generalmente es constante y corresponde al gasto máximo diario requerido para satisfacer las necesidades inmediatas y de proyecto.

Generalmente la obra de toma más recomendable está constituida por una torre localizada comunmente cerca del pie de la cortina aguas arriba, disponiéndose entradas a diferentes elevaciones con objeto de tomar el agua más cercana a la superficie la que en general, es de la mejor calidad. Cada entrada deberá tener una rejilla constituida por barras de acero soportadas por un marco del mismo material, la separación de las barras varía de 5 a 7 cm centro a centro. La velocidad del agua a través de la rejilla será de 60 cm/seg.

Captación por medio de presas derivadoras

Para el abastecimiento de pequeñas localidades y dependiendo de las características de la corriente por aprovechar, se han construido presas de derivación, con buenos resultados.

La localización de una presa de derivación depende esencialmente del factor económico; es decir, de la comparación de las dos soluciones siguientes: construcción de la presa cercana a la localidad por abastecer, con lo que se incrementa el costo de la presa por requerir más altura y probablemente mayor longitud, también es posible que se requiera bombeo para la conducción del agua. Si la presa se sitúa alejada de la localidad, requerirá menor altura

y longitud de la cortina, con lo que su costo será bajo; en cambio, la longitud de la conducción es mayor y por lo tanto de gran costo; sin embargo se evita el tubeo siendo esto muy importante.

Partes que integran una presa derivadora.

Son notables 3 partes que se consideran esenciales para cumplir sus fines:

- a) Cortina
- b) Obra de toma
- c) Estructura de limpia

CORTINA.- Con esta se represa el agua hasta una elevación suficiente que permita derivar el gasto por la obra de toma y se diseña para que la corriente vierta sobre ella, ya sea parcial o totalmente en su longitud. Por su eje en planta pueden ser rectas o curvas dependiendo de las características topográficas y geológicas; por el tipo de materiales son: flexibles, rígidas y mixtas. Las más empleadas son las rígidas, hechas de mampostería con mortero de cemento o de concreto ciclópeo.

La altura de la cortina queda limitada por las consideraciones siguientes: nivel requerido para la toma, características topográficas del cauce, terrenos que se pueden inundar y costo de indemnizaciones y características del terreno del cauce en relación con la cimentación de la presa.

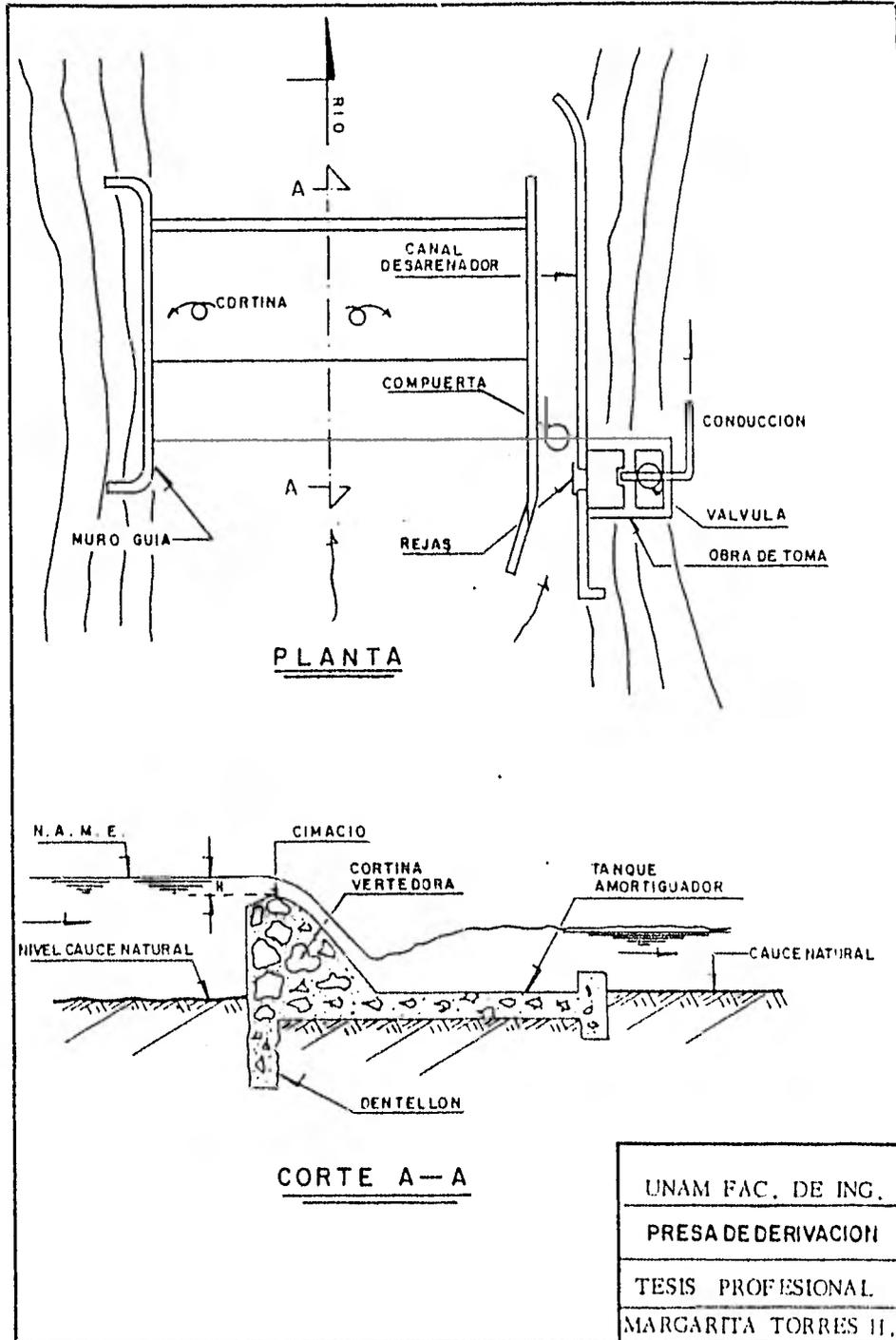
La sección típica de las cortinas es de forma trapecial con cimacio en la corona, según se indica en la figura III.2 .- La geometría del cimacio se aproxima a la forma parabólica de un chorro de agua con caída libre. Con el cimacio se logra aumentar la eficiencia de descarga del vertedor y se evitan fenómenos de cavitación.

Generalmente las fuerzas que actúan en una cortina vertedora son las siguientes:

- a) Peso propio
- b) Presión hidrostática
- c) Subpresión
- d) Empuje de azolves
- e) Fuerzas sísmicas
- f) Peso del agua sobre el paramento de aguas abajo
- g) Choque de olas y cuerpos flotantes
- i) Reacción del terreno

Como en la mayoría de los proyectos las presas resultan de poca altura (menos de 6 m) y relativamente poco peso, se considera despreciable la fuerza debida a temblores y no se incluye en el análisis de estabilidad. También los fenómenos de oleaje son pequeños y la acción dinámica de las olas no se toma en cuenta; asimismo, suele no considerarse el choque de cuerpos flotantes.

FIG. III.2



Recorrido de filtración.

La mayoría de cortinas tanto rígidas como flexibles se hacen con cimentación permeable debido a que se desplantan a poca profundidad del cauce en cuyo lecho se encuentran generalmente arena, grava y bolcos, que son bastante permeables. El agua filtrada produce una presión hacia arriba o subpresión que obra en contra de la estabilidad de la cortina. Las filtraciones dependen fundamentalmente de la carga hidráulica y de las características físicas de los materiales. Cuando la velocidad del agua filtrada es capaz de lavar o arrastrar los materiales de cimentación se origina el fenómeno de tubificación, que produce asentamientos, disloques, etc., afectando seriamente la estabilidad de la cortina. Por lo tanto, las cortinas sobre cimentación permeable deberán diseñarse con recorrido de filtración suficiente, para lo cual se emplean dentellones, ya sea de concreto o de arcilla, delantales y tapetes de arcilla compactada o mampostería.

Condiciones de estabilidad.

El análisis de una cortina rígida de una presa derivadora de poca altura, se limita al cálculo de un muro de retención considerando las fuerzas indicadas y verificando que se cumplan los tres requisitos fundamentales de estabilidad: volteamiento, deslizamiento y esfuerzos en los materiales. Si la cortina es alta (más de 6 m), el procedimiento de cálculo será el que se utiliza en las cortinas de Presas de Almacenamiento.

OBRA DE TOMA.- La toma en una presa de derivación debe quedar situada muy próxima al muro vertedor y en sentido perpendicular al escurrimiento que se tenga en el desarenador, con un nivel para el orificio de entrada que evite el acceso de gravas y arenas. La entrada estará protegida por una reja que evite el paso de cuerpos gruesos flotantes. Del orificio el agua pasa a una caja de profundidad adecuada en donde se sitúa la entrada del conducto de toma del lado opuesto al orificio, instalándose una rejilla - fina removible.

El gasto por captar será el gasto máximo diario o el que se determine como el más adecuado por tomar de la corriente. El orificio de entrada debe trabajar ahogado con una carga entre la superficie del agua y la clave del orificio, de 10 cm, como mínimo. La velocidad en el orificio será de preferencia de 60 cm/seg.

ESTRUCTURA DE LIMPIA.- En las captaciones de corrientes superficiales tales como tomas directas y derivadoras, se tiene siempre el problema de la acumulación de azolves, debido a las bajas velocidades que se tienen y se requieren además, en la obra de toma; igualmente, la cortina es un obstáculo que detiene los cuerpos grandes (arena, grava y cantos rodados) incluso flotantes. El material fino en suspensión es difícil de controlar y evitar su paso a la conducción.

En las presas de derivación se construye generalmente una estructura que peru

mite la limpieza periódica y que consiste en un canal que se localiza frente a la toma, que se denomina desarenador y que queda formado por dos paredes verticales y paralelas. Ver Fig. III.2.

El diseño del canal desarenador consiste principalmente en determinar su ancho, una vez que se haya elegido la velocidad del agua dentro de él y considerando que la superficie libre del agua corresponde con la elevación de la cresta de la cortina

$$Q = AV \qquad A = bxd$$

Q = Gasto mínimo normal, en m³/seg

A = Area hidráulica del canal, en m²

V = Velocidad para propiciar la sedimentación, en m/seg.

Suelen aceptarse valores entre 0.25 y 60 cm/seg.

CAPTACION.- Obra de toma en la margen derecha del canal Principal Lomo del Toro, de sección cuadrada y cimentación de concreto reforzado, con zapata para ampliar la superficie de cimentación. Sobre la losa de cimentación desplantan los muros, también de concreto reforzado, cuyo espesor es de 0.15 m. En la parte superior de los muros se ha colocado una losa de concreto que sirve de plataforma de operación, que tiene en el centro un pozo de observación y junto a él, un registro que da acceso a una escalera marina para inspección y mantenimiento, en la losa se apoyan los mecanismos para operar las compuertas deslizantes que controlan el paso del agua.

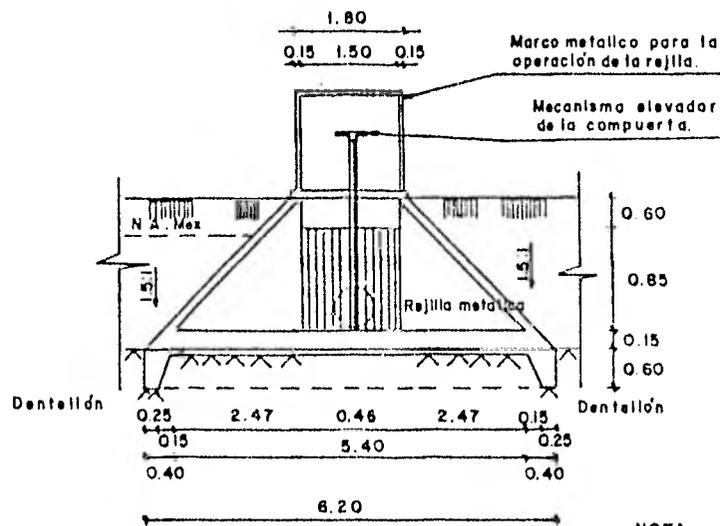
El acceso hasta la plataforma de operación, se logra mediante un puente apoyado en una ménsula en la estructura; el puente de acceso y el pozo de inspección están dotados de barandales.

Para impedir el acceso de materiales semi sumergidos indeseables o de peces, las bocatomas se protegerán con rejillas para permitir que las compuertas deslizantes se desplacen en su interior.

La extracción del agua del interior de la estructura se hace mediante una tubería que se ha colocado en uno de sus muros y alojada en una excavación o tajo lateral que se rellena posteriormente. Como la tubería está en contacto con un material saturado de agua, debe ser resistente a la corrosión, por lo que se hace de asbesto-cemento. La superficie superior de la losa de cimentación se diseña con pendiente 1% hacia un pozo de achique colocado en una de las esquinas con su bomba correspondiente para extraer el agua, cuando haya que vaciar la estructura (Figs. III.3; III.4; III.5)

FIG. III.3

CORTE B - B



NOTA.

Las acotaciones están dadas en metros

UNAM. FAC. DE INGENIERIA

OBRA DE TOMA

TESIS PROFESIONAL

MARGARITA TORRES HERNANDEZ

FIG. III.4

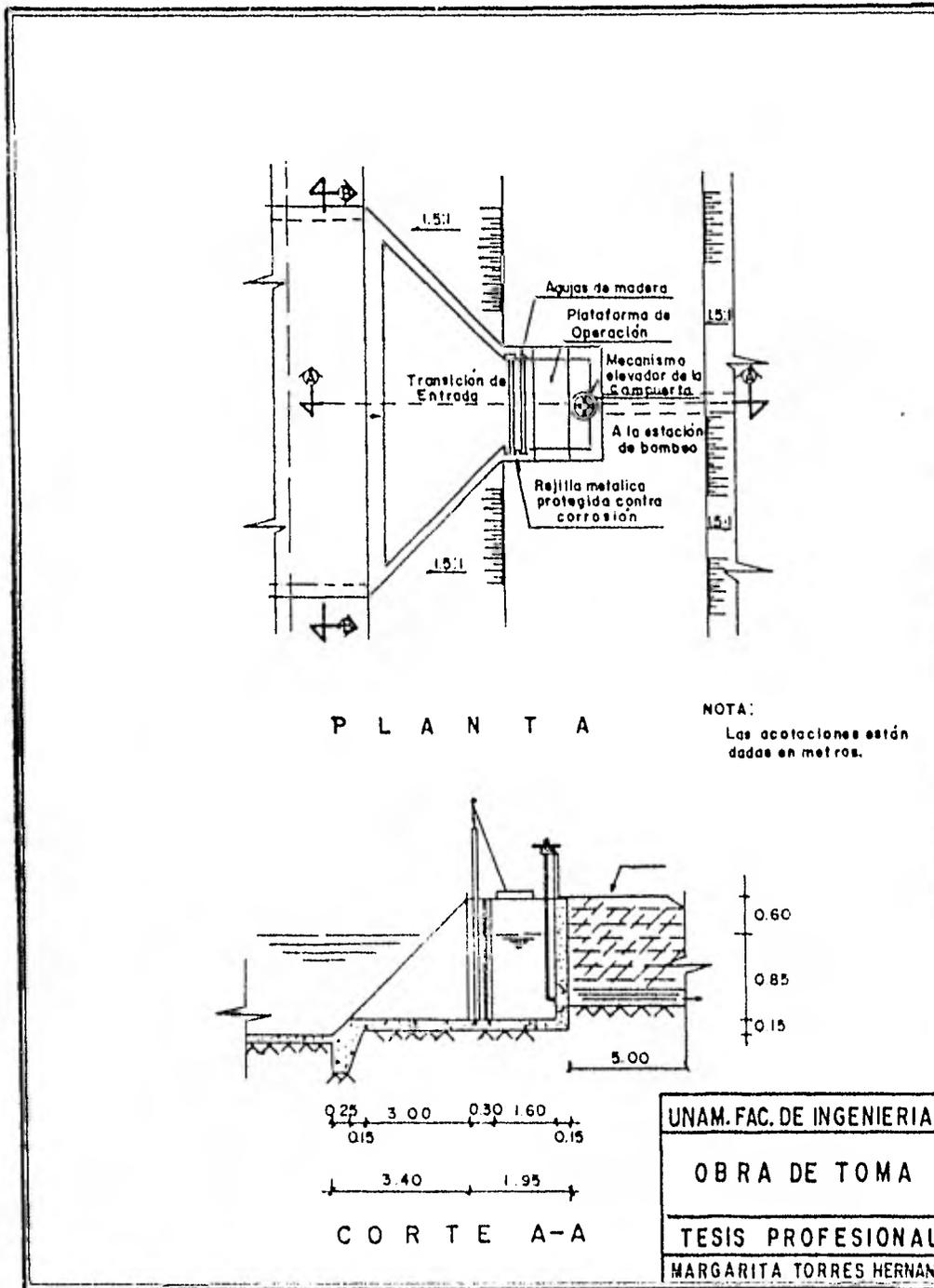
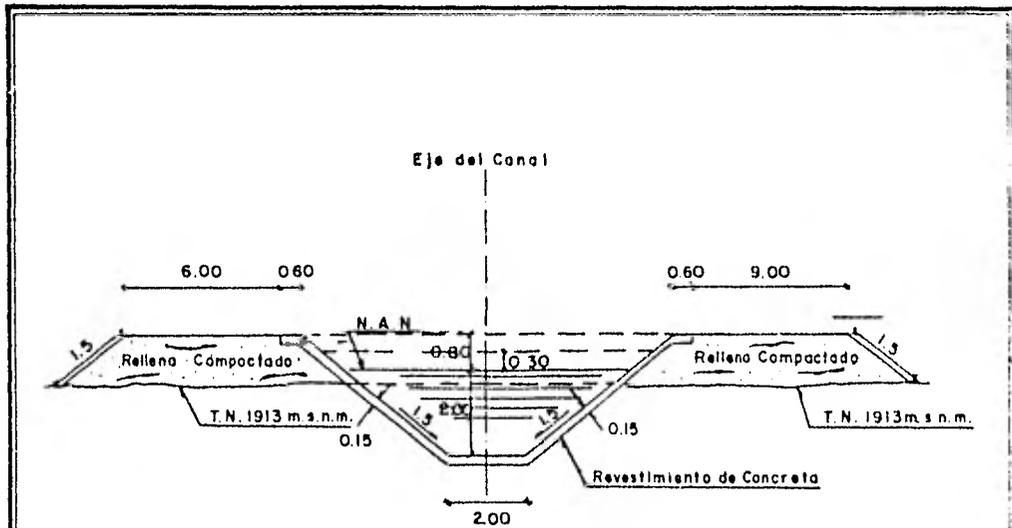
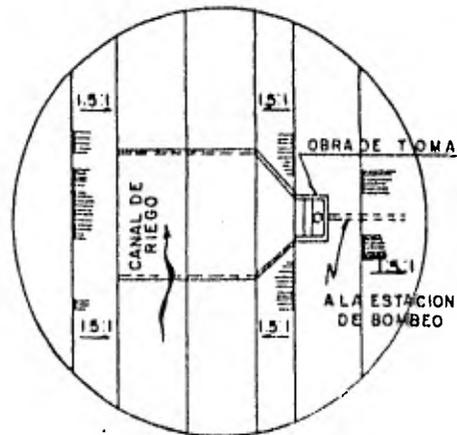


FIG. III.3



SECCION DEL CANAL "LOMO DE TORO"



CROQUIS DE LOCALIZACION

NOTA.
Las acotaciones están
dadas en metros.

UNAM. FAC. DE INGENIERIA

OBRA DE TOMA

TESIS PROFESIONAL

MARGARITA TORRES HERNANDEZ

Antepresupuesto

Excavación

Canal de llamada

$$\text{Area} = \frac{6.2 + 1.8}{2} \times 3.40 = 13.60 \text{ m}^2$$

$$\text{Vol.} = 13.60 \text{ m}^2 \times 2.20 \text{ m} = 29.92 \text{ m}^3 \times 0.5 \text{ debido a la pendiente.}$$

Sección de compuertas

$$\text{Area} = 1.8 \times 1.60 = 2.88 \text{ m}^2$$

$$\text{Vol.} = 2.88 \text{ m}^2 \times 1.80 \text{ m} = 5.18 \text{ m}^3$$

Tubería de extracción

$$\text{Area} = 1.8 \times 1.60 = 2.88 \text{ m}^2$$

$$\text{Vol.} = 2.88 \times 5.0 \text{ m} = 14.40 \text{ m}^3$$

$$\text{Total de m}^3 \text{ de excavación: } 49.50 \text{ m}^3$$

Concreto f'c = 100 kg/cm²

Plantilla:

$$\frac{6.20 \text{ m} + 1.80 \text{ m}}{2} \times 3.0 \text{ m} = 12.0 \text{ m}^2$$

$$14.56 \text{ m}^2 \times 2 \text{ caras} = 29.12 \text{ m}^2$$

$$29.12 \text{ m}^2 + 10\% \text{ por desperd.} = 32$$

Banda de P.V.C. para juntas en tanque de ancho 6"

$$3.4+3.4+1.6+1.6+1.95+1.95+1.6+1.6+1.8 = 18.9 \hat{=} 19 \text{ m}$$

Bombeo de achique

$$3 \text{ meses} \times 16 \text{ horas} \times 30 \text{ días} \times 2 \text{ bombas} =$$

$$2,880 \text{ hrs.} \times \$ 47.22$$

Suministro y colocación de rejillas

Compuertas, mecanismo

SAN JUAN DEL RIO, QRO.

OBRA DE TOMA

TARIFA "D" CATALOGO DE PRECIOS UNITARIOS 1980

SECRETARIA DE ASENTAMIENTOS HUMANOS Y OBRAS PUBLICAS

ESPECIFICACION	CONCEPTO	CANT.	UNID.	P. U.	IMPORTE
A081B	Excavación a mano para desplante de estructuras, en material B, en agua hasta 3.0 m de profundidad	49.50	m3	148.05	7,328.48
D030A	Fabricado y colado de concreto simple, vibrado y curado con membrana de $f'c=100$ kg/cm ²	2.63	m3	1,358.68	3,573.33
D030D	Fabricado y colado de concreto simple, vibrado y curado con membrana de $f'c=200$ kg/cm ²	2.50	m3	1,683.76	4,209.40
D090B	Suministro y colocación de fierro de refuerzo $f_s=2000$ kg/cm ²	51.26	kg	24.35	1,248.18
H038A	Suministro y colocación de banda de P.V.C. para juntas, en tanques	19	m	110.00	2,090.00
D140D	Impermeabilización de tanques de concreto con aditivo integral sikalite o similar, por cada m ³ de concreto impermeabilizado	5.13	m3	131.04	672.24
	Cimbras de madera para acabados no aparentes				

CONDUCCION.-

CONDUCCION POR BOMBEO.

GENERALIDADES.

Es la parte de un sistema de abastecimiento de agua diseñado para transportar el fluido a distancias relativamente grandes, usualmente de la fuente de captación al depósito de regularización o de la fuente a la planta de tratamiento .

Básicamente una conducción requiere de bombeo cuando la posición de la obra de captación con relación al sitio donde termina la línea, se encuentra topográficamente más abajo, es decir, se tienen en contraposición al caso de gravedad, un desnivel topográfico "desfavorable" entre el inicio y el final de la línea, el cual es necesario vencer.

Requisitos indispensables que debe cumplir:

- a) La calidad del agua debe conservarse inalterable en todo el recorrido, evitando contaminaciones por infiltración de agentes propios de polución.
- b) La cantidad de agua captada debe ser la misma en todo el trayecto de la conducción, de tal manera que se evitan todas las fugas.
- c) El desarrollo de la línea deberá ser lo más corto posible, así como buscar que los desniveles por vencer no sean excesivos, lo cual se puede traducir no solamente en economía en la construcción de las obras, sino de operación de las mismas.

DISEÑO DE LAS TUBERIAS.

Para el diseño de la tubería de conducción se debe disponer primordialmente de:

- a) Plano topográfico detallado de localización de la línea, en planta y perfil. Al respecto las "Normas de Proyecto" recomiendan el empleo de las siguientes escalas para su presentación:

Planta a escalas 1:1000 a 1:5000

Perfil a escalas 1:100 a 1:500

Se recomienda además que la variación entre ambas escalas sea de preferencia de 10, es decir, si la escala horizontal es 1:1000, la vertical deberá ser 1:100 y así sucesivamente.

Probablemente las escalas que más se emplean, por facilidad de manejo y porque proporcionan el detalle suficiente, son: 1:2000 y 1:200, horizontal y vertical, respectivamente.

- b) Plano topográfico y de detalle de cruzamiento de la línea de conducción con carreteras, vías de ferrocarril, ríos, arroyos y canales.

CALCULO HIDRAULICO

Este se basa en la fórmula de Maning: $h_f = K L Q^2$, en donde:

h_f = pérdidas de carga por fricción, en metros.

K = Constante que depende la rugosidad de la tubería y d.á-
metro de la misma $K = \frac{10.3 n^2}{D^{16/3}}$

L = Longitud de la conducción, en metros

Q = Gasto en m³/s

n = Coeficiente de rugosidad

D = Diámetro del tubo en metros

Los valores de la constante K están consignados en el anexo
V.C. 1623. (Pág. 30 de las Normas de Proyecto).

Los valores para el coeficiente de rugosidad "n" de las tube-
rías que deben emplearse en proyecto se consignan en la pági-
na 26 de las mismas Normas de Proyecto .

SELECCION DEL DIAMETRO ECONOMICO:

En toda la línea de conducción por bombeo se debe realizar el estudio de diá-
metro económico. Esto es, un diámetro es económico cuando la suma de su costo
o cargo anual de bombeo (consumo de energía eléctrica o combustible), más su
cargo anual de amortización (capital primitivo más intereses) es decir, su
costo total de bombeo para operación de 365 días, resulta menor en comparación
con el que arroje cualquier otro diámetro menor o mayor que él.

Esto nos hace pensar en la necesidad de practicar dicho estudio de "diámetro

económico" en tres diferentes diámetros para que, cuando el intermedio cumpla con dicha condición, estaremos seguros que no habrá otro que pueda ser más económico.

Si al hacer el análisis nos resulta más económico cualquiera de los diámetros de los extremos (el menor o el mayor), habrá necesidad de estudiar un cuarto diámetro más pequeño o grande según el caso, de manera que se pueda demostrar que entre tres diámetros consecutivos el intermedio es el más económico.

Para proponer los diámetros por analizar, se puede aplicar:

Area tentativa = $Q/1.5$ donde

Area tentativa en m^2

Q = gasto de conducción en $m^3/seg.$

Con la aplicación de esta expresión, se estará deduciendo solamente uno de los tres diámetros, pudiéndose proponer el inmediato inferior y superior, para completar la tercia.

Los cálculos se deben presentar como se indica en el anexo V.C. 1542 de las Normas, en el que se toma en cuenta la sobrepresión producida por el golpe de ariete.

Al respecto en el anexo, se deben determinar las pérdidas de carga totales en la conducción (hft), o sea la suma de las pérdidas en las tuberías (pérdi

das mayores h_f) mas las pérdidas por cambios de dirección, entrada, salida, válvulas, etc. (pérdidas menores, que para fines prácticos se pueden adoptar $\pm 5\% hf$).

De la sobrepresión debido al golpe de ariete, $h = \frac{145 v}{\sqrt{1 + \frac{E_{ad}}{E_{te}}}}$, el 80% deberá ser absorbido por válvulas aliviadoras de presión, torres de oscilación o tanques neumáticos; el 20% restante deberá absorberse por medio de la tubería, seleccionando la clase correspondiente, de manera que la presión total actuando sobre la tubería ($20\% h + CNO$) no sea mayor a la presión de trabajo de la tubería.

El costo del kwh, a precios actuales se puede dar \$0.693 o el que se tenga en la región.

En el perfil de la conducción, se hará el trazo de los gradientes correspondientes a la línea piezométrica de trabajo normal y de presiones totales que incluyan el 20% de golpe de ariete. Las clases de tubería deberán deducirse sobre estos trazos, a partir de la línea de presiones totales con relación al perfil de terreno.

ACCESORIOS DE LA CONDUCCION:

1. Válvulas de admisión y expulsión de aire.- Cuando la posición de una tubería de conducción se acerca a la línea piezométrica, la presión

del agua dentro de la tubería baja a tal grado que el aire que lleva el agua, tiende a depositarse en las partes altas de la tubería, formando tapones de aire que reducen la sección de paso de las mismas, provocando en principio un mal funcionamiento en el régimen de escurrimiento.

Para evitar esto, es necesario dar salida al aire mediante válvulas que se deben localizar en las partes más altas de la conducción.

Por otra parte, en algunas ocasiones es necesario vaciar la línea, haciendo necesario provocar la introducción de aire a modo de evitar deterioros o colapsos en las tuberías. Esto se puede lograr a través de las mismas "válvulas de aire", cuyo trabajo puede hacerse indistintamente, es decir, admitir o expulsar aire.

Quando la topografía es más o menos plana se localizarán las válvulas a intervalos de 2.0 a 2.5 Km.

El diámetro de las válvulas de aire se determina generalmente en función del gasto total de conducción y la presión de trabajo que actúe sobre ellas, empleando los catálogos de fabricantes.

2. Desagües.- Tienen la finalidad de drenar las tuberías a través de los puntos bajos de la conducción. El número y diámetro de éstos deberá justificarse desde el punto de vista de costos y operación recomendándose en general el mínimo posible sobre todo en lo que concierne a su número. En condiciones cortas y terreno sensiblemente plano es factible que mediante la instalación de 2, 3 ó 4 desagües sea suficiente y para aquellas de mayor desarrollo su espaciamiento a cada 3 a 4 km, convenga.

Su diámetro puede estimarse aproximadamente de $1/3$ a $1/2$ del diámetro de conducción.

3. Estaciones de rebombeo.- No corresponden precisamente a un accesorio en las conducciones, sino más bien a una obra dentro de la línea . Se les emplea cuando se tienen desniveles exagerados y que por razones de operación-costo de las obras se recomienda el impulso del agua en forma "escalonada".

Para el efecto se deducirá el número de estaciones en base a un estudio económico alternativo, tratando que se reduzca el mínimo posible, ya que no hay que olvidar que por cada estación intermedia que se incrementa, aumentarán las probabilidades de falla en el servicio.

Analisis de golpe de ariete.-

El retardo o paro de cualquier masa en movimiento requiere de una fuerza o fuerzas para contrabalancear la energía cinética que la mantiene en movimiento. A mayor rapidez con que la masa se desacelere, llevándola al reposo, mayor es la fuerza que se requiere.

El golpe de ariete o presión oscilatoria en forma sencilla se puede definir en estos términos. El cierre de una válvula o el paro de una bomba, produce un movimiento hacia atrás y un paro de la columna de agua. Las fuerzas que se producen por esta desaceleración se transmiten radialmente de la columna de agua en movimiento a la pared del tubo y se incrementa por esta razón el esfuerzo circunferencial del tubo, con respecto al valor de la presión normal de operación. Estos esfuerzos se incrementan con la rapidez con que la columna de agua se lleve al reposo.

Los esfuerzos en la pared del tubo se desarrollan y aumentan en proporción directa a la presión interna que crece cuando la columna de agua se desacelera.

La longitud de la desaceleración, el incremento menor de la presión y el menor incremento del esfuerzo en la pared del tubo son de gran importancia. Es por tanto vital para el diseñador de tubos, conocer el control de la variación de fluctuación de la velocidad y, consecuentemente, la magnitud de las variaciones de presión, durante los período transitorios. Con este control, el diseñador puede mantener los esfuerzos en la pared del tubo, dentro de un valor predeterminado durante un período de oscilación, para lograr una instalación económica.

El agua, siendo un líquido, actuará de una manera imparcialmente compleja cuando esté bajo aceleración o desaceleración. Las ondas de presión aumentan cuando se mueven a lo largo de la tubería a una velocidad de 760 - 1370 m/seg, dependiendo del material de la pared del tubo. Estas ondas, siguen hasta que encuentran una condición de borde, tal como un depósito, una válvula cerrada o un cambio de diámetro de tubo, y entonces se reflejan en dirección opuesta. El movimiento de la onda oscilará hacia atrás y hacia adelante, hasta que se amortigue totalmente por el efecto de la fricción sobre la pared del tubo.

Las dos causas principales de la onda oscilatoria o golpe de ariete son:

1. El cierre o abertura total o parcial de una válvula en un sistema de tubería. La válvula puede estar en la línea por un sinnúmero de propósitos. Puede ser válvula de compuerta, válvula de flotador, válvula reductora de presión, etc.
2. El arranque o paro de una bomba (Interruptor, o falta de energía).

Se puede observar que en ambos casos se produce un cambio en la velocidad y consecuentemente en la cantidad de agua que fluye dentro de la tubería.

Si se ignoran en el diseño de la tubería, los efectos de la onda oscilatoria, se pueden provocar dificultades posteriormente cuando la línea esté en operación. Las ondas de oscilación pueden dañar seriamente un equipo de capacidad reducida.

Mediante muchos experimentos que empezaron en 1890, se ha establecido empíricamente como correcta, la teoría de la onda elástica para el análisis de esta sobrepresión. Su aplicación a problemas de tubería produjo resultados que son exactos y se puede confiar en ella para análisis adecuados.

Las presiones de golpe de ariete son una función del valor máximo del cambio de flujo. Cuando se cierra una válvula o se para una bomba, se propaga una onda de presión a lo largo de la tubería. La velocidad de esta onda es la misma que la velocidad del sonido dentro del agua, modificada por las características físicas de la tubería y está dada por la siguientes ecuación:

$$a = \frac{1420}{\sqrt{1 + \frac{kd}{Ee}}}$$

donde:

a = Velocidad de la onda de presión (m/seg)

k = Módulo de compresión del agua (20.670 kg/cm²)

d = diámetro interno del tubo (cm)

E = Módulo de elasticidad del tubo de asbesto cemento (328,000 kg/cm²)

e = Espesor de la pared del tubo (cm)

1420 = Velocidad del sonido dentro del agua (m/seg)

Si la onda de presión se refleja contra una condición de borde, tal como un depósito y alcanza su posición inicial después que el flujo en la línea se ha parado **completamente**, resultará para estas condiciones la máxima presión del golpe de ariete. El paro del flujo puede afectarse con el cierre de una

válvula o por el paro de una bomba. La magnitud de esa presión está dada por:

$$h = \frac{av}{g}$$

donde:

h = presión oscilatoria en metros de agua

v = velocidad del agua en la tubería en condiciones nomales
(m/seg)

a = Velocidad de la onda de presión (m/seg)

g = Aceleración debida a la gravedad (9.81 m/seg)

Conducción por gravedad.-

La línea de conducción es la obra o parte de un sistema de abastecimiento que nos sirve para llevar el agua captada en la fuente de abastecimiento, hasta un punto determinado que generalmente es un depósito (de regularización y/o almacenamiento), aunque en algunas ocasiones se hace llegar a una planta potabilizadora o directamente a la red de distribución.

Para su construcción se emplean conductos que pueden ser canales a cielo abierto o tuberías trabajando como canal o a presión; los primeros usados frecuentemente para fines de irrigación y las tuberías cuando se trata de abastecimiento de agua potable.

Básicamente una conducción podrá trabajar por gravedad cuando la presión de la obra de captación con relación al sitio donde termina la línea, se encuentra topográficamente más arriba, es decir, se tiene un desnivel topográfico "favorable" entre el inicio y el final de la línea.

Requisitos más sobresalientes que debe cumplir:

Entre los requisitos más importantes que debe reunir una obra de conducción, podemos citar los siguientes:

- a) La calidad del agua debe conservarse inalterable en todo el recorrido, evitando contaminaciones por infiltración de agentes propios de polución.
- b) La cantidad de agua captada debe ser la misma en todo el trayecto,

de tal manera que se eviten todas las fugas.

- c) El desarrollo de la línea deberá ser lo más corto posible, procurando que los desniveles no sean excesivos, lo cual puede traducirse no solamente en economía en la construcción de las obras, sino en la operación de las mismas.

Adicionalmente deberá buscarse tener el menor número de cruces con carreteras, vías de ferrocarril, ríos, etc., que implican obras de arte especiales. Para su trazo se deben tomar en cuenta los problemas resultantes por las afectaciones de terrenos particulares y ejidales, procurando que siga los derechos de vía de caminos, ferrocarriles, líneas de transmisión de energía, teléfonos y otros.

Capacidad por la conducción.-

Esta deberá estar de acuerdo con el gasto de diseño de la misma, el cual a su vez generalmente es función del gasto captado en la fuente de abastecimiento. En el caso de abastecimiento de agua potable a localidades, es común captar y conducir el gasto máximo diario.

Conductos.-

Como ya se mencionó la conducción puede realizarse a través de canales a cielo abierto, los cuales pueden ser de las formas convencionalmente establecidas, tales como rectangulares, trapeciales, circulares o bien por medio

de tuberías cuya sección más común es la circular. En el caso de los primeros pueden ser sin revestir o con revestimiento. Las tuberías más frecuentemente usadas (sobre todo en el caso de abastecimiento de agua potable) son asbesto-cemento, policloruro de vinilo (P.C.V.) y en menor escala acero y concreto armado.

Diseño de la conducción.-

Para el diseño de la línea se debe disponer primordialmente de:

- a) Plano topográfico detallado del trazo de la línea, en planta y perfil.

Al respecto cabe hacer mención que se recomienda el empleo de las siguientes escalas para su presentación:

Planta a escalas 1:1000 a 1:5000 (1:2000 más frecuente)

Perfil a escalas 1:100 a 1:500 (1:200 más frecuente)

Se recomienda además que la variación entre ambas escalas sea de preferencia de 10 veces, es decir, si la escala horizontal es 1:2000 la vertical deberá ser 1:200 y así en todos los casos. Esto con objeto de dar oportunidad a que destaquen o se aprecien mejor todos los cambios que tiene el terreno (lomos y valles).

- b) Plano topográfico y de detalle del cruzamiento de la línea con carreteras, vías de ferrocarril, ríos, etc.

Cálculo hidráulico.-

En el caso de canales a cielo abierto deberán emplearse las fórmulas respectivas.

Para tuberías, considerando que la descarga es libre (sin válvulas de flotador) se tiene:

$$H = \frac{v^2}{2g} + hf \quad \text{-----} \quad A$$

donde:

H = carga total disponible (entre la captación y el punto final de la conducción), en m.

$\frac{v^2}{2g}$ = Carga de velocidad, en m.

* hf = Pérdidas de carga por fricción a todo lo largo de la conducción, en m.

* Es común no considerar las pérdidas de carga menores; sin embargo si se desea tomarlas en consideración puede adoptarse un valor del orden de 3% a 5% con relación a hf.

Es frecuente utilizar para el cálculo hidráulico la fórmula de Manning:

$$V = \frac{1}{n} R^{2/3} S^{1/2} \quad \text{-----} \quad B$$

$$hf = 10.3 \frac{n^2 LQ^2}{D^{16/3}} \quad \text{-----} \quad C$$

$$\text{si } K = \frac{10.3 n^2}{D^{16/3}}; \quad hf = KLQ^2 \quad \text{-----} \quad D$$

donde:

V = Velocidad media del agua, en m/s

n = Coeficiente de rugosidad (depende del material que integra la tubería).

Los recomendados para el proyecto, son los siguientes:

TIPO DE TUBERIA	COEFICIENTE n
Asbesto-cemento	n = 0.010
Concreto liso	n = 0.012
Concreto áspero	n = 0.016
Acero galvanizado	n = 0.014
Fierro fundido	n = 0.013
Acero soldado sin revestimiento	n = 0.014
Acero soldado con revestimiento interior a base de Epoxy	n = 0.011
Plástico P.V.C.	n = 0.009

R = Radio hidráulico de la tubería, en m

S = Pendiente del gradiente hidráulico = $\frac{hf}{L}$

hf= Pérdidas de carga por fricción, en m

L = Longitud total de la conducción, en m

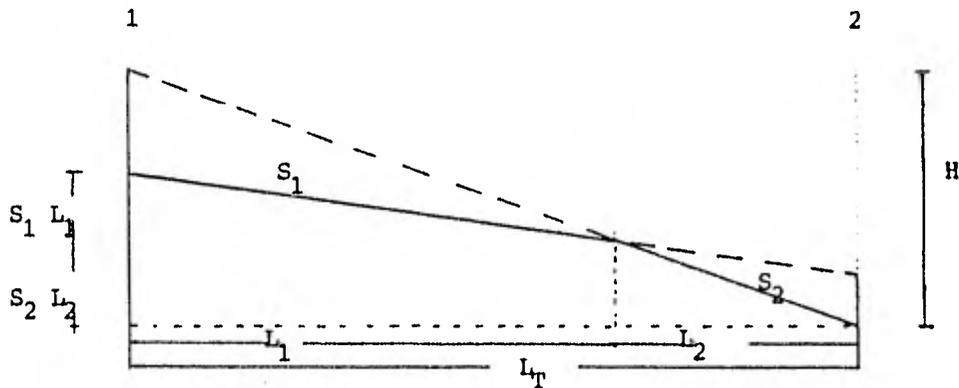
D = Diámetro de la conducción, en m

Q = Gasto de conducción, en m³/s

Selección del diámetro económico.-

En toda línea de conducción se debe realizar el estudio de diámetro económico . En el caso de conductos cerrados trabajando a presión, por gravedad, se puede seguir la secuela que se da a continuación, sin cometer error sensible y con un grado de aproximación aceptable.

Si partimos del principio que el diámetro ó diámetros más económicos son aquellos cuyo gradiente hidráulico sigue la pendiente topográfica sin clavarse en el terreno pero sin alejarse demasiado, se puede establecer:



$$S_1 = Q^2 K_1$$

$$S_2 = Q^2 K_2$$

NOMENCLATURA

Q = Gasto de conducción, en lps o m^3/s

L_t = Longitud total de conducción en m

H = Carga total disponible = pérdidas de carga en toda la línea en m.

ϕ_1 y ϕ_2 = Diámetros usados para conducir el gasto Q

L_1 y L_2 = Longitudes de los diámetros ϕ_1 y ϕ_2

h_1 y h_2 = pérdidas de carga por fricción en los tramos L_1 y L_2 de diámetros ϕ_1 y ϕ_2

S_1 y S_2 = Pendiente del gradiente hidráulico en los tramos L_1 y L_2

De la figura se observa que:

$$1^\circ \quad hf_1 = L_1 S_1; \quad hf_2 = L_2 S_2$$

$$2^\circ \quad hf_1 + hf_2 = H \quad \therefore \quad hf_1 = H - hf_2$$

$$3^\circ \quad L_1 + L_2 = L_T \quad \therefore \quad L_1 = L_T - L_2$$

Sustituyendo los valores de hf_1 y hf_2 en H, tenemos:

$$L_1 S_1 + L_2 S_2 = H$$

pero $L_1 = L_T - L_2$; por lo tanto:

$$(L_T - L_2) S_1 + L_2 S_2 = H$$

efectuando operaciones:

$$L_T S_1 - L_2 S_1 + L_2 S_2 = H$$

$$L_T S_1 + L_2 (S_2 - S_1) = H$$

$$L_2 (S_2 - S_1) = H - L_T S_1$$

$$L_2 = \frac{H - L_T S_1}{S_2 - S_1}$$

$$L_1 = \frac{H - L_T S_2}{S_2 - S_1}$$

Expresiones que nos ayudan a determinar las longitudes L_1 y L_2 para los diámetros ϕ_1 y ϕ_2 de conducción.

Por supuesto que en ocasiones el valor de L_2 es cero o muy pequeño, de tal

manera que con un solo diámetro se puede cubrir toda la longitud de conducción.

En el cálculo hidráulico se debe tener cuidado de utilizar los diámetros interiores efectivos de las tuberías por utilizar, para lo cual se recomienda recurrir a los catálogos de los fabricantes.

Una vez definido el diámetro de la conducción, se procede a verificar:

- a) Velocidad.- Esta deberá estar comprendida dentro de los límites señalados por las Normas de Proyecto. Al respecto se señala como velocidad mínima de escurrimiento $v = 0.5 \text{ m/s}$, para evitar el asentamiento de partículas que arrastre el agua, provocando disminuciones en la sección de paso inicial. La velocidad máxima permisible para evitar erosión se da según la tabla siguiente:

TUBERIAS	VELOCIDAD M/S
De concreto simple hasta 0.45 m ϕ	3.0
De concreto reforzado de 0.60 m ϕ o más	3.5
De asbesto cemento	5.0
De acero galvanizado	5.0
De fierro fundido	5.0
De acero sin revestimiento	5.0
De acero con revestimiento	5.0

TUBERIAS	VELOCIDAD M/S
De polietileno	5.0
De P.V.C. (Cloruro de Polivinilo)	5.0

b) Pérdidas de carga por fricción.- El valor de la suma de pérdidas de carga por fricción en los conductos por usar, deberá coincidir con el valor H (carga total disponible), es decir

$$H = hf_1 + hf_2.$$

c) Longitudes de los diámetros seleccionados. La suma de las longitudes resultantes L_1 y L_2 para los diámetros ϕ_1 y ϕ_2 , deberá coincidir con el valor total de la conducción, es decir $L_T = L_1 + L_2$.

El ejemplo que se da a continuación servirá para una mejor comprensión de lo expuesto:

ESTRUCTURA Y ACCESORIOS ADICIONALES

Cuando las conducciones por gravedad, presentan desniveles topográficos grandes, es recomendable emplear una o varias cajas rampedoras de presión, con lo cual se consigue al "bajar escalonadamente el agua" no tener presiones internas exageradas en los conductos, pudiendo emplearse tuberías de baja o mediana capacidad de trabajo. Tal es el caso de las tuberías de P.V.C. y asbesto cemento, cuyas características de presiones garantizadas por los fabricantes se dan a continuación:

TUBERIA P.V.C.

TUBERIA A. C.

RD - 26 -----	11.2 kg/cm ²	CLASE A-5 -----	5 kg/cm ²
RD - 32.5 -----	9.0 kg/cm ²	CLASE A-7 -----	7 kg/cm ²
RD - 41.0 -----	7.1 kg/cm ²	CLASE A-10 -----	10 kg/cm ²
RD - 4.5 -----	4.5 kg/cm ²	CLASE A-14 -----	14 kg/cm ²

Los accesorios más comúnmente empleados en las conducciones son:

a) Válvulas de aire.- Estas válvulas sirven para eliminar el aire que se acumula principalmente o en forma más marcada en los puntos altos del perfil de la conducción, dado que su proximidad en relación a la línea piezométrica se acentúa notablemente, teniéndose en consecuencia disminuciones de presión en el interior de los conductos con lo cual existe la tendencia a "desprenderse" el aire contenido en el agua. Esto puede afectar la circulación de la misma formando burbujas de aire en esos puntos. En los casos de conducciones en los que la topografía es sensiblemente plana el riesgo anteriormente citado de todas maneras se corre, recomendándose la localización de estos accesorios a distancias no mayores de 2.5 km y, naturalmente, en los puntos más altos del perfil, provocando las mismas tuberías la formación de la burbuja de aire. Por supuesto cuando en la línea la topografía es accidentada las válvulas deberán localizarse en los sitios más elevados del perfil.

Para el caso de líneas a base de tuberías asbesto cemento, P.V.C. y concreto armado es frecuente utilizar únicamente válvulas eliminadoras de aire; al res

pecto es aconsejable utilizar los denominados de combinación, es decir, de admisión y expulsión; el efecto de admisión es deseable cuando la línea es vaciada o drenada por alguna circunstancia, evitando el vacío absoluto de las tuberías. Para líneas con tuberías de acero es recomendable emplear válvulas de aire y vacío, para evitar el colapso de las tuberías.

El diámetro de las válvulas de aire se determina en función del gasto de conducción y la presión de trabajo a que estén sujetos, empleando las gráficas, tablas o nomogramas de los fabricantes.

b) Desagües.- Tienen la finalidad de drenar las tuberías a través de los puntos más bajos de la conducción. El número y el diámetro de estos deberá justificarse desde el punto de vista de costos y operación, recomendándose en general el mínimo posible sobre todo en lo que concierne a su número. Su diámetro puede estimarse aproximadamente de un tercio a un medio del correspondiente a la conducción. Regularmente no se recomienda el empleo de válvulas para su integración, más bien es frecuente utilizar una te con tapa ciega atornillada.

Dibujo del plano para construcción.

Una vez seleccionados los diámetros y dibujados los gradientes hidráulicos, se procede a localizar en todos los puntos altos de la conducción, las válvulas de aire necesarias, así como los desagües en los puntos bajos, numerar y dise-

ñar cruceros, relacionar lista de piezas especiales, resumir cuadro de datos básicos del proyecto, cantidades de tuberías, signos convencionales y notas aclaratorias.

Método gráfico para la determinación de diámetros en conducciones por gravedad.

En algunas ocasiones, cuando se requiere definir con cierta velocidad o bien para fines de anteproyecto que den una idea del o los diámetros probables de la conducción, se puede recurrir al planteamiento gráfico que se da a continuación:

Sobre el plano topográfico, en el perfil, se traza, para una longitud cualquiera ($l = 500, 1000 \text{ m}$), a criterio del proyectista, la pérdida de carga por fricción para diferentes diámetros, con el gasto a conducir. Esto apoyados en las escalas horizontal y vertical a que está dibujado el perfil mismo.

Con un juego de escuadras, se llevan paralelas a las pendientes de los gradientes hidráulicos resultantes, hasta el perfil, de manera que se adopte aquel o aquellos que se juzgue, siguen más la propia pendiente topográfica del terreno.

Análisis del diámetro económico:

km 0 + 000 - km 11 + 200

$\varnothing = 18''$

$$A = 0.164 \text{ m}^2$$

$$k = 0.006688$$

$$e = 3.8 \text{ cm}$$

Volumenes de terracería (Fig. III.6)

$$\text{Excavación} \quad 1.6675 \text{ m}^3/\text{m.Q.} \times 11,200 \text{ m} = 18,676 \text{ m}^3$$

$$\text{Plantilla} \quad 0.115 \text{ m}^3/\text{m.l.} \times 11,200 \text{ m} = 1,288 \text{ m}^3$$

volumen compactado; para fines presupuestales se toma como:

$$\frac{18.676 \text{ m}^3 - 1,288 \text{ m}^3}{2} = 8,694 \text{ m}^3$$

volumen a volteo

$$8\ 694 \text{ m}^3$$

$\varnothing = 20''$

$$A = 0.203 \text{ m}^2$$

$$k = 0.03815$$

$$e = 3.0 \text{ cm}$$

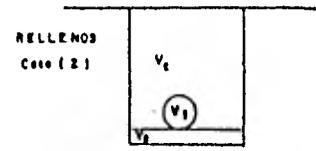
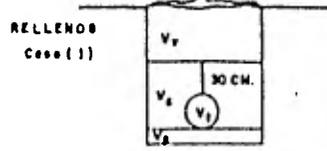
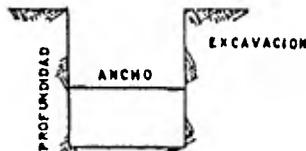
Volumenes de terracerías

$$\text{Excavación} \quad 1.8 \text{ m}^3/\text{m.l.} \times 11,200 \text{ m} = 20,160 \text{ m}^3$$

$$\text{Plantilla} \quad 0.120 \text{ m}^3/\text{m.l.} \times 11,200 \text{ m} = 1,344 \text{ m}^3$$

volumen compactado

$$\frac{20,160 \text{ m}^3 - 1,344 \text{ m}^3}{2} = 9\ 408 \text{ m}^3$$



DIAMETRO NOMINAL DE LA TUBERIA		VOL. TUBERIA	EXCAVACIONES			RELLENOS			
mm.	Pulg.	m ³ / m.l.	ANCHO	PROFUNDIDAD	VOLUMEN	VOL. PLANTILLA	VOL. COMPACTADO (1)	VOL. AVOLTEO (1)	VOL. COMPACTADO (2)
			m.	m ³	m ³ /m.l.	m ³ /m.l.	m ³ / m.l.	m ³ / m.l.	m ³ / m.l.
25	1	0.00049	0.50	0.70	0.3500	0.030	0.16201	0.13750	0.29951
38	1.5	0.00196	0.55	0.70	0.3850	0.035	0.18394	0.14410	0.32804
50	2	0.00218	0.55	0.70	0.3850	0.035	0.19032	0.13750	0.32782
60	2.5	0.00283	0.60	1.00	0.6000	0.040	0.21317	0.32400	0.53717
75	3	0.00442	0.60	1.00	0.6000	0.040	0.22038	0.31500	0.53558
100	4	0.00765	0.60	1.00	0.6000	0.040	0.23215	0.30000	0.53213
150	6	0.01767	0.70	1.10	0.7700	0.070	0.29733	0.38300	0.68233
200	8	0.03142	0.75	1.15	0.8625	0.075	0.34358	0.41250	0.75608
250	10	0.04908	0.80	1.20	0.9600	0.080	0.39092	0.44000	0.83692
300	12	0.07088	0.85	1.25	1.0825	0.085	0.43932	0.46750	0.90682
350	14	0.09621	0.90	1.30	1.1700	0.090	0.48879	0.49500	0.98379
400	16	0.12366	1.00	1.40	1.4000	0.100	0.57934	0.60000	1.17434
450	18	0.15904	1.15	1.45	1.6675	0.115	0.70346	0.69000	1.39346
500	20	0.19655	1.20	1.50	1.8000	0.120	0.76565	0.72000	1.48365
610	24	0.29225	1.30	1.65	2.1450	0.130	0.89075	0.83200	1.72275
760	30	0.45365	1.50	1.85	2.7750	0.150	1.13635	1.03300	2.17135
915	36	0.65755	1.70	2.20	3.7400	0.170	1.40785	1.60450	2.91245

NOMENCLATURA

- V_p = VOLUMEN PLANTILLA
- V_t = VOLUMEN TUBERIA
- V_c = VOLUMEN COMPACTADO
- V_v = VOLUMEN VOLTEO

NOTAS:

- LOS VOLUMENES COMPACTADOS SE DAN DESCANTANDO EL VOLUMEN OCUPADO POR LA TUBERIA.
- TODOS LOS VALORES DE VOLUMENES CORRESPONDEN A UNA LONGITUD UNITARIA IGUAL A 1m.

UNAM FAC. DE ING.
ZANJAS
 TESIS PROFESIONAL.
 MARGARITA TORRES

FIG. III.6

volumen a volteo 9,408 m3

$$\varnothing = 24''$$

$$A = 0.292 \text{ m}^2$$

$$k = 0.01439$$

$$e = 3.5 \text{ cm}$$

Volumen de terracerías

$$\text{Excavación} \quad 2.145 \text{ m}^3/\text{m.l.} \times 11,200 \text{ m} = 24,24 \text{ m}^3$$

$$\text{Plantilla} \quad 0.13 \text{ m}^3/\text{m.l.} \times 11,200 \text{ m} = 1,456 \text{ m}^3$$

Volumen compactado

$$\frac{24,024 \text{ m}^3 - 1,456 \text{ m}^3}{2} = 11,284 \text{ m}^3$$

Volumen a volteo 11,284 m3

Vaciando los datos en la tabla de diámetro económico se obtiene : (Tabla III.1)

$$\text{Diámetro económico} = 20''$$

$$\text{Costo de conducción} = \$ 17'625,642.00$$

Piezas especiales.

Se considera 15% del costo de adquisición de la tubería.

$$\$ 13'680,800 \times 0.15 = \$ 2'052,120$$

POTABILIZACION

La potabilización del agua tiene por objeto eliminar los or-

CALCULO DEL DIAMETRO MAS ECONOMICO EN LINEAS DE CONDUCCION

Tarifa "D" Catálogo SAHO 1980

"PRESA CONSTRUCCION DE 1917"

O B R A : San Juan del Río, Qro.

Diámetro Nom. m m	Área en m ² (A)	Gasto en m ³ /s (Q)	Velocidad en m/s (V)	Long. Línea en m (L)	Q ²	Coeficiente de Fricción Manning (n)	Constante de Manning (K)	Pérdida por Fricción h _f = L Q ² / K ⁵ en m	% h _f Otras Pérdidas	Desnivel h	H = h _f + h _{st}	Q H (Q en l/s)	75 η η = 80%	HP = QH / 75 η
457	0.164	0.244	1.49	11,200	0.059	0.010	0.06688	44.19	-	20.0	64.2	15.662	60.8	258.0
508	0.203	0.244	1.20	11,200	0.059	0.010	0.03815	25.21	-	20.0	45.2	11.031	60.8	182.0
610	0.292	0.244	0.83	11,200	0.059	0.010	0.01439	9.51	-	20.0	29.5	7.200	60.8	119.0

GOLPE DE ARIETE

Presión de trabajo de la tubería Kg/cm ²	Diámetro nominal alcm	Espesor pared tubo e(cm)	V en m/s	145 V	E _{ad}	E _{te}	E _{ad} / E _{te}	E _{ad} / E _{te}	$\sqrt{E_{ad} / E_{te}}$	Sobrepresión h _{145 V} / $\sqrt{E_{ad} / E_{te}}$	Sobrepresión absorbida por válvula H P = 0.8 V _h	Sobrepresión absorbida por tubería 20% h	Carga normal de operación (en m)	Presión total: 20% h + carga normal de operación
10.0	457	3.8	1.49	216.1	944.619	1.246.509	0.64	1.64	1.28	169	135	34	64.2	98.2
7.0	508	3.0	1.20	174.0	1.050.036	984.009	1.07	2.07	1.46	121	97	24	45.2	69.2
7.0	610	3.5	0.83	120.4	1.260.870	1.168.000	1.10	2.10	1.45	87	66	17	29.5	46.5

V = Velocidad inicial del agua (m/s) - E_a = Módulo de elasticidad del agua (20570 Kg/cm²) - E_t = Módulo de elasticidad de las paredes del tubo (para asbesto cemento : 320,000, para el acero 2,100,000, para PVC : 27000 Kg/cm²)

CONCEPTO	DIAMETRO = 457 mm (18") CLASE A-10				DIAMETRO = 508 mm (20") CLASE A-7				DIAMETRO = 610 mm (24") CLASE A-7			
	Cont.	Unid.	Precio U.	Importe	Cont.	Unid.	Precio U.	Importe	Cont.	Unid.	Precio U.	Importe
Excav. mal. clase A		m ³				m ³				m ³		
Excav. mal. clase B	18,674	m ³	82.95	1'549,174	21,160	m ³	82.95	1'672,272	24,024	m ³	82.95	1'992,791
Ferry mal. clase C		m ³				m ³				m ³		
Pigmentado	1,288	m ³	99.54	128,208	1,344	m ³	99.54	133,782	1,456	m ³	99.54	144,930
Inst. prueba y tubería	11,200	m	109.55	1'226,960	1,200	m	99.84	119,808	1,200	m	126.81	152,172
Refr. compactado	8,694	m ³	83.28	724,036	2,408	m ³	83.28	200,498	1,284	m ³	83.28	106,932
Refr. a valles	8,694	m ³	25.20	219,098	2,408	m ³	25.20	60,682	1,284	m ³	25.20	32,364
Atroques de concreto		m ³				m ³				m ³		
Costo de tubería	11,200	m	1371.45	15,360,240	1,200	m	1221.50	1,465,800	1,200	m	1723.90	2,068,680
Costo total de conduc.				19'230,106				17'625,642				24'089,986

RESUMEN

Presión de trabajo Kg/cm ²	DIAMETRO NOMINAL		H P	K W h	Costo por hora bombeo \$	Carga anual de bombeo \$	Costo total de conducción \$	Carga anual de enr. (trabajo de conducción) \$	Costo anual de bombeo para operación de 365 días
	m m	pulg.							
10.0	457	18	258.0	192.4	133.1	1'167,942	19'230,106	3'777,370	4'945,312
7.0	508	20	182.0	135.2	94.1	823,897	17'625,642	3'462,205	4'286,102
7.0	610	24	119.0	88.2	61.5	538,702	17'089,986	4'731,995	5'270,697

Costo de K.W.h. = 0.693 ② = ① = 0.7457 ③ = ② = 0.693 ④ = ③ = 8760 ⑤ = ④ = anualizado 196.4031 ⑥ = ⑤ + ③

NOTA: El diámetro más económico está dado por el menor costo determinado en la columna ⑥

ganismos patógenos y otras sustancias que puedan ser nocivas o inconvenientes a la salud del hombre. Además, para que sea completamente satisfactoria deberá carecer de coloración, olor, sabor y turbiedad.

También puede convenir principalmente desde el punto de vista económico reducir la dureza del agua, disminuir el contenido de hierro y manganeso, etc.

Los procesos que se pueden llegar a emplear para eliminar las materias que hacen que el agua no sea potable son los siguientes:

1. Separación mecánica de cuerpos gruesos y flotantes
2. Aereación
3. Sedimentación simple
4. Coagulación
5. Filtración
6. Desinfección.

También se pueden llegar a tener otros procesos, como son: el ablandamiento del agua, el de desferrización, etc.

El método o métodos que se adopten dependerá de la naturaleza de las sustancias de que se trate de eliminar y en general, de la calidad del agua.

Separación mecánica de cuerpos gruesos y flotantes.-

Se logra por medio de rejar formadas por barras o alambres cuya separación depende de las dimensiones y naturaleza de las materias que arrastre el agua. Las materias que llegan a retener, pueden ser las siguientes: hojas, palos, ramas, vegetación acuática, peces, etc.

Las rejas pueden ser gruesas o finas localizándose las primeras (siempre) en la obra de toma. Las rejas finas, las cuales pueden ser móviles o estacionarias, deben permitir su limpieza con cierta frecuencia, localizándose por lo general dentro de las instalaciones de la planta potabilizadora, si es que se tiene.

En general, es obligado tener cuando menos la reja gruesa aún cuando no se tenga planta potabilizadora.

El espacio libre que se debe tener en una reja gruesa varía entre 2 y 5 cms.

A e r e a c i ó n .-

Se obtiene ésta poniendo en contacto íntimo el agua con el aire; su objeto es lograr un intercambio de gases y sustancias volátiles entre dichos fluidos.

Con la aereación se logra lo siguiente: reducir el contenido de bióxido de carbono, con lo cual se atenúa la corrosividad del agua; expulsar gases que producen olores desagradables, como el ácido sulfúrico; eliminar

olores debidos a materia orgánica en descomposición y microorganismos. También se utiliza para la oxidación del fierro y del manganeso y para mezclar sustancias químicas con el agua en proceso de coagulación.

La aereación se logra por medio de aereadores, los cuales se clasifican como sigue:

1. Aereadores de gravedad

a) Planos inclinados y cascadas

b) De artesis perforadas, con o sin medio de contacto

2. Aereadores de presión

Estos generalmente son de fuente en las que se obtiene la aereación por medio de chiflones o de tuberías perforadas.

3. Aereadores de inyección

Consisten generalmente en tuberías perforadas a través de las cuales se inyecta aire. La tubería se localiza generalmente en un depósito, en su parte inferior.

Si la aereación resulta infectiva para la eliminación de olores y sabores, se puede usar el carbón activado o la su per cloración.

S e d i m e n t a c i ó n .-

La sedimentación de partículas que arrastra el agua se puede lograr en forma simple o por medio de coagulantes.

Las materias que se llegan a presentar por lo general en el agua (princi

palmente en las aguas superficiales), son, en lo que se refiere a su tamaño, materias gruesas y finas en suspensión, coloides y soluciones.

Con la sedimentación simple se logra eliminar las materias gruesas en suspensión; con la ayuda de coagulantes, se logra eliminar las materias en suspensión, los coloides y una parte muy pequeña en solución.

La sedimentación simple puede ser continua o intermitente.

En la sedimentación continua, el agua se deja escurrir en forma continua, pero a una velocidad muy baja para dar oportunidad a que las partículas gruesas se sedimenten.

La sedimentación intermitente consiste en dejar en reposo el agua un cierto espacio de tiempo (generalmente 1 a 5 días) para que las partículas se sedimenten. Esta modalidad casi no se usa en la actualidad.

La sedimentación continua se puede lograr en dos depósitos como mínimo que es lo más recomendable o en uno solo disponiendo convenientemente para la salida de los lodos.

Los lodos se pueden eliminar en los tanques de sedimentación en las formas siguientes: a mano (en unidades pequeñas), mecánicamente por medio de rastras y en forma hidráulica.

El tiempo que teóricamente debe darse a un caudal para pasar por un tanque de volumen determinado:

$$T_r = V/Q$$

La sedimentación de partículas se ve afectada por varios factores: tiempo de retención, velocidad del agua, dispositivos de entrada, salidas e intermedios de los tanques de sedimentación, temperatura, longitud, ancho y profundidad de los tanques, densidad del agua y de las partículas etc.

El tiempo de retención en los tanques de sedimentación simple (sedimentación continua) varía generalmente entre 6 y 9 horas.

C o a g u l a c i ó n .-

La coagulación es un proceso muy importante en la potabilización del agua, principalmente cuando se utilizan las aguas superficiales.

La coagulación tiene como objetivo principal, reunir en grumos o flóculos partículas que en estado disperso (principalmente los coloides) no podrían eliminarse por sedimentación simple o filtración; en segundo término formar una película gelatinosa en la parte superior de la capa de arena de los filtros rápidos, la cual presenta la particularidad de dejar pasar el agua a gran velocidad, reteniendo bacterias y materias no sedimentadas.

La coagulación permite eliminar las materias en dispersión coloidal, las partículas en suspensión y una pequeña parte de materias en solución.

En cada uno de estos casos, se forman grumos de los cuales se les denomina también copos o flóculos, de estructura gelatinosa. Los grumos grandes se depositan en los depósitos de clarificación o de sedimentación y los pequeños se depositan en la parte superior de la arena de los filtros rápidos.

La coagulación comprende dos fases: la mezcla y la floculación. En estas se verifica la inestabilidad y la aglomeración de los coloides, debido a la adición de un coagulante.

Son coagulantes las sales de metales que producen hidróxidos gelatinosos y muy insolubles en el agua. Estos son generalmente compuestos de aluminio y fierro, principalmente son utilizados el sulfato de aluminio y el sulfato ferroso. También se llega a emplear el aluminio de sodio, etc.

Cuando se utiliza el proceso de coagulación es conveniente para su estudio, considerar en conjunto los siguientes procesos junto con sus objetivos y fenómenos que ocurren en ellos:

PROCESO		OBJETIVO	FENOMENOS QUE OCURREN
COAGULACIÓN	MEZCLA	Distribuir uniformemente en toda la masa líquida el coagulante, por medio de una agitación <u>vi</u> lenta.	Se verifican parcialmente las reacciones químicas entre el agua y el producto químico agregado en un tiempo no mayor de 10 seg.
	FLOCULACION	Formación de flóculos activada por una agitación <u>l</u> enta.	Se terminan las reacciones químicas y se realizan las de coagulación en un tiempo que varía generalmente entre 20 y 30 minutos.
SEDIMENTACIÓN		Sedimentar los flóculos formados y las materias gruesas en suspensión	Los coloides, la materia fina en suspensión y parte de la materia en solución se reducen por absorción de flóculos.
FILTRACIÓN RÁPIDA		Eliminar las materias no sedimentadas.	Se deposita en la arena del filtro el coagulante no floculado, los flóculos muy pequeños, la materia fina en suspensión y los coloides no sedimentados.

F i l t r a c i ó n . -

Tiene como finalidad eliminar la turbiedad y el color que queda en el agua cuando se ha sujetado al proceso preliminar. También se elimina un alto porcentaje de bacterias.

Un filtro consiste generalmente de una capa de arena a través de la cual se hace pasar el agua. Dicha capa se apoya en otra de grava y ésta está colocada sobre un sistema de desagüe de una caja provista con varios accesorios. La grava sirve únicamente para apoyar sobre ella la capa filtrante de arena.

Los filtros de arena son de dos tipos, lentos y rápidos.

Filtros lentos.- Son aquellos en los que la velocidad de filtración es de 3 a 9 m³/m²/día.

Su área puede variar más o menos de 2 000 a 6 000 m² por unidad y pueden ser cubiertos o descubiertos.

La eficacia de la filtración lenta depende de la pronta acumulación en la parte superior de la capa de la arena de un sedimento fangoso compuesto de cieno y materia orgánica en diversas formas. Esta capa biológica cuyo espesor varía generalmente entre 2 y 4 cm., realiza propiamente la filtración del agua quedándose en ella las materias que arrastran el agua en suspensión y una cantidad muy grande de bacterias hasta con un porcentaje más o menos del 90%.

La capa de arena en los filtros lentos varía de 0.30 a 1.20 m. con un diámetro efectivo para la arena de 0.25 a 0.35 mm, y coeficiente de uniformidad de 2 a 3.

Los filtros lentos se lavan raspando una capita de arena con un espesor no mayor de 4 cm. por medio de carretillas o inyectores hidráulicos hasta el sitio dispuesto para el lavado de arena. La arena extraída se puede volver a colocar ya lavada en forma inmediata o se pueden hacer varias raspadas hasta llegar como límite a un espesor para la arena de 60 cm.

Filtración rápida.- El filtro llamado también mecánico o americano realiza la filtración del agua con resultados bastante comparables a los que se obtienen con la filtración lenta, pero empleando una superficie de filtración menor para el mismo gasto. Las diferencias principales entre un filtro lento y uno rápido son: la velocidad de filtración, el empleo previo de coagulante, la forma de lavar el filtro y la granulometría de la arena.

La velocidad de filtración en un filtro rápido varía de 120 a 180 m/día. (120 a 180 m³/m²/día).

Un filtro rápido se lava invirtiendo el sentido del escurrimiento del agua es decir, inyectando agua a presión por la parte inferior del filtro y extrayendo el agua del lavado por la parte superior por medio de canaletes.

El espesor de la capa de arena se recomienda ser de 70 a 90 cm. con un diámetro efectivo de 0.45 milímetros.

Una instalación completa de filtración rápida debe tener los siguientes

lementos:

1. Dispositivos de almacenamiento, manejo y dosificación de los reactivos químicos y laboratorio.
2. Cámaras de mezcla
3. Cámaras de floculación.
4. Sedimentadores o clarificadores
5. Filtros
6. Equipos de desinfección

D e s i n f e c c i ó n . -

Objetivo.- La desinfección del agua tiene por objeto eliminar los organismos patógenos para proteger la salud de los consumidores.

Para la desinfección del agua se puede hacer uso de cualquiera de los siguientes agentes desinfectantes:

1. Agentes Físicos.- Calor y rayos ultravioleta
2. Agentes oxidantes.- Permanganato de potasio, ozono, yodo y bromo.
3. Venenos.- Cloruro de mercurio, plata, sales de cobre, cloro, etc.

De todos los desinfectantes anteriores, el cloro es el desinfectante más práctico y económico que se utiliza en la actualidad en los sistemas de -

abastecimiento de agua potable. Es un gas amarillo verdoso cuya densidad es 2.5 veces la del aire. El cloro líquido es de color ámbar y es aceitoso con una densidad 1.4 mayor que la del agua. (Fig. III.7)

DIMENSIONAMIENTO Y ARREGLO DE LAS UNIDADES DE TRATAMIENTO Y DETERMINACION DEL AREA QUE OCUPARA LA PLANTA.

En este punto se determinaron en primer lugar, las áreas de cada una de las unidades principales que constituirán la planta, primeramente se estimaron las áreas necesarias para los sistemas auxiliares, por último se obtendrá el área total que ocupará esta, para tratar gastos de 168 y 244 l.p.s. respectivamente.

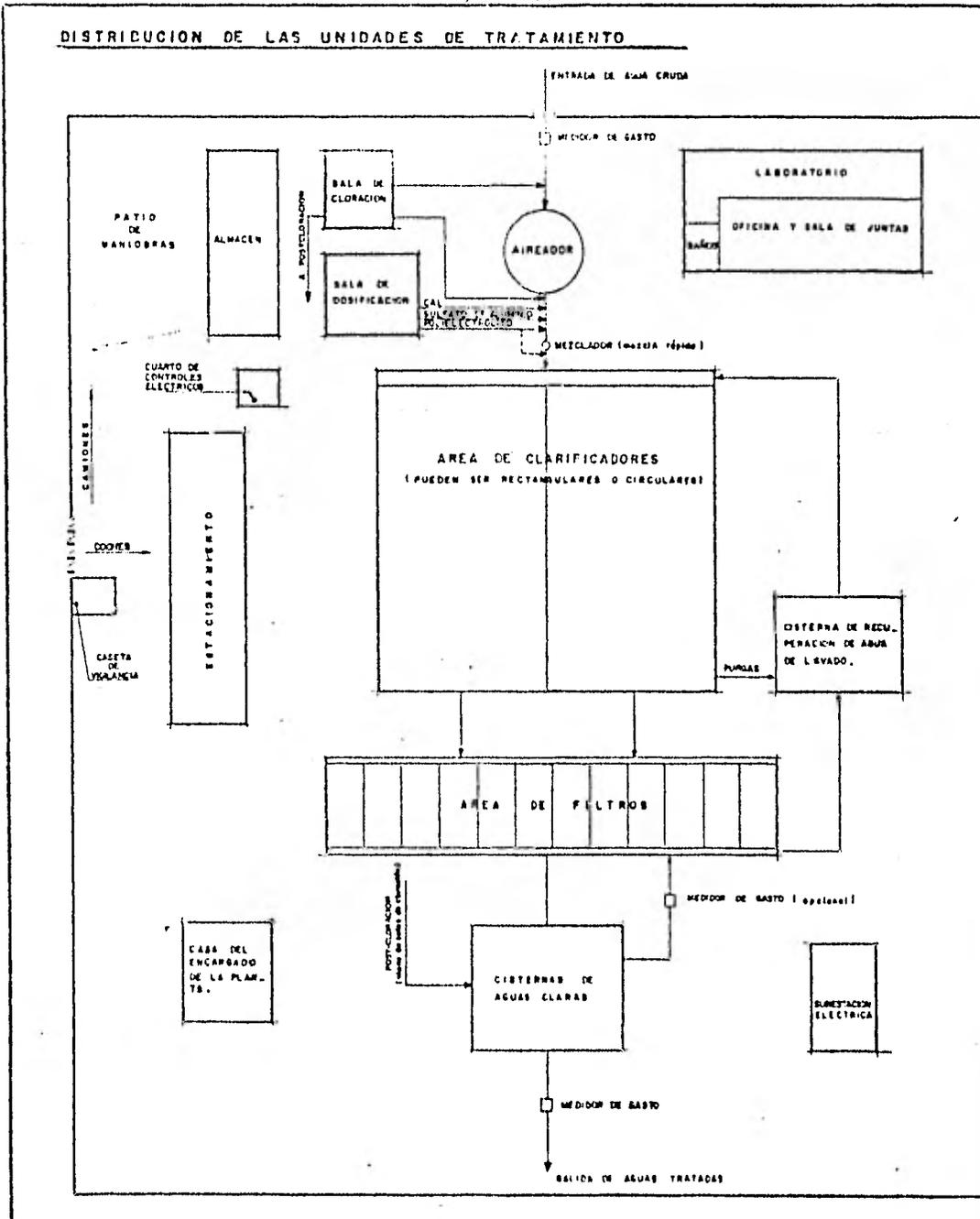
En base a lo anterior, se distribuirán tentativamente, en el terreno cada una de las unidades de tal manera que se logre la mayor funcionalidad. Es importante mencionar que para distribuir adecuadamente el equipo en el área destinada a la planta se requieren los planos del terreno.

AERADOR.-

Para obtener eficiencia de remoción de fierro se escoge la menor relación volumen/área recomendada 815 m³/día/m².

El gasto a tratar es de 244 l.p.s. = 21,082 m³/día de donde:

Fig. III.7



$$\text{Area} = \frac{21\,082 \text{ m}^3/\text{día}}{815 \text{ m}^3/\text{día}/\text{m}^2} = 26.0 \text{ m}^2$$

FLOCULADORES - SEDIMENTADORES

Operación = alta tasa (equipado con módulos tubulares)

Carga superficial = 1.5 l/m²/seg = 130 m³/m²/día

profundidad = 3 m

tiempo de retención = 3m/130 m³/m²/día =

0.023 días x 24 horas/día x 60 min/hr = 33 min

caudal a tratar = 168 l.p.s. (1a. etapa)

= 244 l.p.s. (2a. etapa)

Area por módulo = $\frac{14\,515 \text{ m}^3/\text{día}}{130 \text{ m}^3/\text{m}^2/\text{día}}$ = 111.65 m²

Area total = 112 m² + 51 m² = 163 m²

Para unidades circulares las dimensiones por módulo serían:

H = 3m (altura) H₂ = 3m

D₁ = 12.0 m (diámetro) D₂ = 8m

Para unidades rectangulares

H = 3m

L = 3:1 (relación largo a ancho)

L = 3B

LB = Area

$$3B^2 = 112.0 \text{ m}^2$$

$$3B^2 = 51 \text{ m}^2$$

$$B = 6.0 \text{ m}$$

$$B = 4.0 \text{ m}$$

$$L = 18.0 \text{ m}$$

$$L = 12.0 \text{ m}$$

FILTROS

Operación = tasa declinante

Tasa máxima de filtración (q) = 350 m³/m²/día

caudal a tratar = 168 l.p.s. = 14,515 m³/día (1a. etapa)

= 244 l.p.s. = 21,082 m³/día (2a. etapa)

número de filtros que operan a q máx = n-1

medio filtrante = arena - antracita

$$\text{Area de filtración (Af)} = \frac{Q \text{ max}}{q \text{ max (n-1)}}$$

conociendo que:

$$n-1 = 0.044 \quad Q \text{ max}$$

$$n-1 = 0.44 \quad 14.515$$

$$n-1 = 5.3 = 6$$

$$n = 6 + 1 = 7$$

$$n_2 = 5$$

$$Af_1 = \frac{14.515}{(350) (7)} = 6.0 \text{ m}^2 \quad Af_2 = 4.0 \text{ m}^2$$

El falso fondo va a estar compuesto por boquillas microranuradas colocadas a 12.5 cm (64 boquillas/m²)

$$\text{Largo } (l) = 1.5 \text{ ancho } (a)$$

$$\text{Area } (A) = la$$

$$A = 1.5 a^2$$

$$6.0 = 1.5 a^2$$

$$a_1 = 2.0 \text{ m}$$

$$a_2 = 1.6 \text{ m}$$

$$l_1 = 3.0 \text{ m}$$

$$l_2 = 2.5 \text{ m}$$

El largo y el ancho del filtro deben ser múltiplos de 12.5 cm.

Número de espacios = (número de boquillas -1)

$$\text{Ancho}_1 = (16 \text{ espacios, } 17 \text{ boquillas}) = 2.0 \text{ m}$$

$$\text{Ancho}_2 = (13 \text{ espacios, } 14 \text{ boquillas}) = 1.625 \text{ m}$$

$$\text{Largo}_1 = (24 \text{ espacios, } 25 \text{ boquillas}) = 3.00 \text{ m}$$

$$\text{Largo}_2 = (20 \text{ espacios, } 21 \text{ boquillas}) = 2.5 \text{ m}$$

$$Af_1 = 2.0 \times 3.0 \text{ m} = 6.0 \text{ m}^2$$

$$Af_2 = 1.625 \text{ m} \times 2.5 \text{ m} = 4.1 \text{ m}^2$$

$$\text{Area de filtración total} = 42.0 \text{ m}^2$$

(1a. etapa, 168 l.p.s.)

$$\text{Area de filtración (2a. etapa)} 76 \text{ l.p.s.} = 20.5$$

$$\text{Area de filtración total} = 62.5 \text{ m}^2$$

(3a. etapa, 244 l.p.s.)

CISTERNA DE RECUPERACION DE AGUAS DE LAVADO.-

Caudal de lavado = 168 l.p.s. (el mismo de operación de la planta, 1a. etapa).

$$t/\text{lavado} = 10 \text{ minutos}$$

tiempo entre limpiezas = 16 hrs.

Los filtros de la primera etapa (7) se lavarán en 8 hrs. durante 10 min. cada uno, se emplearán, por lo tanto, 70 minutos de lavado, de donde:

la cisterna recibirá:

$$\frac{168 \text{ l/seg} \times 60 \text{ seg/min} \times 70 \text{ min de lavado}}{1000 \text{ l/m}^3 \times 6 \text{ filtros en operación}} = 117.6 \approx 118.0 \text{ m}^3$$

$$= 118 \text{ m}^3 \text{ en 70 minutos durante 8 horas.}$$

Se utilizará un sistema de bombeo para manejar 12 l/seg = 43.2 m³/h de donde se requerirán 3 horas para bombear la capacidad completa de la cisterna.

Las dimensiones de la cisterna serán

$$V_1 = 118 \text{ m}^3$$

$$V_2 = 57 \text{ m}^3$$

$$\text{profundidad} = 3 \text{ m}$$

$$A_1 = 39.3 \text{ m}^2$$

$$A_2 = 19.0 \text{ m}^2$$

$$a_1 = 5.0 \text{ m}$$

$$o_2 = 3.5$$

$$L_1 = 8.0 \text{ m}$$

$$l_2 = 5.6$$

CISTERNA DE AGUAS CLARAS.-

La cisterna de aguas claras tendrá un volumen total que permita un tiempo de contacto adecuado con el cloro y para contar con una cantidad de agua determinada que satisfaga las necesidades de la planta.

Si el agua se va a entregar por gravedad se puede pensar en un período de retención de 15 minutos, pero si se va a entregar por bombeo se requerirá una cisterna más grande y de mayor profundidad, para mantener una altura de agua en la cisterna que permita bombeo, en algunos casos esta cisterna se utiliza como tanque de regularización, por lo que su capacidad se calcula como tal.

Como cisterna:

$$\frac{244 \text{ l/seg} \times 60 \text{ seg/min} \times 15 \text{ min}}{1\,000 \text{ l/m}^3} = 219.6 \div$$
$$= 220 \text{ m}^3$$

Como tanque de regularización:

Considerando un tiempo de bombeo de 0 a 24 horas

$$C_1 = 14.58 \times 168 \text{ l.p.s.} = 2449 \text{ m}^3 \div 2\,450 \text{ m}^3$$

$$C_2 = 14.58 \times 76 \text{ l.p.s.} = 1108 \text{ m}^3 \div 1\,110 \text{ m}^3$$

Dimensiones:

$$\text{Profundidad} = 3.5 \text{ m}$$

$$\text{Area}_1 = 700 \text{ m}^2$$

$$\text{Area}_2 = 317.0 \text{ m}^2$$

$$\text{Largo}_1 = 22.0 \text{ m}$$

$$\text{Largo}_2 = 14.5 \text{ m}$$

$$\text{ancho}_1 = 32.0 \text{ m}$$

$$\text{ancho}_2 = 22.0 \text{ m}$$

AREA DE ALMACENAMIENTO DE MATERIAS PRIMAS.-

El área de almacenamiento de materias primas se calcula en base a los siguientes datos:

Tiempo requerido de almacenamiento = 1 mes

Dosificaciones

Sulfato de aluminio = 50 p.p.m.

Cal = 20 p.p.m.

Cloro = 5 p.p.m.

Polielectrolito = 1 p.p.m.

Espacio de almacenamiento:

Sulfato de aluminio = 1.0 m³/ton

Cilindros de cloro de 908 kg = 70 cm de ϕ x 200 cm (por tanque)

Cal = 1.2 m³/ton (apilándose hasta 2.0 m)

Polielectrolito = 1 m²/tanque de 200 l

Sulfato de aluminio

$$\frac{86\,400 \text{ seg/día} \times 244 \text{ l/seg} \times 30 \text{ días/mes}}{109 \text{ m}^3/\text{ton}} = 0.6324$$

$$\text{ton/mes} = 0.6324 \times 50 =$$

$$\text{ton/mes} = 31.62$$

$$\text{Espacio de almacenamiento} = 31.62 \text{ ton} \times 1 \text{ m}^3/\text{ton} =$$

$$= 31.62 \text{ m}^3/\text{m altura} = 16 \text{ m}^2$$

Cal

$$\text{ton/mes} = 0.6324 \times 20$$

$$\text{ton/mes} = 12.65$$

$$\text{Espacio de almacenamiento} = 12.65 \text{ ton} \times 1.2 \text{ m}^3/\text{ton} = 15.18 \text{ m}^3$$

$$\frac{15.18 \text{ m}^3}{2\text{m}} = 7.59 \text{ m}^2 \approx 8 \text{ m}^2$$

Cloro

$$\text{ton/mes} = 0.6324 \times 5 = 3.162$$

Espacio de almacenamiento =

Los cilindros denominados de a tonelada van colocados en posición horizontal y ocuparán el espacio que resulte de multiplicar el diámetro por la longitud

$$0.908 \text{ ton ocupan un espacio de } 70 \text{ cm} \times 200 \text{ cm}$$

$$3.16 \text{ ton ocuparán un espacio de } 4 \text{ (} 70 \text{ cm} \times 200 \text{ cm) =}$$

$$5.6 \text{ m}^2 \approx 6.0 \text{ m}^2 + 6 \text{ m}^2 \text{ de espacios muertos =}$$

$$= 12 \text{ m}^2$$

Polielectrolito

$$\text{ton/mes} = 0.6324 \times 1 = 0.63 \text{ ton}$$

$$\frac{0.63 \text{ ton} \times 1000 \text{ kg/ton}}{200 \text{ kg/m}^2} = 3.15 \text{ m}^2 \approx 4 \text{ m}^2$$

$$4 \text{ m}^2 + 2 \text{ m}^2 \text{ areas muertas} = 6 \text{ m}^2$$

Espacio total de almacenamiento

$$16 \text{ m}^2 + 8 \text{ m}^2 + 12 \text{ m}^2 + 6 \text{ m}^2 = 42 \text{ m}^2$$

SALA DE DOSIFICACION DE SULFATO DE ALUMINIO, CAL Y POLIELECTROLITO

4 dosificadores volumétricos (2 en operación y 1 de reserva)	24 m2
1 dosificador de polielectrolito	<u>4 m2</u>
	28 m2

Sala de cloración (precloración)

2 tanques de 908 kg (en operación)

2 cloradores

1 grúa (para mover cilindros)

Este equipo ocuparía ocuparía aproximadamente 16 m2 de área.

Areas auxiliares.-

El área ocupada se estima en base a las siguientes partes constitutivas:

Jardines	200 m2
vías de acceso	60 m2
Area de maniobras	220 m2
Subestación eléctrica	9 m2
Cuarto de controles eléctricos	9 m2
Casa del encargado de planta	70 m2
Laboratorio	30 m2
Ofna. del Jefe de Planta	16 m2
Sala de Juntas	30 m2
Baños	9 m2

Caseta de vigilancia	9 m2
Estacionamiento	100 m2
	<hr/>
Area total	762 m2

AREA TOTAL DE LA PLANTA PARA TRATAR UN GASTO DE 168 L/SEG

Unidades	A r e a
Aireador	26.0
Floculador-Sedimentador	112.0
Filtros	42.0
Cisterna de recuperación de agua de lavado	39.3
Cisterna de aguas claras	700.0
Area de almacenamiento de materias primas	42.0
Sala de dosificación de sulfato de aluminio, cal y polielectrolito	28.0
Sala de dosificación de cloro	16.0
Areas auxiliares	762.0
	<hr/>
	1 767.3

AREA TOTAL DE LA PLANTA PARA TRATAR UN GASTO DE 244 L.P.S.

U N I D A D E S	AREA
Aireador	26.0
Floculadores-Sedimentadores	163.0
Filtros	62.5 m
Cisterna de recuperación de agua de lavado	58.3 m
Cisterna de aguas claras	1 017.0
Area de almacenamiento de materias primas	42.0
Sala de dosificación de sulfato de aluminio, cal y polielectrolito	28.0
Sala de dosificación de cloro	16.0
Areas auxiliares	762.0
	<hr/>
	2 174.8 m2

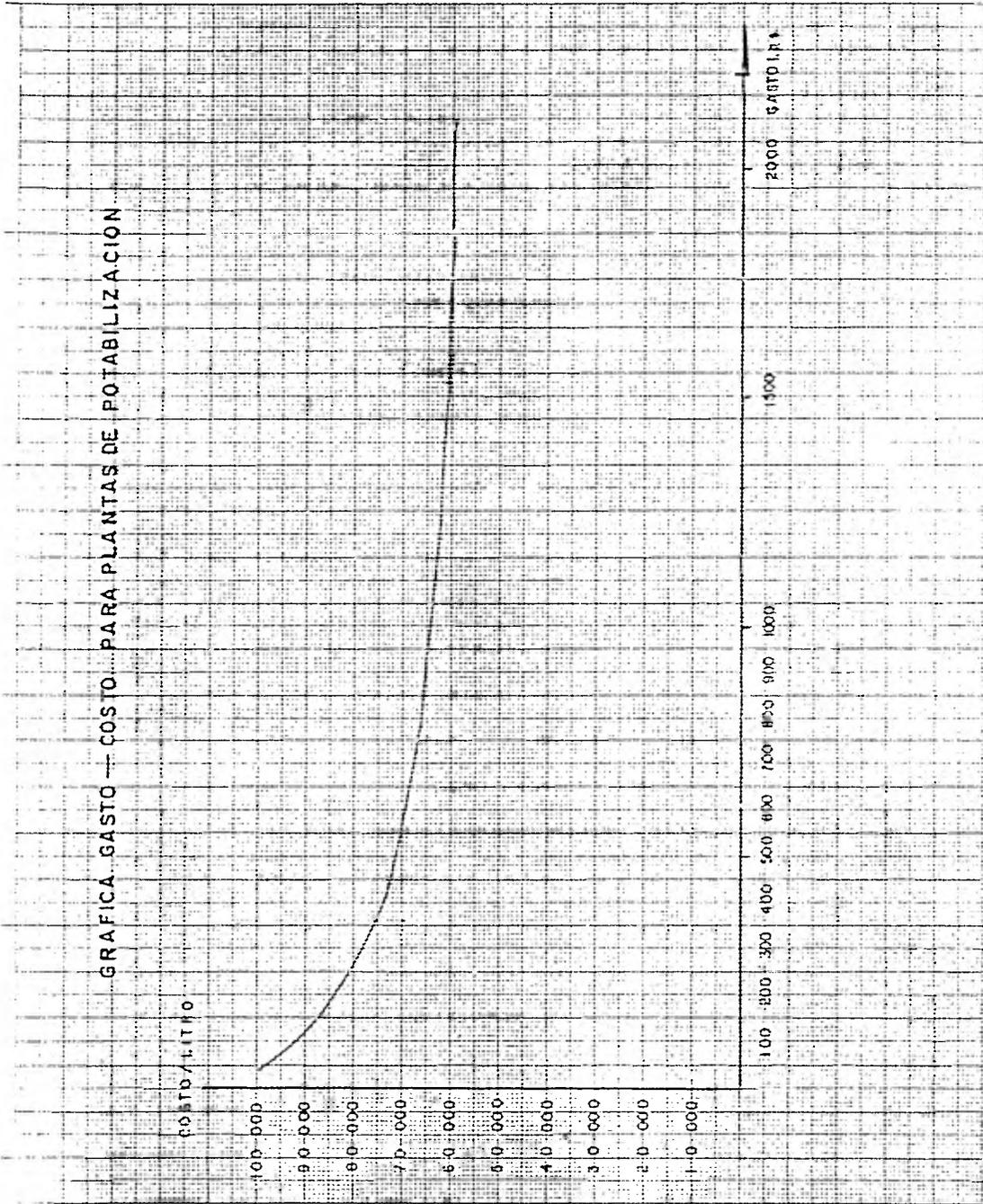
En base a lo expuesto anteriormente se sugiere un área total de 2 500 m2 para construir una planta de 244 l.p.s. (áreas muertas 325 m2).

Costo aproximado de potabilización (Fig. III.7 a)

1a. Etapa

168 l.p.s. x \$ 86,000.00/litro = \$ 14'500,000.00

FIG. 111. 7a



111-a

2a. Etapa

76 l.p.s. x \$ 94,000.00/litro = \$ 7'144,000.00

Equipos Electromecánicos y Electrificación.-

El equipo de bombeo forma parte importante de los accesorios de conduc
ción y distribución de los sistemas de agua. El tipo principal de equipo
de bombeo es la unidad centrífuga, aunque en condiciones particulares
se puede aplicar las de desplazamiento u otras.

La fuerza eléctrica es la principal fuente de energía para impulsar los
equipos de bombeo, aunque también se usan la gasolina, el vapor o el
diesel. Frecuentemente se incluye un equipo de emergencia impulsado por
alguna de estas fuentes cuando un equipo eléctrico falla. Para un gas-
to de descarga dado y una carga dinámica total de elevación, la poten-
cia real en HP requerida se calcula por medio de la expresión:

$$HP = \frac{Q \ H}{\eta \ 76} \quad \text{en donde:}$$

Q = gasto de descarga en l.p.s.

H = carga dinámica total, metros columna de agua

76 = conversión de kg - m/seg a HP

η = eficiencia de la bomba y la unidad de impulsión

Con anticipación se deben conocer las condiciones de operación del siste-
ma para diseñar efectivamente una estación de bombeo. Se necesita un co-
nocimiento de la carga dinámica total (DAT), contra la cual la bomba debe

operar. Además de conocer la carga total, también se deben conocer las características de varias unidades de bombeo.

Las gráficas ilustran una serie de curvas características para una bomba particular. Estas curvas relacionan cargas, gastos de descarga y eficiencia de la unidad a una velocidad especificada. A flujo nulo, la carga se conoce como la carga de cierre.

A medida que la descarga se incrementa, la carga de la bomba va disminuyendo paulatinamente a partir del valor de cierre. A máxima eficiencia, la descarga se conoce como normal. Variando la descarga de la bomba por estrangulamiento bajará la eficiencia de la unidad. Combinando la velocidad de la bomba, la descarga puede variarse dentro de cierta gama sin pérdida de eficiencia. La solución más práctica y eficiente al problema de gasto variable es instalar dos o más bombas en paralelo de manera que el gasto pueda tenerse en el punto de máxima eficiencia de las variedades que están operando. La distribución del gasto se hará en función de la forma como se considere el manejo del gasto futuro y de las demandas iniciales. En ocasiones resulta conveniente aumentar el número de unidades y en otras aumentar la capacidad de los equipos.

Selección del equipo de bombeo.-

La secuela que se propone para determinar un equipo de bombeo, comprenderá los siguientes puntos:

1. Datos necesarios

- lugar

- captación
- cárcamo
- descarga
- energía disponible

2.- Determinación del número de bombas

- capacidad de cada bomba
- porcentaje de utilización del equipo y flexibilidad de operación

3.- Selección de la bomba tipo

- condiciones de operación
- carga total aproximada
- sumergencia
- características de varias bombas
- bomba tipo, probable

4.- Cálculo afinado de la bomba

- condiciones de operación
- carga total
- empuje axial
- velocidad específica
- capacidad del motor
- resumen del cálculo. Características de la bomba.
- composición del equipo de bombeo

- dimensiones del cárcamo.

5.- Cotización del fabricante

- datos para solicitar una cotización

- bomba elegida.

6.- Elección del motor

- Análisis económico para decidir el empleo de energía eléctrica o motores de combustión.

Cárcamo

El pozo de succión o cárcamo es la estructura vertical en donde descarga el conducto de la toma y se instalan las bombas para elevar el agua al nivel deseado.

Consiste generalmente en un depósito enterrado construido de concreto o mampostería cuyas dimensiones están en función de la magnitud del equipo que se vaya a instalar y del procedimiento empleado en su construcción.

Además, en su diseño se toma en cuenta la facilidad que se debe tener para su inspección y limpieza periódicas.

Velocidades de entrada a la Sección m/s	Carga de la Bomba (m)
0.3 - 0.45	hasta 4,5
0.6	4.5 a 15
0.9	> 15

Selección de equipo.

Primera Etapa.-

$$Q = 168 \text{ l.p.s.} = 2\,667 \text{ q.p.m.}$$

$$\text{Gasto por equipo } Q/E = 168 \text{ l.p.s.}$$

$$\# \text{ de equipos} = 1 + 1 \quad (1 \text{ en operación y } 1 \text{ de reserva})$$

$$\text{Cota piezométrica} = 1976.0 \text{ m.s.n.m.}$$

$$\text{Cota de terreno} = 1930.0 \text{ m.s.n.m.}$$

$$\text{CDT} = 1976.0 - 1930.0 + 5 = 51.0 \text{ m} = 167 \text{ pies}$$

$$\text{Bomba } 14 \text{ DC } 1770 \text{ r.p.m.} \quad (\text{Fig. III.8})$$

Carga dinámica por tazón

$$H_{D/T} = 68'$$

Número de tazones

$$\# T = \frac{167}{68} \approx 3$$

Carga dinámica real por tazón

$$H_{DR/T} = 56'$$

Eficiencia

$$\eta = 79\%$$

$$\text{HP} = \frac{51.0 \times 168}{0.79 \times 76} = 143$$

Motor eléctrico comercial = 150 HP

Ø flecha - 1 1/2" (Fig. III.9)

Ø columna - 10" (Fig. III.10)

Ø piezas especiales - 10"

cabezal - 24 1/2" x 10" (Fig. III.11)

ZIT

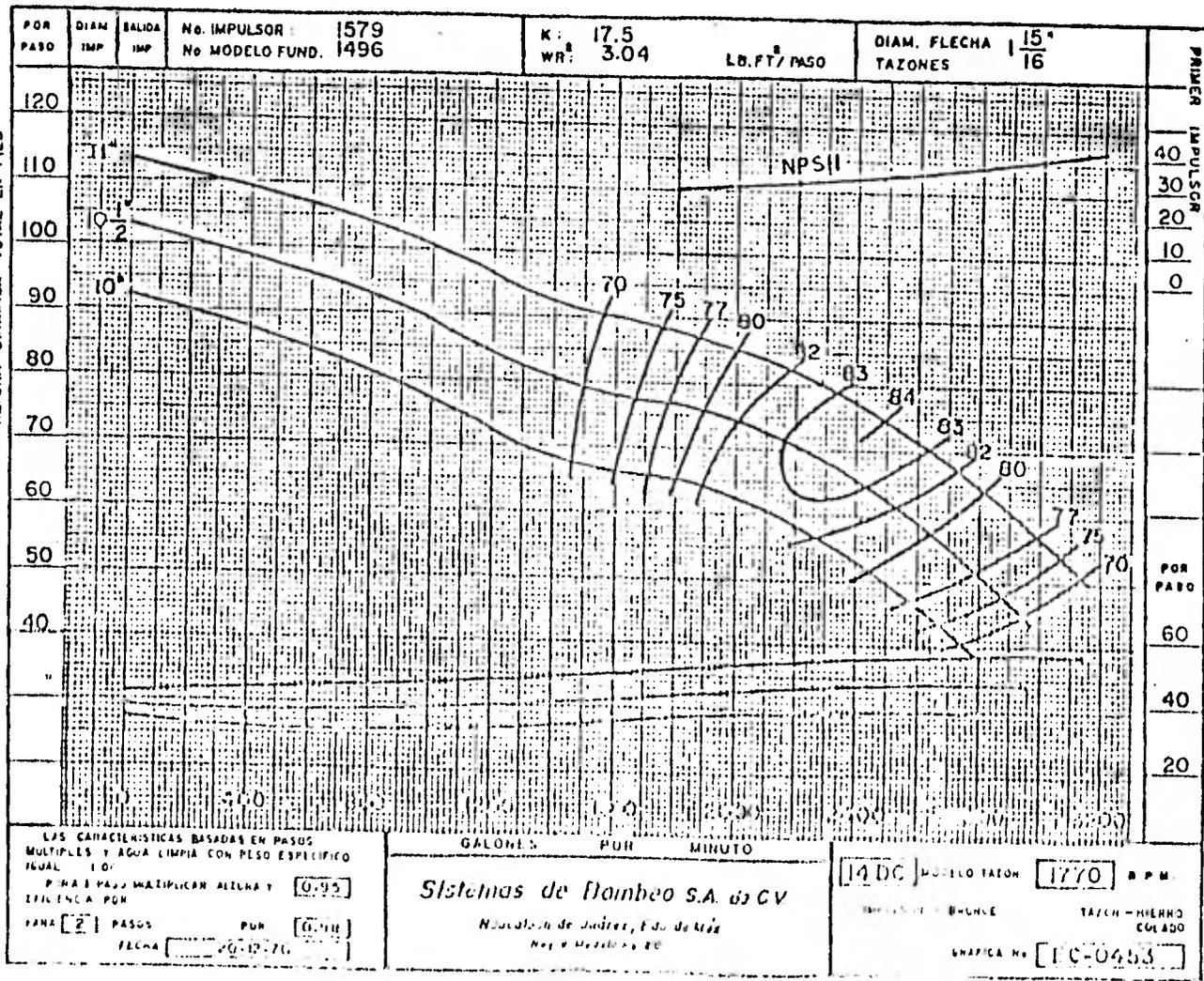


FIG. III.8

LAS CARACTERISTICAS BASADAS EN PASOS
MÚLTIPLES Y AGUA LIMPIA CON PESO ESPECIFICO
IGUAL 1.0:
PARA PASO MULTIPLICAR ADELANTE [0.95]
EFICIENCIA POR [0.95]
PARA PASO PASOS POR [0.95]
FLECHA [20-10-70]

Sistemas de Bombeo S.A. de C.V.
Nacional de Jalisco, E. de M. de C.
No. 4, Matamoros 20

DIVISION: BOMBAS TURBINA
 SECCION: 4 INGENIERIA
 PRODUCTO: OCELCO
 FECHA: 23 DE MARZO 1977
 CANCELA: TODAS LAS ANTERIORES
 PAGINA: 16

FIG. III.9

Sistemas de Bombeo, S.A. de C.V.
 Neuzipán de Juárez, México.

TABLA DE SELECCION DE FLECHAS DE LINEA
 Y FRICCIONES MECANICAS

60 HERTZ

DIAMETRO FLECHA	PESO FLECHA LBS./PIE	CARGA AXIAL MAXIMA LBS.	HP MAXIMOS									
			3500	1760	1175	875	700	585	500	440	390	
3/4	1.54	2240	38.6 .61	19.4 .31	13.0 .20	9.7 .15						
1	2.77	3800	114 1.07	57.5 .54	38.4 .36	28.6 .28	22.8 .22					
1-3/16	3.92	5600	179 1.40	90.0 .70	60.0 .47	44.8 .35	35.8 .28	30.0 .23				
1-1/2	6.21	8800	370 2.32	186 1.17	124 .78	92.5 .58	74.0 .46	61.8 .39	52.9 .33			
1-11/16	7.90	11,500	567 2.82	280 1.42	187 .95	139 .71	111.0 .57	92.0 .47	79.5 .41	70.0 .36		
1-15/16	10.5	15,500		440 1.83	294 1.22	219 .91	175 .73	146 .61	125 .52	110 .46	97.5 .40	
2-3/16	13.5	20,000		650 2.30	434 1.54	324 1.14	259 .92	216 .76	185 .65	163 .58	144 .51	
2-7/16	16.9	25,000		792 2.89	529 1.93	394 1.44	315 1.15	263 .96	225 .82	198 .72	175 .64	
2-11/16	20.5	30,000		1035 3.24	691 2.23	514 1.66	412 1.33	346 1.11	294 .95	259 .84	229 .74	
2-15/16	24.5	36,500			916 2.66	683 1.98	546 1.56	456 1.32	390 1.13	345 .99	304 .86	
3-3/16	26.8	43,000			1190 3.22	884 2.40	707 1.92	591 1.60	505 1.37	444 1.21	394 1.07	

MULTIPLICADORES DE HP

DIAMETRO FLECHA	316 AI	304 AI	HT 416 AI	17-4 PH AI	MONEL	MONEL-K
3/4-2-3/16	.75	.75	1.30	1.7	1.05	1.70
2-7/16 Y MAYORES	.9	.9	1.50	2.00	1.25	2.0

DIVISION: BOMBAS TURBINA
 SECCION: 4 INGENIERIA
 PRODUCTO: OCELCO
 FECHA: 23 DE MARZO 1977
 CANCELA: TODAS LAS ANTERIORES
 PAGINA: 3

FIG. III.10

Sistemas de Bombeo, S.A. de C.V.
 Mexisipan de Juárez, México.

TABLA DE PERDIDAS DE FRICCION HIDRAULICA EN COLUMNAS

PERDIDAS EN PIES DE COLUMNA DE AGUA POR CADA 100 PIES DE COLUMNA
 LUBRICADA POR ACEITE O AGUA

DIAM COLUMNA	DIAM FLICHA	FLUJO G.P.M.															
		1500	1600	1700	1800	1900	2000	2100	2200	2300	2400	2500	2600	2700	2800	2900	3000
8	8 1/4	5.7	6.3	7.6	9.5	11.0											
	1 1/2" x 18"	6.2	6.9	8.6	10.5	11.4											
10	10	1.6	1.8	2.2	2.7	3.2	3.7	4.3	5.0	5.6	6.3	7.0	7.8	8.7	9.6		
	1 1/2" x 18"	1.8	2.0	2.5	3.0	3.6	4.2	4.9	5.6	6.4	7.1	8.0	8.9	9.8			
12	12	0.9	1.0	1.2	1.4	1.7	1.9	2.2	2.5	2.8	3.1	3.5	3.9	4.2	4.6	5.3	
	1 1/2" x 18"	1.1	1.2	1.5	1.8	2.1	2.5	2.9	3.3	3.8	4.3	4.8	5.4	5.9	6.5	7.2	
14	14	0.9	1.0	1.1	1.4	1.6	1.9	2.2	2.5	2.9	3.2	3.6	4.0	4.4	4.9	5.5	
	1 1/2" x 18"	1.1	1.2	1.5	1.8	2.1	2.5	2.9	3.3	3.8	4.3	4.8	5.4	5.9	6.5	7.2	
16	16	0.9	1.0	1.1	1.4	1.6	1.9	2.2	2.5	2.9	3.2	3.6	4.0	4.4	4.9	5.5	
	1 1/2" x 18"	1.1	1.2	1.5	1.8	2.1	2.5	2.9	3.3	3.8	4.3	4.8	5.4	5.9	6.5	7.2	

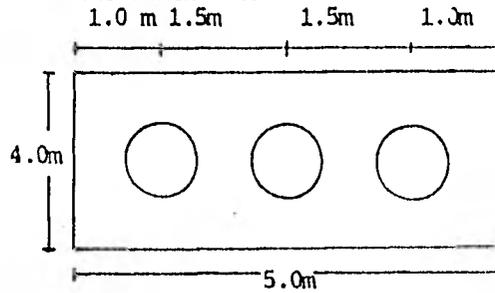
DIAM COLUMNA	DIAM FLICHA	FLUJO G.P.M.															
		3500	3600	3700	3800	3900	4000	4100	4200	4300	4400	4500	4600	4700	4800	4900	
14	14	3.2	3.6	4.0	4.7	5.6	6.4	7.4	8.5	9.7							
	1 1/2" x 18"	3.5	3.9	4.3	5.1	6.0	7.0	8.0	9.2								
16	16	1.6	1.8	1.9	2.3	2.8	3.1	3.6	4.1	4.6	5.2	5.8	6.4	7.1	7.8	8.6	
	1 1/2" x 18"	1.7	1.9	2.1	2.5	3.0	3.4	3.8	4.3	4.8	5.4	6.0	6.6	7.2	7.9		
18	18	1.1	1.2	1.3	1.6	1.8	2.1	2.5	2.8	3.2	3.6	4.0	4.4	4.8	5.2	5.7	
	1 1/2" x 18"	1.2	1.4	1.5	1.8	2.1	2.4	2.8	3.1	3.5	4.0	4.4	4.9	5.4	5.9	6.4	
20	20	0.9	1.0	1.1	1.4	1.6	1.9	2.1	2.4	2.7	3.1	3.4	3.8	4.2	4.6	5.0	
	1 1/2" x 18"	1.1	1.2	1.3	1.6	1.8	2.1	2.5	2.8	3.2	3.6	4.0	4.4	4.8	5.2	5.7	

FIG. III.11

TABLA AUXILIAR PARA RELACIONAR BASES DE
LOS MOTORES "IEM" Y "US" CON LOS CABEZALES
DE DESCARGA SOBRE LA SUPERFICIE .

3450 / 2900 R.P.M.			1750 / 1450 R. P. M.			1160 / 970 R. P. M.		
H. P.	I.E.M.	U S	H. P.	I.E.M.	U.S.	H.P.	I.E.M.	U.S.
1	10	10	1	10	10	1	10	10
1.5	10	10	1.5	10	10	1.5	10	10
2	10	10	2	10	10	2	10	10
3	10	10	3	10	10	3	10	10
5	10	10	5	10	10	5	10	10
7.5	10	10	7.5	10	10	7.5	16 1/2	10
10	10	10	10	16 1/2	10	10	16 1/2	12 (16 1/2)
15	16 1/2	10	15	16 1/2	12 (16 1/2)	15	16 1/2	12 (16 1/2)
20	16 1/2	12 (16 1/2)	20	16 1/2	12 (16 1/2)	20	16 1/2	16 1/2 (12)
25	—	12 (16 1/2)	25	16 1/2	12 (16 1/2)	25	16 1/2	16 1/2 (12)
30	—	12 (16 1/2)	30	16 1/2	12 (16 1/2)	30	16 1/2	16 1/2 (20)
40	—	16 1/2 (12)	40	16 1/2	16 1/2 (12)	40	16 1/2	16 1/2 (20)
50	—	16 1/2 (12)	50	16 1/2	16 1/2 (12)	50	16 1/2	20 (16 1/2)
60	—	16 1/2 (20)	60	16 1/2	16 1/2 (20)	60	16 1/2	20 (16 1/2)
75	16 1/2	16 1/2 (20)	75	16 1/2	16 1/2 (20)	75	16 1/2	20 (16 1/2)
100	16 1/2	—	100.	16 1/2	20 (16 1/2)	100	24 1/2	—
			125	24 1/2	20 (16 1/2)	125	24 1/2	—
			150	24 1/2	20 (16 1/2)	150	24 1/2	—
			200	24 1/2	24 1/2 (20)	200	24 1/2	—
			250	24 1/2	24 1/2 (20)			
			300	24 1/2	24 1/2 (20)			
			350	—	24 1/2 (20)			
			400	—	24 1/2 (20)			

Dimensionamiento cárcamo



x5m sumergencia

Antepresupuesto

Costo por bomba:

3 tazonas	\$ 145,000.00
columna	27,000.00
colador	6,000.00
cabezal	<u>97,000.00</u>
	\$ 275,000.00
2 bombas	\$ 550,000.00
2 motores	760,000.00
centro control de motores	372,000.00
fontanería	450,000.00
equipo de medición	<u>200,000.00</u>
	\$ 2'332,000.00

Cárcamo

Vol. = 5m x 4m x 5m = 100 m³

100 m³ x \$ 3,500.00/m³ = \$ 350,000.00

Subestación eléctrica y electrificación.-

Electrificación rural:

Distribución de energía eléctrica a una tensión de 13,200 volts., 3 fases,
60 ciclos, comprende:

Postería de concreto (distancia interpostal normal en terreno plano
no contaminado).

Herrajes y accesorios

Protecciones.

Costo por km = \$ 250,000.00

1 km = \$ 250,000.00

Subestación eléctrica.-

Subestación eléctrica compacta exterior de 150 KVA

13,200 volts - 440/220 - 3 fases - 60 ciclos

compuesta por:

1 gabinete de medición

1 gabinete de cuchillas de prueba

1 gabinete con seccionador tripolar

1 gabinete de acoplamiento

Costo de subestación = \$ 773,000.00

Centro Control de Motores.-

1 arrancador magnético con autotransformador

1 lote de materiales para baja tensión para dos motores de 150

HP 440 volts 30 mts. de desarrollo.

Costo centro control de motores = \$ 372,000.00

Contratación para servicio de alta tensión

Tarifa "6" \$ 38,000.00

S e g u n d a E t a p a

Q = 244 l.p.s. = 3,873 g.p.m.

Q/E = 122 l.p.s. = 1936.5 g.p.m.

equipos = 1 adicional

Cota piezométrica = 2,000.0 m.s.n.m.

cota de terreno = 1930.0 m.s.n.m.

CDT = 2,000.0 - 1930.0 + 5 = 75 ± 246 pies

bomba 14 DC 1770 r.p.m.

Carga dinámica por tazón:

$$H_{D/T} = 85'$$

Número de tazones:

$$\# T = \frac{246}{85} = 3$$

Carga dinámica real por tazón:

$$H_{DR/T} = 82$$

Eficiencia

$$\eta = 79\%$$

$$HP = \frac{75 \times 122}{0.79 \times 76} 152$$

Motor comercial = 150 HP

Ø flecha	1 1/2"
Ø columna	10"
Ø piezas especiales	10"
cabezal	24 1/2" x 10"

Antepresupuesto:

3 tazones	\$ 145,000.00
1 columna	27,000.00
1 colador	6,000.00
1 cabezal	97,000.00
	<hr/>
	\$ 275,000.00
6 impulsores adicionales	\$ 71,000.00
bomba	275,000.00
motor	380,000.00
centro control de motores	186,000.00
fontanería	250,000.00
	<hr/>
	\$ 1'162,000.00

Subestación eléctrica.-

Ampliación de la subestación eléctrica existente:

1 Transformador de distribución trifásico de 150 KVA, 3 fases,

4 H - OA 34 500 440/220

1 Gabinete de seccionador tripolar

1 Gabinete de acoplamiento

Costo de ampliación de la subestación = \$ 522,000.00

Centro control de motores:

1 Aireador magnético con autotransformador

1 Lote de materiales para baja tensión para un motor de 150 HP

440 volts

Costo centro control de motores = \$ 136,000.00

Ampliación de contratación para servicios de alta tensión "Tarifa 6"

\$ 18,000.00

ACUEDUCTO PRESA CONSTITUCION 1917 - SAN JUAN DEL RIO, QRO.

INDEMNIZACIONES

Captación 3,000 m²

Conducción

Longitud = 11,200 m

Ancho = 20 m

Area = 224,000 m²

Planta potabilizadora 2,500 m²

229,500 m²

229,500 m² ÷ 23 Ha x \$ 50,000/Ha = 1'150,000.00

RESUMEN DE PRESUPUESTO DE CAPTACION

Obra de toma (escavación, rellenos,
acarreos, bombas, compuertas, rejil-
llas y malla antipeces) 700,000.00

Accesos 300,000.00

Arreglo arquitectónico 400,000.00

1'500,000.00

ACUEDUCTO PRESA "CONSTITUCION DE 1917" - SAN JUAN DEL RIO, QRO.

RESUMEN DE PRESUPUESTO DE EQUIPOS ELECTROMECAVICOS.-

	1A. ETAPA (CAP. 168 LPS)	2A. ETAPA (CAP. 244 LPS)
Bombas	550,000.00	275,000.00
Motores	760,000.00	380,000.00
Fuerza (centro de control de motores)	372,000.00	186,000.00
Fontanería	450,000.00	250,000.00
Equipo de medición	200,000.00	
Equipo adicional		71,000.00
	<hr/>	<hr/>
	\$ 2'332,000.00 ÷	\$ 1'162,000.00
Subestación y Electrifi cación	1'023,000.00	522,000.00
Contratación	38,000.00	18,000.00

ACUEDUCTO PRESA CONSTITUCION 1917 - SAN JUAN DEL RIO, QRO.

RESUMEN DE PRESUPUESTO

CASA DE MAQUINAS Y CARCAMO DE BOMBEO

PRIMERA ETAPA

COSTO CASA DE MAQUINAS: (Estimado en función de obras construídas)	\$ 2'000,000.00
GRUA VIAJERA	\$ 1'500,000.00
CARCAMO: (Concreto, acero, cimbra e impermeabilizante).	\$ 350,000.00
	<hr/>
	\$ 3'850,000.00
Ampliación de casa de máquinas SEGUNDA ETAPA	\$ 1'000,000.00

POTABILIZACION

1A. ETAPA (Cap. 168 l.p.s.)	2A. ETAPA (Cap. 244 l.p.s.)
\$ 14'500,000.00	\$ 7'144,000.00

ACUEDUCTO PRESA CONSTITUCION DE 1917 - SAN JUAN DEL RIO, QRO.

RESUMEN DE PRESUPUESTO PRIMERA ETAPA

CONDUCCION.-

Excavación	1'672,272.00
Plantilla	133,782.00
Instalación, junteo y prueba de tubería	1'118,208.00
Relleno compactado	783,498.00
Relleno a volteo	<u>237,082.00</u>
SUMA	3'238,742.00
Adquisición de tubería	13'680,800.00
Piezas especiales	<u>2'052,120.00</u>
SUMA	15'732,920.00

SUMINISTRO DE AGUA EN BLOQUE A LA CIUDAD DE SAN JUAN DEL RIO

CARGO ANUAL POR OPERACION

<u>PERSONAL</u>	<u>NÓ. PERSONAS</u>	<u>NÓ. SALARIOS</u>	<u>TOTAL SALARIOS</u>
Jefe de op. y mantenim.	1	7.0	7.0
Secretaria	1	2.0	2.0
Chofer	5	2.0	10.0
Operador de compuertas	3	1.5	4.5
Fontanero	2	2.0	4.0
Ayudante de fontanero	4	1.0	4.0
Bombero	9	2.0	18.0
Ayudante de bombero	3	1.5	4.5
Mecánico	1	2.5	2.5
Electricista	1	2.5	2.5
Op. de planta potabiliz.	1	3.0	3.0
Ayudante de operador	3	1.5	4.5

PERSONAL	NO.PERSONAS	NO.SALARIOS	TOTAL SALARIOS
Químico laboratorista	1	3.0	3.0
Ayudante de químico	2	1.5	3.0
Velador y jardinero	1	1.0	1.0
			73.5

Salario mínimo de la localidad \$ 70.00

$$73.5 \times \$ 170.00/\text{día} = \$ 12,495/\text{día}$$

$$365 \text{ días/año} \times \$ 12,495/\text{día} = 4'560,675.00$$

$$20 \% \text{ prestaciones} = \underline{912,135.00}$$

$$5'472,810.00$$

CONSUMO DE ENERGIA

PRIMERA ETAPA

1 equipo 143 HP

$$143 \text{ HP} \times 0.7457 = 106.63 \text{ kw} - \text{h}$$

$$106.63 \times \$ 0.693 = \$ 73.90/\text{hr.}$$

Cargo Anual

$$\$ 75.90/\text{hr} \times 8760 = \$ 647,364/\text{año}$$

SEGUNDA ETAPA

2 equipos 152 HP

$$304 \text{ HP} \times 0.7457 = 226.70 \text{ kw} - \text{h}$$

$$226.70 \times \$ 0.693 = \$ 157.10$$

$$\$ 157.10/\text{hr} \times 8760 \text{ hr/año} = \$ 1'376,196.00$$

ACUEDUCTO PRESA CONSTITUCION DE 1917 - SAN JUAN DEL RIO, QRO.

CARGO ANUAL POR OPERACION

SEGUNDA ETAPA

	PERSONAL/ TURNO	NO. DE TURNOS	TOTAL DE PERSONAS
Fontanero	1	2	2
Ayudante fontanero	2	2	4
Bombero	1	2	2
Ayudante de bombero	2	2	4
Mecánico	1	1	1
Electricista	1	1	1
Ayudante de operador de planta potabilizadora	1	3	3

PLANTILLA DE PERSONAL PARA OPERACION
Y MANTENIMIENTO

2A. ETAPA

	NO. DE PERSONAS	No. DE SA LARIOS	TOTAL DE SALARIOS
Fontanero	2	2.0	4.0
Ayudante de fontanero	4	1.0	4.0
Bombero	2	2.0	4.0
Ayudante de bombero	4	1.5	6.0
Mecánico	1	2.5	2.5
Electricista	1	2.5	2.5
Ayudante de operador de planta potabilizadora	3	1.5	4.5
			<u>27.5</u>

Salario mínimo de la localidad \$ 170.00

$27.5 \times \$ 170.00/\text{día} = \$ 4,675/\text{día}$

$365 \text{ días/año} \times \$ 4,675/\text{día} = \$ 1'706,375.00$

20% prestaciones \$ 341,275.00

T O T A L \$ 2'047,650.00

RESUMEN DE ANTEPRESUPUESTO - ALTERNATIVA 1

ACUEDUCTO PRESA CONSTITUCION DE 1917 - SAN JUAN DEL RIO, QRO.

CAPACIDAD 0.168 M3/SEG

PRIMERA ETAPA

C O N C E P T O	MILLONES DE PESOS
INDEMNIZACIONES	1.15
CAPTACION:	
Obra civil y arreglos complementarios:	
Obra de toma en la márgen izquierda del canal "Lomo de Toro"; obra de control - rejillas, malla antipeces, compuerta, mecanismos elevadores y arreglos complementarios	1.50
Cárcamo de bambo y casa de máquinas	3.85
Equipos Electromecánicos:	
Suministro, instalación y puesta en marcha de bombas, motores, válvulas y conexiones, incluyendo medidores de gasto	2.33
Suministro y montaje de subestaciones, electrificación y contratación	1.06
CONDUCCION: longitud aprox. 11,200 m	
Adquisición de tubería, válvulas y piezas especiales	15.73
Terracerías, válvulas y piezas especiales incluyendo su protección	3.24
PLANTA POTABILIZADORA	
Clarificación y desinfección de 0.168 m3/seg incluye obra civil, equipo, prueba y arreglo arquitectónico	14.50

CONCEPTO	MILLONES DE PESOS
EQUIPO Y HERRAMIENTA	
Adquisición de equipo y herramienta para operación y mantenimiento 1.5%	0.64
	<hr/>
SUMA	44.00
ADMINISTRACION E INGENIERIA 7%	<u>3.00</u>
SUBTOTAL	47.00
IMPREVISTOS TECNICOS 15%	<u>7.00</u>
TOTAL	54.00

RESUMEN DE ANTEPRESUPUESTO - ALTERNATIVA 1
 ACUEDUCTO PRESA CONSTITUCION DE 1917 - SAN JUAN DEL RIO QRO.
 CAPACIDAD 0.244 M3/SEG
 SEGUNDA ETAPA

C O N C E P T O	MILLONES DE PESOS
CAPTACION	
Obra civil y arreglos complementarios:	
Ampliación casa de máquinas	1.00
Equipos Electromecánicos:	
Suministro, instalación y puesta en marcha de bombas, motores, válvulas y conexiones, incluyendo medidores de gasto	1.16
Suministro y montaje de subestaciones, - - electrificación y contratación	0.54
PLANTA POTABILIZADORA	
Clarificación y desinfección de 0.076 m3/seg incluye obra civil, equipo, prueba y - arreglo arquitectónico. Capacidad total - 0.244 m3/seg	7.14
EQUIPO Y HERRAMIENTA	
Adquisición de equipo y herramienta para - operación y mantenimiento 1.5%	<u>0.16</u>
SUMA:	10.00
ADMINISTRACION E INGENIERIA 7%	<u>0.70</u>
SUBTOTAL:	<u>10.70</u>
IMPREVISTOS TECNICOS 15%	<u>1.61</u>
TOTAL:	12.31

ALTERNATIVA NO. 2

1.- Captación de aguas subterráneas

Clasificación.- Las aguas de las capas acuíferas del subsuelo se clasifican en: agua freática y agua artesiana.

Un manto acuífero de agua freática es aquel que no tiene presión hidrostática, circulando el agua en materiales granulares no confinados, como arenas y gravas, tobas poco coherentes, aluviones, fracturas que presenten las rocas ígneas, tobas bien consolidadas, etc. El perfil del nivel del agua freática en materiales granulares, es semejante al perfil del terreno, en tanto que en las fracturas de roca, el nivel freático es una superficie horizontal que está en contacto con el aire subterráneo.

Una capa acuífera artesiana es aquella en la que el agua está confinada - bajo una presión mayor que la atmosférica, por una capa superpuesta de material relativamente impermeable, que evita la conexión hidráulica con el agua subterránea de otras capas superiores o inferiores, excepto en el bordo superior del estrato confinante donde el agua artesiana se mezcla con el agua freática.

Desde el punto de vista de calidad, las aguas freáticas son físicamente aceptables, de bajo contenido mineral y casi siempre están expuestas a contaminación. El agua artesiana es generalmente de buena calidad; en muchos

casos agua potable , en otros muy mineralizada como en el caso de zonas próximas a las costas y en regiones del Norte de la República Mexicana, comunmente menos expuestos a contaminación.

Se estima que aproximadamente el 90% del agua que se usa para la industria y más o menos el 70% de los abastecimientos públicos de agua para consumo doméstico, procede del bombeo de agua subterránea en nuestro medio.

Proyecto de obras de captación de aguas subterráneas

a) Captación de manantiales.-

Los factores más importantes que intervienen en la localización, dirección y área de influencia de los afloramientos, producción del manantial y calidad del agua son:

- a) El ciclo hidrológico de la región
- b) La topografía
- c) La geología de la cuenca

Los manantiales se pueden describir y agrupar de manera diversa; sin embargo, generalmente se clasifican como sigue:

- a) Manantiales tipo ladera, con afloramiento de agua freática
- b) Manantiales con afloramiento vertical, tipo artesiano
- c) Manantiales en formaciones rocosas, calizas y rocas ígneas.

Los aspectos principales por considerar para la captación de aguas que afloran en la superficie de la tierra son, por una parte su protección, para que no se contaminen y por otra evitar que los afloramientos se obturen. Ambos objetos se logran mediante una cámara o caja en la que quedan aislados los manantiales y de la que salen las tuberías de conducción, demasías y limpia.

En la caja de captación se instalará una tubería para desagüe de fondo provista de válvula con objeto de poder vaciarla para su limpieza o reparación. El tubo de la toma deberá quedar situado de manera que se evite que el afloramiento quede ahogado; es decir, se deberá respetar el nivel natural que tenga el agua en la descarga del manantial, además, la plantilla del tubo de demasías o la cresta del vertedor se situará un poco abajo del afloramiento más alto. Para el control de la entrada de agua a la conducción, se instalará una válvula de seccionamiento en el tubo de la toma. Las válvulas mencionadas quedarán protegidas con una caja con tapa. Ver figura

Además de los dispositivos indicados, es conveniente dar ventilación a la caja de captación, instalar en la entrada del tubo de toma una reja y disponer de un brocal de acceso que evite la entrada de agua de lluvia.

Para asegurar al máximo posible la protección sanitaria del manantial, se hará alrededor de la caja, más o menos a una distancia de 5 a 10 m, una zanja para interceptar el agua de lluvia encauzándola hacia el arro

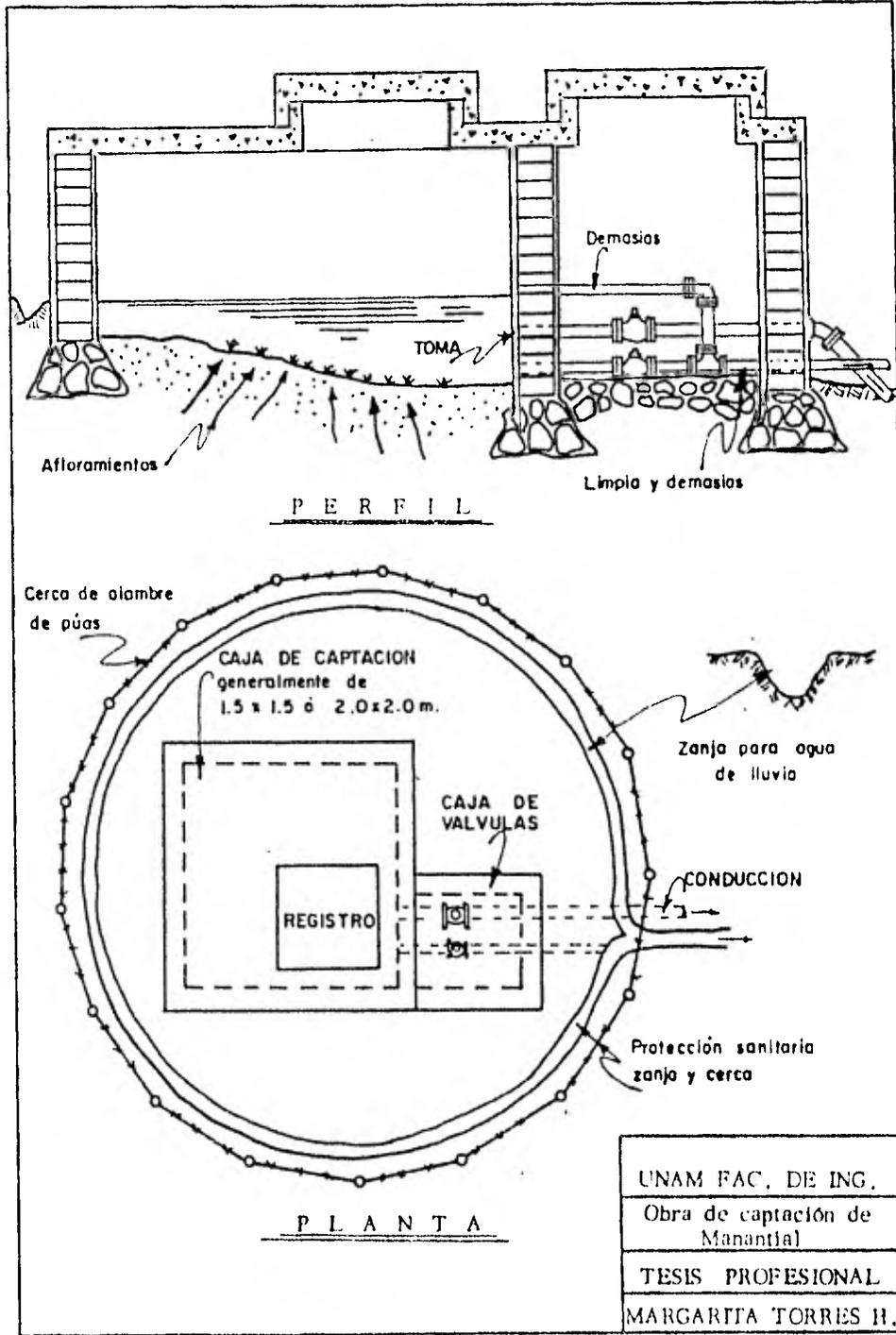
yo formado por el agua del manantial; además, para evitar el acceso de personas y animales, se construirá una barda o cerca de alambre de púas, con un radio que variará de 10 a 15 cm.

Por ningún motivo debe alterarse el sitio de afloramiento con el objeto de aumentar su producción; únicamente durante la construcción se hará una limpieza a mano, quitando principalmente la vegetación en el área que ocuparán las cajas. El mejoramiento y desarrollo de un manantial se justifica cuando se tienen varios afloramientos dispersos en una zona que puede ser inapropiada para la construcción de cajas; en este caso, la obra de captación consistirá en efectuar primeramente una limpieza del terreno muy cuidadosa, encauzando las venas líquidas hacia el sitio de depósito natural, donde se inicie el escurrimiento principal. En este lugar se podrá construir una caja o un muro vertedor de donde se inicie la línea de conducción (Fig. III.12).

Gasto por captar.- Para establecer el gasto por captar de un manantial, es indispensable disponer de datos de aforo efectuados con anticipación cuando menos durante un año, a fin de conocer los gastos en época de lluvias y el mínimo en el estiaje.

No es recomendable pretender captar el gasto máximo que aporta un manantial.

FIG. 111.12



UNAM FAC. DE ING.
Obra de captación de Manantial
TESIS PROFESIONAL
MARGARITA TORRES H.

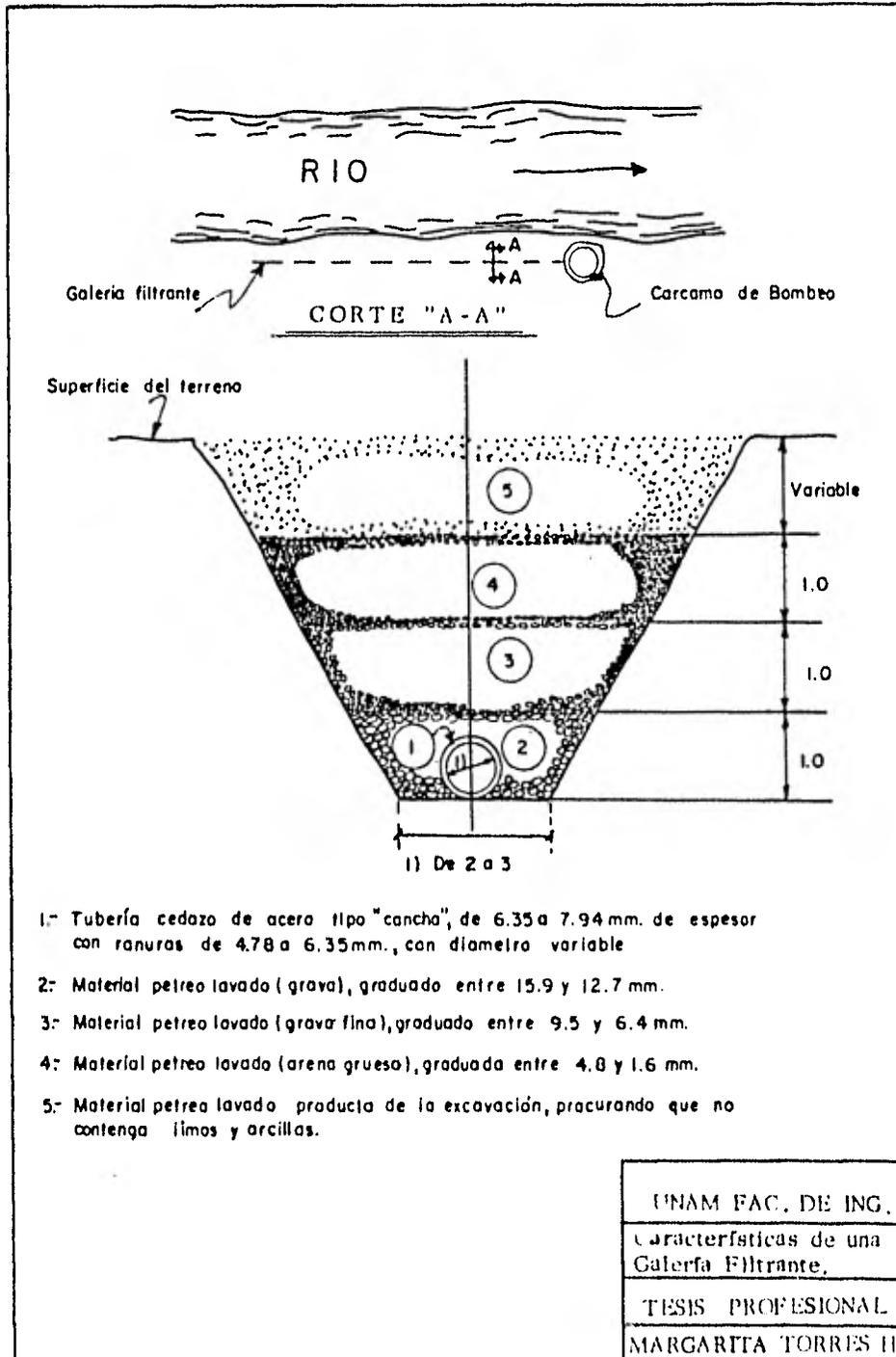
b) Galerías Filtrantes.-

El diseño de galerías filtrantes en nuestro medio ha evolucionado a través del tiempo de acuerdo con los resultados que se han tenido en varias obras realizadas. Una galería filtrante se utiliza principalmente para captar el agua subálvea de corrientes superficiales, construyéndose de preferencia en las márgenes, paralelamente a la corriente. También se pueden construir casi superficialmente y dentro del cauce de una corriente, propiciando el aumento del tirante por medio de presas derivadoras. El agua captada se conduce generalmente a un cárcamo de bombeo en donde se inicia la conducción (Fig. III.13)

Es requisito fundamental localizar la galería a una profundidad y distancia adecuada con respecto al cauce principal de la corriente, a fin de que el agua que se capte haya sufrido una filtración natural suficiente; depende esto de las características topográficas, de los materiales del cauce y de la calidad del agua de la corriente. Un recorrido a través de la capa filtrante de 3 a 15 m puede ser suficiente para que el agua se clarifique y se elimine la contaminación bacteriana.

Localización.- Se puede construir paralelas o perpendiculares a la corriente, lo primero es lo más recomendable, debiéndose hacer la construcción en el estiaje. En el proyecto se deben tomar en cuenta las características de socavación de la corriente en avenidas importantes, con consideración que puede hacer totalmente inaconsejable la localización de la galería transversalmente a la corriente.

FIG. III. 13



En la captación de agua por medio de galerías filtrantes se utilizaron varios años, tuberías perforadas de concreto armado, instaladas en una zanja excavada a cielo abierto y rellena con material seleccionado de granulometría adecuada, constituyendo el filtro. También se utilizaron tuberías de concreto simple perforadas con diámetro menor a 45 cm. En la actualidad ya no son recomendables esas tuberías debido a la dificultad de hacer un número adecuado de perforaciones y por consiguiente, el área hidráulica que se obtiene es muy reducida, en comparación con la que tienen los tubos de acero tipo cedazo, que son las que se recomiendan actualmente. El uso de tubos de concreto obligaba a tener grandes diámetros y longitudes importantes de galería que encarecería mucho la obra; además el manejo de los tubos de concreto simple perforados tenía que ser muy cuidadoso.

Hidráulica de las galerías.- Las fórmulas teóricas que se han desarrollado para el cálculo de los gastos que se pueden captar con una galería filtrante están basados fundamentalmente en la "Ley de Filtración de Darcy" y en las teorías sobre el escurrimiento del agua en medios permeables, homogéneos e isotrópicos. Son muchos los factores que intervienen en la filtración del agua subterránea a través de terrenos de diversas naturalezas, existiendo como más conocidas las teorías siguientes: la de "Régimen de Equilibrio", que considera que la realimentación o recarga del acuífero, iguala la extracción o explotación que se hace gasto constante, y el de "Régimen de No Equilibrio", que establece

que el flujo del agua subterránea hacia una galería filtrante no se establece un régimen de equilibrio cuando se extrae de ella un gasto constante.

Para fijar la localización, profundidad y características de la galería, es indispensable efectuar pruebas de campo, haciendo perforaciones de exploración con profundidad de 4 a 12 m. espaciadas de 5 a 10 m. (en el eje probable de galería), para conocer las características del material, obteniendo el corte litológico de la sección o secciones establecidas por el geohidrológico.

Aprovechando una de las perforaciones, ya establecido el nivel normal del agua en el pozo, se procede a bombear el agua que produce, llevando un registro del volumen extraído, tiempo y abatimiento del tirante, con lo que en forma aproximada, se puede obtener el rendimiento por metro lineal de excavación, que será aquel que permita la máxima extracción de agua con el menor abatimiento del tirante en el pozo. El diámetro y longitud de la galería estará en función de: gasto por explotar; del rendimiento obtenido experimentalmente, afectado por un coeficiente de reducción; de la velocidad del agua en la entrada de los orificios; de la pendiente que se pueda dar, etc.

También el diseño de la galería se puede hacer como sigue: conocido el gasto requerido, se elige un diámetro en los catálogos de tubería de acero ranurada para ademe, de preferencia la tipo "concha", con ranuras de

que consiste en tres partes; el vástago, secciones de tubería de perforación que se requieren según la profundidad del trabajo y una o más secciones de collar de perforación, conectadas sobre la broca.

La perforación se realiza por medio del tubo de perforación con el trépano que corta y tritura el material a medida que penetra en la formación. La bomba impulsa el fluido de perforación a través de la manguera, la junta rotatoria, el vástago y la barrena en el agujero perforado. El fluido recoge en el fondo del agujero el material triturado y lo envía hacia arriba por el espacio anular entre las barras y la pared del pozo y se conduce por una zanja apropiada hasta un foso de sedimentación cercano al pozo, cuya capacidad puede ser igual por lo menos a tres veces el volumen del agujero que se está perforando. Su profundidad debe ser de 0.60 a 0.90 m.

Los agujeros perforados por el método rotatorio en las formaciones no consolidadas, tienden a derrumbarse generalmente, a menos que las propiedades del fluido de perforación (lodo de perforación) sean tales que proporcionen soporte adecuado para la pared del agujero. Comúnmente, el lodo de perforación es una mezcla viscosa de agua con arcilla natural o comercial (como la bentonita) y algunas veces con otros materiales para propósitos especiales.

Proyecto de pozos.

Con el objeto de localizar y definir claramente las formaciones acuíferas y algunas veces los cambios de salinidad, es conveniente se realice la in-

instalación de más de una bomba, generalmente de 2 a 3 unidades. Su principal inconveniente es su costo que es superior a igualdad de rendimiento, al de varios pozos tubulares.

Los pozos tubulares son aquellos que se limitan hasta un diámetro de 100 mm un máximo de profundidad de 30 m y un rendimiento aproximado hasta de 3.2 l.p.s. Los pozos tubulares se perforan por los sistemas de: barrenado hinca, percusión y rotación hidráulica.

Los pozos someros, principalmente los de gran diámetro o norias, se han usado en nuestro medio, en abastecimientos individuales en el medio rural.

Captación por medio de pozos profundos.-

Métodos de perforación.

En la actualidad, la mayoría de los pozos se perforan utilizando medios mecánicos, que pueden clasificarse principalmente en equipos rotatorios de tipo hidráulico y de percusión con herramienta y cable. La efectividad de estos equipos depende de varios factores; unos trabajan mejor y más rápido en formaciones sedimentarias (equipos rotatorios), otros en rocas con cavernas (percusión), unos equipos requieren mayor cantidad de agua, otros emplean lodos para sellar, etc.

Métodos de percusión con herramienta y cable.- Es uno de los métodos más antiguos empleados en la construcción de pozos. Utilizan el principio de la caída libre de una broca pesada, aplicando golpes contra el fondo de un agujero, penetrando de esta manera en el suelo. El material desmenuzado por el golpeteo se retira periódicamente por medio de un achicador o bomba de arena. Las herramientas para perforar y achicar se llevan en líneas o cables separados enrollados en tambores elevadores independientemente.

Los componentes básicos del equipo de percusión son: una unidad de fuerza motriz para impulsar el carrete del cable (que lleva el cable de perforación), carrete de arena (que lleva el cable para achicar) y un balancín para impartir el movimiento de perforación a la herramienta, montados en un bastidor que tiene una grúa o mástil de peso adecuado para el uso de una línea de herramientas de perforación. La unidad de percusión puede operar sobre traviesas o montada sobre camión.

Una línea completa de herramientas de perforación comprende cuatro partes: la punta de la broca, el vástago de la broca, los percutores de perforación (tijeras) y el encastre para la cuerda (portacable giratorio).

La perforación por el método de percusión por cable y herramienta, en perforaciones no consolidadas, requiere el entubado del pozo para evitar el derrumbe del material. El equipo de percusión se puede usar en todos los tipos de formaciones; sin embargo, es más recomendable para perforar for-

maciones no consolidados que contienen rocas o boleo grande. Se necesita mucho menos agua en comparación con el método de rotación hidráulica.

Las desventajas principales del método de percusión de cable y herramienta son su escasa velocidad de perforación y la necesidad de cubrir el agujero según avanza la perforación.

Además de los dispositivos de perforación mencionados, se tienen las herramientas de pesca que son muy utilizados para recuperar las herramientas de trabajo que quedan atoradas en el pozo.

Método de rotación hidráulica.- El método rotatorio de perforación se desarrolló en la industria de petróleo, en la que se requiere hacer perforaciones rápidas de gran profundidad y con gran variedad de diámetros. La perforación por rotación hidráulica combina el uso de una broca rotatoria para cortar el agujero, con el de un fluido de perforación que circula continuamente para extraer los cortes.

Las partes básicas de un equipo rotatorio son: una torre de perforación y un elevador; una mesa giratoria operada mecánicamente, que hace girar el vástago del barrenador con una broca (trépano); una bomba para impulsar el fluido de perforación a través de una sección de manguera, una unión giratoria entre el vástago y la punta de la broca y una unidad motriz o motor. El vástago de la broca está constituido de una pieza tubular larga

4.78 a 6.35 mm, obteniendo el área de infiltración requerida, dividiendo el gasto entre la velocidad de entrada del agua a través de las ranuras, considerando un valor de 1.0 cm/seg. La longitud de la tubería se obtendrá dividiendo el área obtenida entre el área de infiltración por metro, del diámetro considerado. Se estima que la longitud obtenida debe variar de 12 a 48 m aproximadamente.

Con el corte litológico obtenido de las perforaciones de exploración, de acuerdo con los espesores que se fijan para el material que constituirá el filtro y el diámetro seleccionado, se establecerá la profundidad y dimensiones de la zanja de la galería. Las características del material filtrante de una galería se muestran en

c) POZOS: someros, profundos, Ranney y sistema de puyones.-

Pozos someros

Un pozo somero es aquel que se ejecuta por medio de máquinas y herramientas mecánicas a profundidades menores de 30 m los mayores que esta profundidad se denominan pozos profundos. Los pozos someros pueden ser excavados de gran diámetro (1.5 a 3.0 m) y perforados con máquina de pequeño diámetro, llamados también tubulares.

Los pozos excavados llamados generalmente en nuestro medio "norias", tienen la ventaja sobre los de pequeño diámetro o tubulares el de proporcionar un volumen importante de almacenamiento de agua; además, permiten la

interpretación simultánea y combinada del registro eléctrico con el registro de perforación y si es necesario, con el registro de rayos gamma.

El proyecto de un pozo de producción para sistemas de abastecimiento público toma en cuenta el obtener agua de la mejor calidad, con la mayor producción posible, el más alto gasto específico para que los costos de operación y mantenimiento sean mínimos, seleccionar los materiales que garanticen la vida económica del pozo y hacer un dimensionamiento adecuado de sus partes, para obtener un costo adecuado.

El diseño de pozos en acuíferos granulares se caracteriza por la tubería de producción y por el desarrollo de zonas permeables alrededor del tubo filtro. La selección del diámetro de la cámara de bombeo depende de:

- a) del gasto de producción esperado y del diámetro nominal del tazón de la bomba de turbina vertical más eficiente por instalar.
- b) del área hidráulica de la cámara de bombeo que garantice la mejor eficiencia hidráulica.

El diámetro de la cámara de bombeo que toma en cuenta estos dos factores, corresponde al de dos tamaños que el requerido para los tazones, según se indica en la tabla siguiente:

DIAMETRO EN CAMARAS DE BOMBEO		
Gasto requerido del pozo, en l.p.s.	D I A M E T R O S	
	Nominal del tazón de la bomba, en cm.	Cámara bombeo en cm.
Menos de 5	10.0 (4")	21.9 (8-5/8")
5 a 20	17.8 (7")	27.3 (10-3/4")

D I A M E T R O S

Gasto requerido del pozo, en l.p.s.	Nominal del tazón de la bomba, en cm	Cámara bombeo en cm.
15 a 35	20.4 (8")	32.4 (12-3/4")
30 a 60	25.4 (10")	35.6 (14")
50 a 100	30.5 (12")	40.6 (15")
80 a 120	35.6 (14")	45.7 (18")
100 a 180	40.6 (16")	50.8 (20")

El diámetro de la cámara de producción es igual al diámetro del tubo filtro. Cuando en el diseño de un pozo se distingue la cámara de bombeo de la de producción se establece una relación entre los diámetros como se indica en la tabla siguiente:

D I A M E T R O S		
	EN	CM
Cámara de bombeo	Perforación	Cámara de Producción
35.6 (14")	31.12 (12 1/4")	16.8 (6-5/8")
40.6 (16")	38.10 (15")	21.9 (8-5/8")
45.7 (18")	44.45 (17 1/2")	27.3 (10-3/4")
50.8 (20")	47.00 (18 1/2")	32.4 (12-3/4")

Profundidad de un pozo.- Depende de los factores siguientes:

- a) de la profundidad a que se encuentre el límite inferior del último acuífero por aprovechar, cuando existen varios.
- b) del espesor del acuífero. Se estudiará la posibilidad de atravesarlo total o parcialmente, para obtener un gasto específico alto y para obtener un mayor abatimiento que permita aumentar su producción.
- c) De la calidad del agua. En unos casos limitará la profundidad y en otros la propiciará.

Selección del método de perforación.- Se requiere conocer diversos factores: el diámetro y profundidad del pozo, la formación geológica que haya que penetrar, etc.

El método de percusión es preferible cuando se atacan formaciones muy resistentes, independientemente de que sean sedimentarias, ígneas o metamórficas; también cuando se perfora roca con cavernas o alguna otra formación muy permeable.

El método rotatorio es recomendable en rocas duras sedimentarias, como dolomitas, rocas calcáreas, areniscas cementadas con cal y lutitas duras. Las rocas metamórficas y las ígneas pueden perforarse a velocidades aceptables con equipo rotatorio, aunque también el equipo de percusión trabaja bien.

Toma de muestras.- La obtención de muestras de una perforación es importante, para conocer las diversas características de las capas de material por atravesar. Existen diferentes formas de conocer la profundidad de la cual provienen las muestras, mediante muestreo periódico de la perforación, en el caso de máquinas rotatorias o de cuchareo a cortos intervalos en el caso de equipo de percusión. Las muestras permiten además, seleccionar la granulometría de los filtros y las aberturas de las ranuras de los ademes.

La muestra se recoge a la salida de la perforación mediante una malla, ano

tando de inmediato la profundidad, clasificación, etc. Las muestras se deben empaçar en forma adecuada para exámenes posteriores.

Registro de la perforación.- El registro diario de penetración, conjuntamente con la clasificación de las muestras, permite obtener el corte litológico del pozo, con el objeto de dar una adecuada terminación a esta. Se harán observaciones, tales como: variaciones bruscas del nivel del agua, consumo de fluidos de perforación, derrumbes, etc.

Terminación de un pozo.- Consiste en acabarlo al fin de que se le va a dar: de observación o de producción. Así un pozo tendrá secciones con ranuras o secciones ciegas o sin ademe: espacios anulares correspondientes a las aberturas en los ademes, con filtro, etc. Estos acabados tienen por objeto permitir realizar pruebas para conocer las características de los acuíferos que se pretenden explotar. Finalmente se efectúa la prueba de verticalidad.

Métodos de limpieza.- Terminada la perforación se requiere efectuar la limpieza del pozo. Debido a la necesidad de utilizar lodos de perforación, la penetración de éstos en los acuíferos perjudica el aprovechamiento óptimo de éstos, haciendo necesario el empleo de métodos de limpieza y desarrollo de pozos.

En la limpieza de pozos se aplican distintos métodos y se utilizan diferentes productos que activen la extracción de lodos y productos del corte

que no salieron durante la perforación.

Desarrollo y aforo.- El desarrollo adecuado de un pozo es importante para su limpieza, para efectuar las pruebas de aforo, bombeo y su posterior explotación. Cuando se desarrolla un pozo, se fomenta la formación de un filtro natural en su proximidad. Es recomendable producir agitación mediante interrupciones y reinicios de bombeo antes de cambiar de etapa; en la última, se efectuará con un gasto superior al de las pruebas de bombeo o al de explotación.

La prueba de aforo se realiza con los niveles recuperados al menos en un 80% y puede consistir también en una serie de etapas de bombeo, a gasto constante cada una de ellas. Es importante registrar la hora y el nivel dinámico a intervalos cortos, al iniciar o suspender el bombeo, por ejemplo a 1, 2, 4, 8, 15, 30, 60 minutos desde que se puso en funcionamiento la bomba y posteriormente espaciar las lecturas con objeto de poder construir la gráfica "Abatimiento vs logaritmo de tiempo".

La prueba de aforo permite proyectar el equipo de bombeo apropiado al pozo, comprobar su buen desarrollo y elegir el gasto adecuado de explotación. El análisis y la interpretación de los resultados de las pruebas de aforo dan la oportunidad de predecir el comportamiento y la evolución del acuífero aprovechado. Durante el aforo se tomarán muestras de agua para determinar su calidad físico-química.

Desinfección de pozos.- Haciendo el aforo del pozo se efectúa la protección sanitaria y la colocación de la estructura en la que se apoyará el equipo de bombeo. La protección sanitaria se diseña en función de la columna litológica que proporciona la perforación de explotación.

La desinfección se debe hacer como norma para todos los pozos destinados para sistemas de abastecimiento de agua potable. Para la desinfección de pozos, acuíferos y equipos de bombeo, se utiliza solución de cloro.

POZO RANNEY

La captación de acuíferos poco profundos como los subálveos de corrientes se mejora en comparación con norias y pozo Indio, por medio de pozos con drenes radiales. Se atribuye a Ranney el método denominado "Colectores tipo Ranney", habiéndose empleado en nuestro medio muy rara vez debido a su alto costo. La obra más notable realizada es la captación hecha en el Río Papagayo para la ciudad de Acapulco, Gro.

SISTEMA DE PUYONES (Well - point - systems)

Estos pozos someros de pequeño diámetro que también reciben el nombre de pozos hincados, se construyen de diversas maneras según el diámetro del pozo y la clase de terreno que atraviesa. Su construcción más común es en terreno blando y para obtener un gasto importante es necesario hincar varios; en este caso al conjunto de varios pozos se le denomina en nuestro medio

"Sistema de Puyones". Cuando la profundidad del pozo excede de 20 a 30 m, no son prácticos los procedimientos de hincado.

Los pozos perforados por el método de hinca, se construyen introduciendo en el terreno una punta coladora de pozo, denominada generalmente con el nombre de "puyón", ajustada al extremo de secciones de tubo de acero galvanizado debidamente acopladas. La punta se hinca hasta la formación acuíf^{er}a, usando equipo que incluye un martillo de impulsión, una tapa de hincado para proteger el extremo de la tubería ascendente durante la operación, un trípode, una polea y cuerda fuerte con o sin malacates. Cualquiera que sea el método se hinca (métodos manuales o con la ayuda de máquinas) primero se practica un agujero, cavando hasta una profundidad de 0.60 y 1.0 m y después se hinca la punta coladora de acero ("puyón"), hasta la profundidad deseada que generalmente varía de 3 a 15 m, dependiendo de la naturaleza del material y de la profundidad del nivel de agua freática.

El "Sistema de Puyones" se ha usado pocas veces en obras de abastecimiento público de agua potable, principalmente en localidades rurales y en muy pocos casos en localidades urbanas, como Coatzacoalcos, Ver., Ciudad del Carmen, Camp.; etc., debido a los gastos reducidos que se obtienen.

El diámetro de un puyón varía de 25 mm a 100 mm (1 a 4"), y la longitud de 0.60 a 3.0 m y se disponen con cedazos de varios tipos. Aproximadamente el gasto que se puede obtener de un puyón varía de 0.2 a 0.4 l.p.s. y su instalación se ha hecho situándolos con equidistancias que varían de 2.5 a 8m.

Los puyones se unen a una tubería principal que funciona como múltiple de succión, la que se une al equipo de bombeo.

ACUEDUCTO VALLE SAN NICOLAS - SAN JUAN DEL RIO

C A P T A C I O N

DISÑO DEL POZO TIPO PARA EL ABASTECIMIENTO DE AGUA A SAN JUAN DEL RIO, QRO.

Profundidad	80 mts.
Gasto	82 l.p.s.
Profundidad nivel estático	35.0 mts.
Profundidad nivel dinámico	51.1 mts.
Abatimiento del nivel estático	16.1 mts.

Diámetro del ademe de la cámara de bombeo

$$d_a = d_t + 6''$$

d_t = diámetro de tazón (12", ideal para extraer el gasto requerido)

6" = colchón para el impulsor

$$d_a = 12'' + 6''$$

$$d_a = 18''$$

Cálculo del diámetro exterior (sin incluir espesor de cementación)

$$d_b = d_a + 6''$$

$$d_b = 18'' + 6''$$

$$d_b = 24''$$

Diámetro de perforación total:

$$DT = db + 4''$$

$$DT = 24'' + 4'' = 28''$$

Las 4" corresponden al espesor de cementación que regularmente es de 2" por lado.

ANTEPRESUPUESTO

C O N C E P T O		UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNIT.	IMPORTE
N00E2	Perforación exploratoria de 0 a 100 mts de profundidad de 305 mm (12") de diámetro en material tipo II	m	80	1,646.00	131,680.00
P00C2	Ampliación de diámetro de perforación de 0 a 100 m de profundidad de 305 mm-445 mm (12" a 17-1/2") de diámetro nominal, en material clase II	m	80	1,079.00	86,320.00
P00H2	Ampliación de diámetro de perforación de 0 a 100 m de profundidad de 445 mm-711 mm (17-1/2" a 28") de diámetro nominal en material clase II	m	80	1,349.00	107,920.00
	Suministro de tubería ranurada tipo canastilla vertical para ademe de 457mm (18") de ϕ x 6.35mm (1/4") de espesor con ranura de 3 mm	m	59	3,619.12	213,528.00
	Suministro de tubería				

CONCEPTO	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNIT.	IMPORTE
lisa para ademe de - 457mm (18") de ϕ x - 6.35mm (1/4") de es- pesor	m	20	2,986.20	59,724.00
Suministro de tubería lisa para contra-ade- me de 609mm (24") de diámetro, de 6.35mm - (1/4") de espesor	m	20	3,395.50	67,910.00
Q00A8 Colocación de tubería ranurada hasta una -- profundidad de 300 m. de 457mm (18") de diá- metro con espesor de 6.35mm (1/4")	m	59	204.45	12,063.00
Q00A8 Colocación de tubería lisa hasta una profun- didad de 300 m de 457 mm (18") de diámetro con espesor de 6.35 - mm (1/4")	m	40	204.45	8,178.00
R00A23 Cementaciones de tube- rías de diversos diá- metros, por inyección de cemento en el espa- cio anular, para per- foraciones de diferen- tes diámetros, inclu- yendo tiempos de ope- ración del equipo y - cemento, así como aca- rreo primer kilómetro	m	20	690.85	13,817.00
S00A Suministro y coloca- ción de grava redon- deada, lavada y criba- da, para filtros de - pozos en diferentes - diámetros. Incluye a- carreo primer kilóme- tro	m	80	141.41	11,313.00

C O N C E P T O	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNIT.	IMPORTE
Registro eléctrico corrido con aparato que proporcione 3 curvas, una de potencial natural y 2 de resistividad	regtro.	1	21,379.52	21,380.00
Tratamiento con dispersor de arcilla incluyendo el producto, su colocación y agitación dentro del pozo	l.	480	97.12	46,618.00
Desarrollo y aforo o prueba de bombeo ejecutado con bomba vertical, tipo turbina columna de 203 mm (8") de diámetro	lote	1.0	36,159.00	36,159.00
Hora efectiva de bombeo adicional a las primeras 24 hrs.	h.e.	12	536.00	6,432.00
		TOTAL		823,042.00

COSTO POR POZO	\$ 823,042.00
CASETA DE OPERACION Y CONTROL	23,000.00
	<u>\$ 846,042.00</u>

Primera Etapa

3 pozos x \$ 846,042.00 = 2'538,126.00

Segunda Etapa

1 pozo x \$ 846,042.00 = 846,042.00

FIG. III. 14

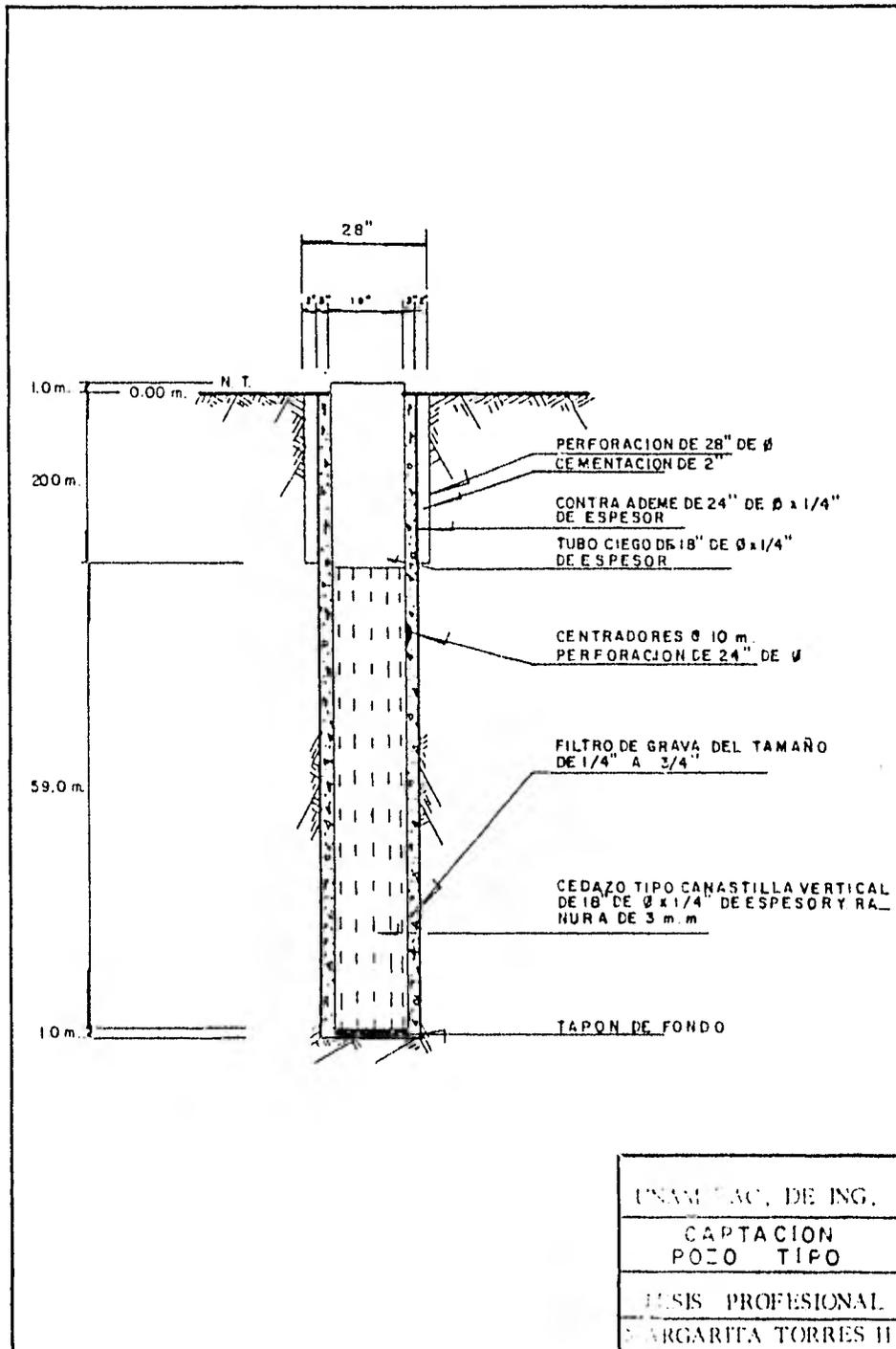


FIG. III.15

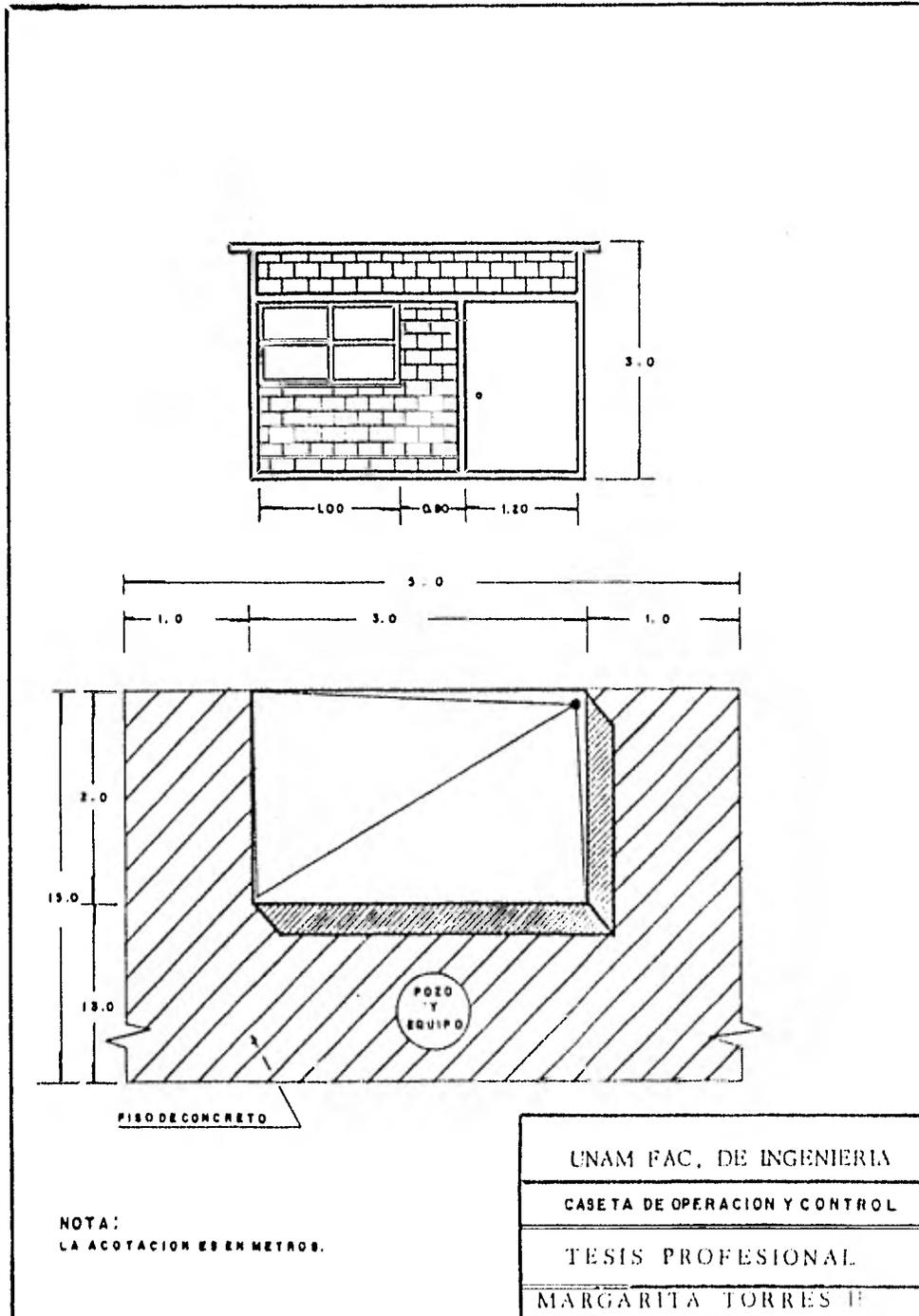
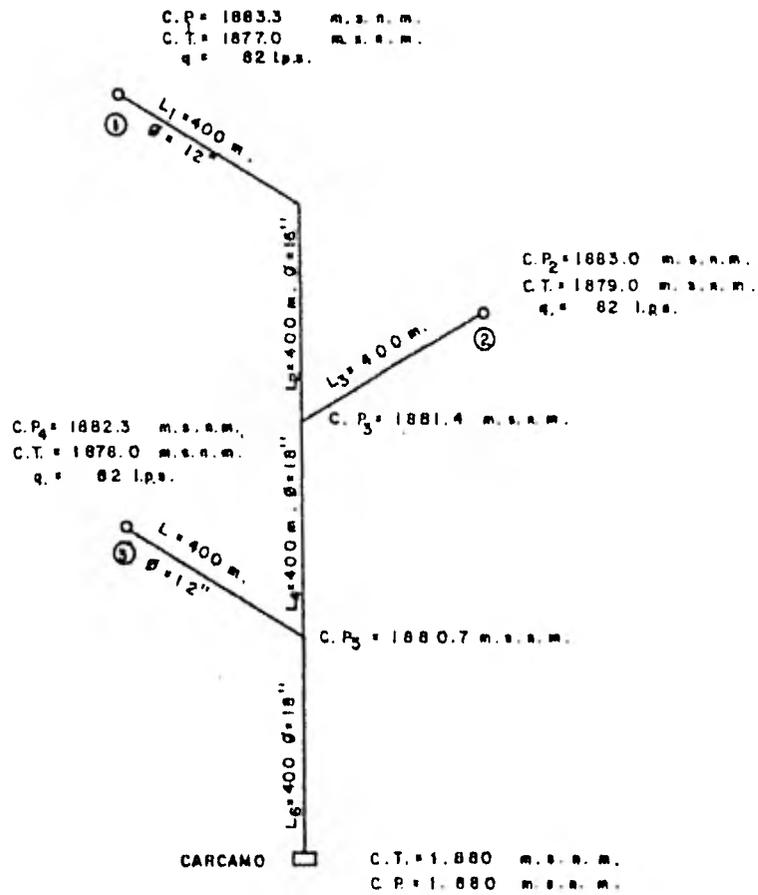


FIG. III.16

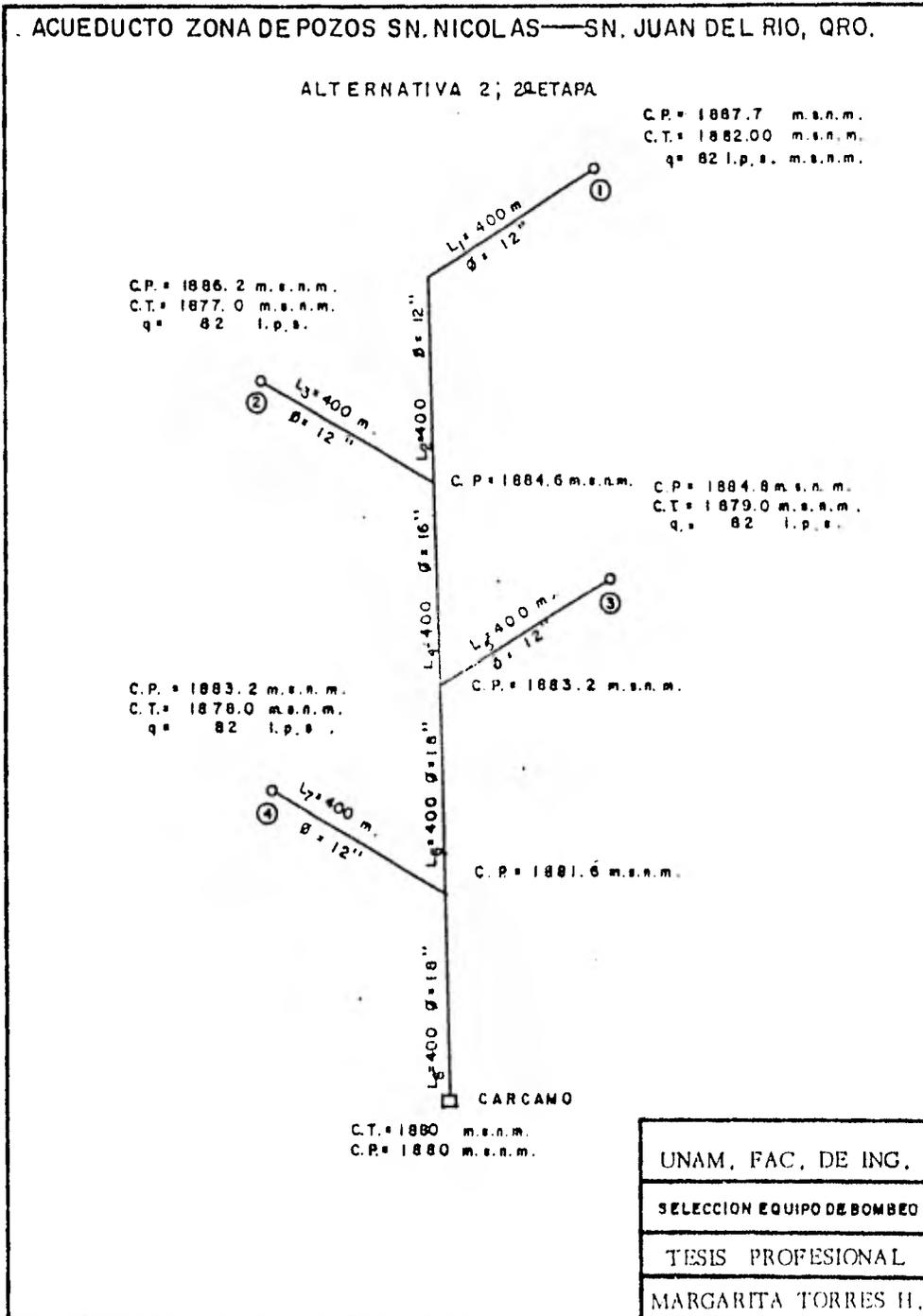
ACUEDUCTO ZONA DE POZOS SN NICOLAS-SN JUAN DEL RIO, QRO.

ALTERNATIVA 2; 1^a ETAPA



UNAM FAC. DE ING.
SELECCION EQUIPO DE BOMBEO
TESIS PROFESIONAL
MARGARITA TORRES H.

FIG. III.17



Línea de Interconexión

Primera Etapa

∅ = 18"	= 800 m	A-5
∅ = 16"	= 400 m	A-5
∅ = 12"	= 1200 m	A-5

Tarifa catálogo de precios unitarios SAHOP 1980

∅ = 18"	A-5		
Volumen de Terracerías (Fig. III.16)			
Excavación	1254 m ³ x \$ 82.95	=	\$ 104,019.00
Plantilla	92 m ³ x \$ 99.54	=	9,160.00
Relleno a volteo	1162 m ³ x \$ 25.20	=	29,280.00
Relleno compact.	1162 m ³ x \$ 83.28	=	96,771.00
Inst., junteo y prueba		=	61,520.00
Adquisición		=	<u>674,120.00</u>
		SUMA	\$ 974,870.00
∅ = 16"	A-5		
Excavación	560 m ³ x \$ 82.95	=	\$ 46,450.00
Plantilla	40 m ³ x \$ 99.54	=	3,980.00
Relleno a volteo	260 m ³ x \$ 25.20	=	6,550.00
Relleno compact.	260 m ³ x \$ 83.28	=	21,655.00
Inst., junteo y prueba		=	25,544.00
Adquisición		=	<u>279,440.00</u>
		SUMA	\$ 383,619.00
∅ = 12"	A-5		
Excavación	1275 m ³ x \$ 82.95	=	\$ 105,762.00
Plantilla	102 m ³ x \$ 99.54	=	10,153.00
Relleno a volteo	586 m ³ x \$ 25.20	=	14,780.00
Relleno compact.	587 m ³ x \$ 83.28	=	48,844.00
Inst. junteo y prueba		=	59,952.00

Adquisición	=	<u>504,540.00</u>
	SUMA	\$ 744,031.00
Piezas especiales		
0.15 x 1'863,029.00	=	<u>279,454.00</u>
	TOTAL	= 2'381,974.00

	Segunda Etapa		
$\varnothing = 12''$	L = 800 m		
Excavación	850 m ³ x \$ 82.95	=	\$ 70,508.00
Plantilla	68 m ³ x \$ 99.54	=	6,770.00
Relleno compactado	391m ³ x \$ 83.28	=	32,562.00
Relleno a volteo	391 m ³ x \$ 25.20	=	9,853.00
Inst., junteo y prueba		=	39,968.00
Adquisición		=	<u>151,572.00</u>
		SUMA	\$ 311,233.00
Piezas especiales		=	<u>46,685.00</u>
		TOTAL	\$ 357,918.00

Conducción

Análisis del diámetro económico

km 0 + 000 - km 12 + 800

$\varnothing = 18''$

A = 0.164 m²

k = 0.006688

e = 5.0 cm

Volúmen de terracería

Excavación 1.6675 m³/m.l. x 12,800 m = 21,344 m³

Plantilla 0.115 m³/m.l. x 12,800 m = 1,472 m³

Volúmen compactado, para fines presupuestales se toma como:

$$\frac{21,344 - 1,472}{2} = 9,936 \text{ m}^3$$

volumen a volteo:

9,936 m³

Ø = 20"

A = 0.203 m³

k = 0.03815

e = 5.5 cm

volúmen de terracerías

Excavación 1.8 m³/m.l. x 12,800 m = 23,040 m³

Plantilla 0.120 m³/m.l. x 12,800 m = 1,536 m³

Volumen compactado

$$\frac{23,040 - 1,536}{2} = 10,752 \text{ m}^3$$

Volumen a volteo

10,752 m³

Ø = 24"

A = 0.292 m³

k = 0.01439

e = 4.9 cm

Volumenes de terracerías

Excavación $2.145 \text{ m}^3/\text{m.l.} \times 12,800 \text{ m} = 27,456 \text{ m}^3$

Plantilla $0.13 \text{ m}^3/\text{m.l.} \times 12,800 \text{ m} = 1,664 \text{ m}^3$

Volumen compactado

$$\frac{27,456 - 1,664}{2} = 12,896 \text{ m}^3$$

Volumen a volteo

12,896 m³

CALCULO DEL DIAMETRO MAS ECONOMICO EN LINEAS DE CONDUCCION

Tarifa "D" Catálogo SAHOP 1980

"ZONA DE POZOS SAN NICOLAS"

O B H A - San Juan del Río, Oro.

Diámetro Nom		Area en m ²	Gasto en m ³ /s	Velocidad en m/s	Long Linea en m	Q ²	Coefficiente de Fricción Manning n	Constante de Manning (K)	Pérdida por Fricción hf=LQ ² K en m	% hf Otras Pérdidas	Desnuel h	H ₁ hf+Z ₁ ht h	O H (Oent/s)	76 q q+80 %	HP=101 76 q
m m	pulg	(A)	(Q)	(V)	(L)			(K)	en m						(1)
457	18	0.164	0.244	1.49	12.800	0.059	0.010	0.06688	51.0		62.0	113.0	27.572	60.8	454.0
508	20	0.200	0.244	1.20	12.800	0.059	0.010	0.03815	29.1		62.0	91.1	22.228	60.8	366.0
610	24	0.292	0.244	0.83	12.800	0.059	0.010	0.01439	11.0		62.0	73.0	17.812	60.8	293.0

GOLPE DE ARIETE

Presión de trabajo de la tubería Kg/cm ²	Diámetro nominal d(cm)	Espesor pared tubo e(cm)	V en m/s	145 V	E ₀ d	E ₁ e	$\frac{E_0 d}{E_1 e}$	$1 + \frac{E_0 d}{E_1 e}$	$\sqrt{1 + \frac{E_0 d}{E_1 e}}$	Sobrepresión hf=145 V ² L t.e.	Sobrepresión absorbida por válvula R P=0.76 h	Sobrepresión absorbida por tubería 70% h	Carga normal de operación (en m)	Presión total: 20% h + carga normal de operación
14.0	45.7	5.0	1.59	216.1	954.619	1'640.000	0.58	1.58	1.26	172	138	34	113.0	147.0
14.0	50.8	5.5	1.20	174.0	1'050.036	1'804.000	0.58	1.58	1.26	138	110	28	91.1	119.0
10.0	61.0	4.9	0.83	120.4	2'448.668	1'607.200	1.54	2.54	1.60	75	60	15	77.0	92.0

V: Velocidad inicial del agua (m/s) - E₀: Módulo de elasticidad del agua (20670 Kg/cm²) - E₁: Módulo de elasticidad de los paredes del tubo (para asbesto cemento: 320,000, para el acero 2,100,000, para PVC: 27000 Kg/cm²)

167-A

CONCEPTO	DIAMETRO: 457 mm (18") CLASE A-14				DIAMETRO: 508 mm (20") CLASE A-14				DIAMETRO: 610 mm (24") CLASE A-10			
	Cont	Unid	Precio U	Importe	Cont	Unid	Precio U	Importe	Cont	Unid	Precio U	Importe
Excav. mol. clase A		m ³				m ³				m ³		
Excav. mol. clase B	1.144	m ³	82.95	1'170.585	23.04	m ³	82.35	1'911.168	27.45	m ³	82.95	2'277.475
Excav. mol. clase C		m ³				m ³				m ³		
Planchilla apisonada	1.422	m ²	99.54	142.522	15.26	m ²	99.54	151.893	1.66	m ²	99.54	165.635
Inst. junta y prueba tubería	2.800	m	132.65	371.420	12.800	m	152.42	1'951.360	12.800	m	163.80	2'096.640
Relevo compactado	9.936	m ³	53.25	529.172	10.75	m ³	83.25	895.104	12.896	m ³	83.25	1'073.592
Relevo a volteo	9.936	m ³	25.40	252.387	10.75	m ³	25.40	273.050	12.896	m ³	25.40	327.479
Atraveses de concreto		m ³				m ³				m ³		
Costo de tubería	2.800	m	1806.60	5058.480	12.800	m	169.30	2167.040	12.800	m	2382.90	30501.120
Costo total de conex. (2)				27'816.966				31'012.515				36,439.541

RESUMEN

Presión de trabajo Kg/cm ²	DIAMETRO NOMINAL		H P (1)	K W h (2)	Costo por hora tubería (3)	Carga anual de tubería (4)	Costo total de conducción (5)	Carga anual de operación (conducción) (6)	Costo anual de bomba para operación de 365 días (7)
	m m	pulg							
14.0	457	18	454.0	338.6	2'366.6	2'075.215	27'816.966	2'563.336	2'518.551
14.0	508	20	366.0	271.2	1'991.1	1'696.547	31'012.515	2'483.757	2'140.604
10.0	610	24	291.0	213.5	151.5	1'376.332	36'439.541	2'156.816	1'851.200

Costo de K.W.h: \$ 0.695 (2); (1): 0.457 (3); (2): 0.695 (4); (3): 0.695 (5); (4): 0.695 (6); (5): 0.695 (7)

NOTA: El diámetro más económico está dado por el menor costo determinado en la columna (7)

De la tabla se obtiene que:

El diámetro de 18" resulta ser el económico. La clase de tubería seleccionada soporta una presión de 140 m.c.a. y la tubería en la tabla tiene una carga de 147 m.c.a. siendo este un valor representativo, ya que la tubería soporta un poco más de la carga de 140 m.c.a. y la pendiente del terreno varía de tal forma que si se analizara por tramos las clases de tubería disminuirían.

Costo de conducción = \$ 27'816,966.00

Piezas especiales

15% del costo de adquisición de la tubería

$$\$ 34'044,490 \times 0.15 = \$ 5'106,674.00$$

Selección de equipo

Primera Etapa

Pozo No. 1

$$Q = 82 \text{ l.p.s.} = 1,301 \text{ g.p.m.}$$

$$\text{Gasto por equipo} \quad Q/E = 82 \text{ l.p.s.}$$

Número de equipos = 1

Cota piezométrica = 1883.3 m.s.n.m.

cota de terreno = 1877.0 m.s.n.m.

N.D. = 51.1 m

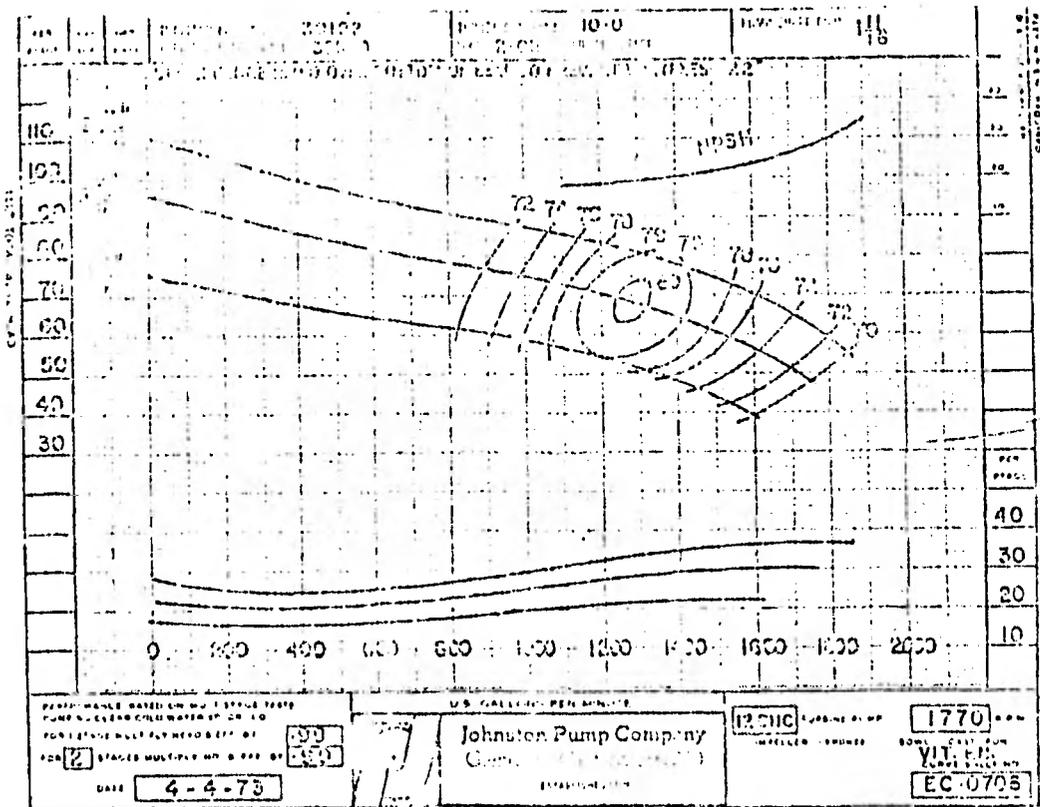
$$\text{C.D.T.} = 51.1 + 3.0 (\text{perd.men.}) + 1883.3 - 1877.0 = 60.4 \text{ m}$$

$$60.4 \text{ mts} = 198.1 \text{ pies}$$

De las gráficas de equipo

bomba H 12 G H C 1760 r.p.m. (Fig. III.17)

FIG. III.18



Carga dinámica por tazón

$$H_{D/T} = 80'$$

Número de tazonos

$$\# \text{ HT} = \frac{198.1}{80} \doteq 3$$

Carga dinámica real por tazón

$$H_{DR/T} = 66.0'$$

Eficiencia

$$= 80\%$$

$$\text{HP} = \frac{60.4 \times 82}{0.80 \times 76} = 81.4$$

Motor eléctrico comercial = 100 HP

Ø flecha 1 3/16" (Fig. III.9)

Ø columna 10" (Fig. III.10)

Ø pzas, esp. 10"

cabezal 16 1/2" x 10" (Fig. III.11)

Antepresupuesto

3 tazonos	\$ 74,000.00
19 tramos columna 24,000 x 19 =	456,000.00
1 colador	5,000.00
1 cabezal	<u>60,000.00</u>
	\$ 595,000.00
1 bomba	\$ 595,000.00
1 motor	302,000.00
Centro control de motores	170,000.00

fontanería	110,000.00
eq. medición	<u>100,000.00</u>
	1'277,000.00

Equipos 3 pozos

$$1'277,000 \times 3 = 3'831,000$$

Subestación eléctrica y electrificación de pozos

Electrificación rural:

Distribución de energía eléctrica a una tensión de 13,000 volts., 3 fases, 60 ciclos, dicha línea comprende:

Postería de concreto (distancia interpostal normal en terreno plano no contaminado)

Herrajes y accesorios

Protecciones.

Costo por km \$ 250,000.00

$$2 \text{ km} \times \$ 250,000.00 = \$ 500,000.00$$

Subestación eléctrica:

Subestación eléctrica (pozo) tipo "H" de 112.5 KVA compuesta por:

Poste de concreto octagonal 30' de altura norma CFE

2 crucetas

Herrajes y accesorios

Equipo y material para alta tensión

Equipo y material para baja tensión

Transformador de 112.5 KVA

Costo de subestación = \$ 165,000.00

$$3 \text{ subestaciones} \times \$ 165,000.00 = \$ 495,000.00$$

Cárcamo de bombeo

$$Q = 164 \text{ l.p.s.}$$

Gasto por equipo Q/E = 82 l.p.s. = 1300 q.p.m.

equipos = 2+1

Cota piezométrica = 1965.0 m.s.n.m.

Cota de terreno = 1,880 m.s.n.m.

C.D.T. = 1965.5 - 1880.0 + 5.0 (pérdidas) = 90.5 mts = 297.0 pies

Bomba 12 HS Jacuzzi 1760 r.p.m. (Fig. III.19)

Carga dinámica por tazón

$$H_{D/T} = 60'$$

Número de tazonos

$$\#T = \frac{297.0}{60} \doteq 5$$

Carga dinámica real por tazón

$$H_{DR/T} = 59.4$$

Eficiencia

$$\eta = 84\%$$

$$\text{HP} = \frac{90.0 \times 82}{0.84 \times 76} \doteq 116.0 \text{ HP}$$

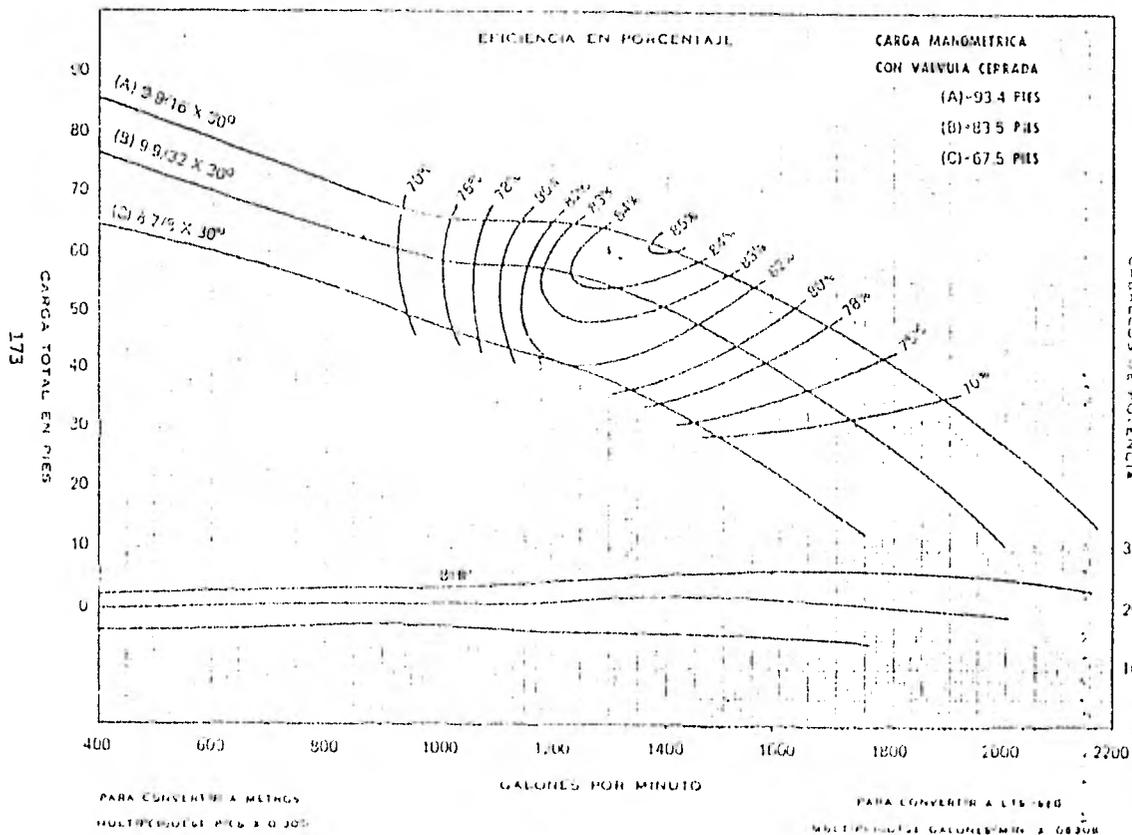
Motor eléctrico comercial = 150 HP

Ø flecha	1 1/2"	(Fig. III.9)
Ø columna	10"	(Fig. III.10)
Ø pzas. esp.	10"	
cabezal	24 1/2" x 10"	(Fig. III.11)

JACUZZI-UNIVERSAL, S. A.
MONTERREY N. L.

CURVA DE RENDIMIENTO PARA BOMBA TURBINA

12HS
SECCION
2120
DICIEMBRE
15 DE 1970



NUMERO DE TAZONES	CAMBIO DE EFICIENCIA
1	-4
2	-2
3	-1

El cambio de eficiencia puede afectar la carga y el cabezal.

Últim. Tazón 11.4 Plg.
Num. Tazón 2915 S.C.I.
Num. Impulsor 2953.
BRONCE

Area del Ojo del Impulsor 32.4 Plg²
Tipo Impulsor ABIERTO
K = 190

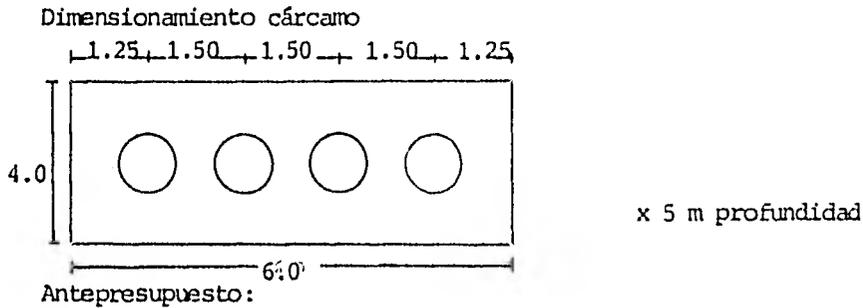
RENDIMIENTO POR ETAPA

Curva No. 12H 24
R.P.M. 1720
Tazón 12HS

La eficiencia solo basada en el bombeo de agua lim.
pie a una temperatura que no exceda de 30°C.
180°F y que este libre de gas, aire o abrasivos.
y con los impulsores ajustados apropiadamente y los tazones sumergidos

CABEZAL DE POTENCIA

FIG. III.19



Costo por bomba:

5 tazones	\$ 145,000.00
1 tramo de columna	27,000.00
1 colador (canasta)	8,000.00
1 cabezal	<u>97,000.00</u>
	\$ 227,000.00
3 bombas	\$ 831,000.00
3 motores	1'125,000.00
centro control de motores	372,000.00
fontanería	675,000.00
equipo de medición	<u>200,000.00</u>
	\$ 3'203,000.00

Costo de obra civil

$$\text{Vol.} = 6\text{m} \times 4\text{m} \times 5\text{m} = 120 \text{ m}^3$$

$$120 \text{ m}^3 \times \$ 3,500/\text{m}^3 = \$ 420,000.00$$

Subestación eléctrica y electrificación.

Electrificación rural:

Distribución de energía eléctrica a una tensión de 13,200 volts, comprende:

Centro control de motores:

1 arrancador magnético con auto transformador

1 lote de materiales para baja tensión

Costo centro control de motores = \$ 170,000.00

$$h_{f1} = (0.58350) (400 \text{ m}) (0.082)^2 = 1.6$$

$$h_{f2} = (0.12610) (400 \text{ m}) (0.082)^2 = 0.3$$

$$h_{f4} = (0.06688) (400 \text{ m}) (0.164)^2 = 0.7$$

$$h_{f1} = h_{f3} = h_{f5}$$

$$h_{f4} = h_{f6}$$

$$C.P._5 = 1880 \text{ m} + 0.7 = 1880.7$$

$$C.P._4 = 1880.7 + 1.6 = 1882.3$$

$$C.P._3 = 1880.7 + 0.7 = 1881.4$$

$$C.P._2 = 1881.4 + 1.6 = 1883.0$$

$$C.P._1 = 1881.4 + 0.3 + 1.6 = 1883.3$$

Selección de equipo

PRIMERA ETAPA

Pozo	Nivel Dinámico	Cota Piezométrica	Cota Terreno	Perdid. menores	HT (m)	HT (pies)	HP req.	HP Comerc.
1	51.1	1883.3	1877.0	3.0	60.4	198.1	81.4	100
2	51.1	1883.0	1879.0	3.0	58.1	190.6	78.4	100
3	51.1	1882.3	1878.0	3.0	58.4	191.6	78.8	100

SEGUNDA ETAPA

$Q_T = 244 \text{ l.p.s.} =$

$Q/E = 82 \text{ l.p.s.} = 1,301 \text{ G.P.M.}$

Pozo	Nivel Dinámico	Cota Piezométrica	Cota Terreno	Perdidas menores	HT (m)	HT (pies)	HP req.	HP Comerc.
1	51.1	1887.7	1882.0	3.0	59.8	196.2	80.6	100
2	51.1	1886.2	1877.0	3.0	63.3	207.7	85.4	100
3	51.1	1884.8	1879.0	3.0	59.9	196.5	80.8	100
4	51.1	1883.2	1878.0	3.0	59.3	194.6	80.0	100

Equipar 1 pozo adicional

1'277,000

Subestación eléctrica y electrificación de pozos

Electrificación rural:

Costo por Km = \$ 250,000.00

Subestación eléctrica

Costo por subestación = \$ 165,000.00

Cárcamo de rebombeo

$Q = 244 \text{ l.p.s.}$

Gasto por equipo $Q/E = 81.3 \text{ l.p.s.} = 1288.6 \text{ G.P.M.}$

equipos = 1 adicional

Cota piezométrica = 1993.0 m.s.n.m.

Postería de concreto

Herrajes y accesorios

Protecciones

Costo por Km = \$ 250,000.00

2 km = \$ 500,000.00

Subestación eléctrica:

Subestación eléctrica compacta compuesta de:

1 gabinete de medición

1 gabinete de cuchilla de pruebas

1 gabinete con seccionador tripolar

1 gabinete de acoplamiento

1 transformador de distribución

Costo de subestación = \$ 780,000.00

Centro Control de motores:

1 arrancador magnético

1 lote de materiales para baja tensión para motor de 150 HP

Costo centro control de motores = \$ 372,000.00

Contratación para servicio de alta tensión

Tarifa "6" \$ 38,000.00

Cota de terreno = 1880.0 m.s.n.m.

C.D.T. = 1993.0 = 1880 + 4 = 117 mts = 384.0 pies

Bomba 12 HS 1760 r.p.m. Jacuzzi Fig. III.19

Carga dinámica por tazón:

$$H_{D/T} = 60'$$

Número de tazones

$$\#HT = \frac{384.0}{60} \doteq 7$$

Carga dinámica real por tazón:

$$H_{DR/T} = 54.8'$$

Eficiencia:

$$\eta = 84 \%$$

$$HP = \frac{117 \times 81.3}{0.84 \times 76} = 149 \text{ HP}$$

Motor eléctrico comercial = 150 HP

∅ flecha	1 1/2"	(Fig. III.9)
∅ columna	10"	(Fig. III.10)
∅ piezas espec.	10"	
cabezal	24 1/2" x 10"	(Fig. III.11)

Antepresupuesto

Costo por bomba:

7 tazones	\$ 188,000.00
1 tramo de columna	27,000.00

1 colador (canasta)	8,000.00
1 cabezal	<u>97,000.00</u>
	SUMA 320,000.00
6 tazones adicionales	130,000.00
1 bomba	320,000.00
1 motor	375,000.00
centro control de motores	170,000.00
fontanería	<u>125,000.00</u>
	SUMA 1'120,000.00

Subestación eléctrica y electrificación:

Ampliación de subestación existente compuesta por:

2 gabinetes de seccionador tripolar

2 gabinetes de acoplamiento

transformador de 150 KVA

Costo de ampliación = \$ 800,000.00

Ampliación de contratación para servicio de alta tensión tarifa "6"

\$ 18,000.00

REGULARIZACION

La regularización se hace con el objeto de transformar el régimen de aportaciones en un régimen de demandas, el régimen de aportaciones puede ser constante durante las 24 horas del día o solamente durante unas cuantas horas. El de demandas es variable en todos los casos. Se almacena agua sobrante - cuando el gasto que se consume es menor que el de las aportaciones y este

almacenamiento proporciona el agua requerida para el consumo cuando el gasto que se consume es mayor que el que proporciona la conducción.

ALMACENAMIENTO

El almacenamiento se hace con el objeto de disponer de una cantidad de agua como reserva para abastecer a una población durante el tiempo que se suspenda el servicio de la conducción ya sea por desperfecto de ésta, de la fuente de captación o porque exista una contaminación eventual en esta última.

Tanto la regularización como el almacenamiento se logra por medio de un depósito. Es conveniente que este sirva para los dos objetos salvo que las condiciones económicas de la localidad y otras razones no lo permitan, entonces sólo se buscará solución al problema de la regularización.

CLASIFICACION

Los tanques de regularización o de almacenamiento se pueden clasificar atendiendo a:

1. Materiales
2. Forma
3. Posición respecto a la superficie
4. Localización respecto a la red de distribución

1.- Atendiendo a los materiales que intervienen en su construcción, se divi-

den en tanques de acero, de concreto, de mampostería, de madera, de tierra.

2.- Forma.- Con respecto a la capacidad del depósito, la forma más apropiada será la que dé para el mismo volumen la menor superficie o el menor perímetro. Se pueden clasificar en: esféricos o semiesféricos, circulares rectangulares y otras formas.

3.- Posición respecto de la superficie.- De acuerdo con esto pueden ser: superficiales, enterrados y elevados.

4.- Localización respecto a la red de distribución. Según la ubicación del tanque en la red, se dividen en dos tipos:

- a) Depósito alimentador por el cual pasa el gasto antes de entrar a la red de distribución, y
- b) Depósito de equilibrio el cual puede estar situado en el extremo de la red y por lo tanto únicamente recibe el agua sobrante de la red.

CAPACIDAD

Para determinar la capacidad de un tanque de regularización se necesitan conocer los siguientes datos:

1. El régimen de aportación, el cual puede ser constante durante las 24 horas del día o solamente durante unas cuantas horas como sucede en el caso del bombeo.

2. El régimen de demandas, variable en todos los casos.

Para poder fijar el régimen de demandas es necesario tener datos de las demandas horarias de algunas ciudades de la República Mexicana que pueden considerarse como representativas de gran número de centros de población.

Cuando el sistema funciona por bombeo es posible hacer variar el régimen de aportaciones de tal manera que se parezca lo más posible al de demandas.

En seguida se hará la determinación de los coeficientes de regularización para 24, 20 y 16 horas de bombeo, tomando en cuenta las demandas horarias para poblaciones chicas con clima templado de la República Mexicana.

DETERMINACION DE LA CAPACIDAD DE UN TANQUE REGULADOR PARA DIFERENTES HORAS DE BOMBEO

HORAS	DEMANDA	24 HRS. DIARIAS			20 HRS. DIARIAS			16 HRS. DIARIAS		
		BOMB.	DIF.	S.D.	BOMB.	DIF.	S.D.	BOMB.	DIF.	S.D.
	%	%	%	%	%	%	%	%	%	%
0- 1	45	100	+	55 + 55	0	-	45 - 45	0	-	45 - 45
1- 2	45	100	+	55 +110	0	-	45 - 90	0	-	45 - 90
2- 3	45	100	+	55 +165	0	-	45 - 135	0	-	45 - 135
3- 4	45	100	+	55 +220	0	-	45 - 180	0	-	45 - 180
4- 5	45	100	+	55 +275	120	+	75 - 105	0	-	45 - 225
5- 6	60	100	+	40 +315	120	+	60 - 45	0	-	60 - 285
6- 7	90	100	+	10 +325	120	+	30 - 15	150	+	60 - 225
7- 8	135	100	-	35 +290	120	-	15 - 30	150	+	15 - 210
8- 9	150	100	-	50 +240	120	-	30 - 60	150	00	- 210
9-10	150	100	-	50 +190	120	-	30 - 90	150	00	- 210
10-11	150	100	-	50 +140	120	-	30 - 120	150	00	- 210
11-12	140	100	-	40 +100	120	-	20 - 140	150	+	10 - 200
12-13	120	100	-	20 + 80	120	00	- 140	150	+	30 - 170

HORAS	DEMANDA %	24 HRS. DIARIAS			20 HRS. DIARIAS			16 HRS. DIARIAS		
		BOOMB. %	DIF. %	S.D. %	BOOMB. %	DIF. %	S.D. %	BOOMB. %	DIF. %	S.D. %
13-14	140	100	- 40	+ 40	120	- 20	- 160	150	+ 10	- 160
14-15	140	100	- 40	000	120	- 20	- 180	150	+ 10	- 150
15-16	130	100	- 30	- 30	120	- 10	- 190	150	+ 20	- 130
16-17	130	100	- 30	- 60	120	- 10	- 200	150	+ 20	- 110
17-18	120	100	- 20	- 80	120	00	- 200	150	+ 30	- 80
18-19	100	100	000	- 80	120	+ 20	- 180	150	+ 50	- 30
19-20	100	100	000	- 80	120	+ 20	- 160	150	+ 50	+ 20
20-21	90	100	+ 10	- 70	120	+ 30	- 130	150	+ 60	+ 80
21-22	90	100	+ 10	- 60	120	+ 30	- 100	150	+ 60	+ 140
22-23	80	100	20	- 40	120	+ 40	- 60	0	- 80	+ 60
23-24	60	100	+ 40	000	120	+ 60	000	0	- 60	00

Cálculo del coeficiente de regularización para 24 horas.

$$\% \text{ máximo } (-) = -80; \quad \% \text{ máximo } (+) = + 325$$

$$\text{Suma de } \% \text{ máx. } (-) \text{ y } \% \text{ máx. } (+) = 325 + 80 = 405\%$$

$$C = \text{Capacidad} = \frac{Q_{\text{máx}} \text{ diario} \times 4.05 \times 3600}{1000} = 14.58 \times Q_{\text{máx}} \text{ diario}$$

$$C = 14.58 \times Q_{\text{máx}} \text{ diario } (M^3)$$

14.58 es el coeficiente de regularización para 24 horas.

Cálculo del coeficiente de regularización para 20 horas.

$$C = \frac{Q_{\text{máx}} \text{ diario} \times 2.00 \times 3600}{1000} = 7.2 \times Q_{\text{máx}} \text{ diario}$$

$$\text{Máximo} = 0$$

7.2 es el coeficiente de regularización para 20 horas

$$\text{Mínimo} = -200$$

Cálculo del coeficiente de regularización para 16 horas

$$C = \frac{Q_{\text{máx}} \text{ diario} \times 4.25 \times 3600}{1000} = 15.3 \times Q_{\text{máx}} \text{ diario}$$

$$M \text{ máx} = -140$$

15.3 es el coeficiente de gasto para 16 horas

$$M \text{ mín} = \underline{-285}$$

$$425\%$$

Regularización

Presupuesto.

PRIMERA ETAPA

Q = 164 l.p.s.

Capacidad: tomando el coeficiente de regularización para 24 horas.

$c = 164 \text{ l.p.s.} \times 14.58 \doteq 2390 \text{ m}^3$

Costo por m³ de regularización (en función de la zona y la capacidad total)

= \$ 1,100/m³

$2390 \text{ m}^3 \times \$ 1,100.00/\text{m}^3 = \$ 2'629,000.00$

SEGUNDA ETAPA

Gasto total 244 l.p.s.

Gasto por regular = 80 l.o.s.

$C = 80 \text{ l.p.s.} \times 14.58 \doteq 1,170 \text{ m}^3$

$1,170 \text{ m}^3 \times \$ 1,100.00/\text{m}^3 = \$ 1'287,000.00$

Para la regularización será necesario construir otro módulo de 1,170 m³ de capacidad.

ACUEDUCTO ZONA DE POZOS SAN NICOLAS - SAN JUAN DEL RIO, QRO.

RESUMEN DE ANTEPRESUPUESTO

INDEMNIZACIONES

Captación

Pozos 15.0 m x 6.0 m = 75.0 m²

4 pozos x 75.0 m² = 300 m²

Línea de interconexión

10 m x 3,200 m = 32,000 m²

Conducción

Longitud = 12,800

Ancho = 20m

Area = 12,800 m x 20 m = 256,000 m²

Regularización 2,500 m²

SUMA: 290,800 m²

290,800 m² ÷ 29.1 Ha.

29.1 Ha x \$ 50,000/Ha = \$ 1'455,000 ÷ \$ 1.46 M

RESUMEN DEL PRESUPUESTO DE CAPTACION

PRIMERA ETAPA

CONCEPTO	IMPORTE
Perforación, desarrollo y aforo de 3 pozos profundos en la zona de San Nicolás	
3 pozos x 823,042	1'469,126.00

CONCEPTO	IMPORTE
Caseta de operación y control 3 casetas x 23,000	69,000.00
Línea de interconexión y piezas especiales	<u>2'381,974.00</u>
TOTAL	4'920,100.00
Cárcamo de bombeo 6m x 4m x 5m	420,000.00

SEGUNDA ETAPA

Perforación, desarrollo y aforo de 1 pozo profundo en la zona de San Nicolás	823,042.00
Caseta de operación y control	23,000.00
Línea de interconexión y piezas especiales	<u>357,918.00</u>
TOTAL	1'203,960.00

RESUMEN DE PRESUPUESTO CONDUCCION

Excavación	1'770,485.00
Plantilla	146,522.00
Instalación junteo y prueba de tubería	1'697,920.00
Relleno compactado	827,172.00
Relleno a volteo	<u>250,387.00</u>
TOTAL	4'692,486.00
Adquisición de tubería	23'124,480.00
Piezas especiales 15%	<u>3'468,672.00</u>
SUMA	<u>26'593,152.00</u>
TOTAL	31'285,638.00

RESUMEN DE PRESUPUESTO EQUIPOS ELECTROMECHANICOS - POZOS

	1A. ETAPA	2A. ETAPA
Bombas	1'785,000.00	595,000.00
Motores	906,000.00	302,000.00
Fuerza (Centro control de Motores)	510,000.00	170,000.00
Fontanería	330,000.00	110,000.00
Equipos de medición	300,000.00	100,000.00
	<u>3'831,000.00</u>	<u>1'277,000.00</u>
Subestación y Electrificación	995,000.00	415,000.00

RESUMEN DE PRESUPUESTO EQUIPOS ELECTROMECHANICOS CARCAMO DE REBOMBEO

	1A. ETAPA	2A. ETAPA
Bombas	831,000.00	320,000.00
Motores	1'125,000.00	375,000.00
Fuerza (centro control de motores)	372,000.00	170,000.00
Fontanería	375,000.00	125,000.00
Equipo de medición	200,000.00	
Equipo adicional		<u>130,000.00</u>
	<u>2'528,000.00</u>	<u>1'120,000.00</u>
Subestación y Electrificación	1'280,000.00	800,000.00
Contratación	38,000.00	18,000.00

ACUEDUCTO ZONA DE POZOS SAN NICOLAS - SAN JUAN DEL RIO, QRO.

PLANTILLA DE PERSONAL PARA OPERACION Y MANTENIMIENTO

PRIMERA ETAPA

	Personas por turno	Número de turnos	Total de personas
Jefe de operación y mantenim.	1	1	1
Secretaría	1	1	1
Chofer	1	1	1
Fontanero	1	2	2
Ayudante fontanero	2	2	4
Bombero	4	3	12
Mecánico	1	1	1
Electricista	1	1	1
Ayudante electricista	2	2	4

SEGUNDA ETAPA

Bombero	1	3	3
Ayudante de bombero	1	3	3
Mecánico	1	1	1
Electricista	1	1	1
Fontanero	1	2	2
Ayudante fontanero	1	2	2

ACUEDUCTO DE ZONA DE POZOS SAN NICOLAS - SAN JUAN DEL RIO, QRO.

CARGO ANUAL POR OPERACION
PRIMERA ETAPA

Personal	Número de personas	Número de Salarios	Total de Salarios
Jefe de op. y mantenim.	1	7.0	7.0
Secretaria	1	2.0	2.0
Chofer	1	2.0	2.0
Fontanero	2	2.0	4.0
Ayudante fontanero	4	1.0	4.0
Bombero	12	2.0	24.0
Mecánico	1	2.5	2.5
Electricista	1	2.5	2.5
Ayudante electricista	4	1.5	6.0
		SUMA:	54.0

Salario mínimo de la localidad = \$ 170.00

$54.0 \times \$ 170.00/\text{día} = \$ 9,180.00/\text{día}$

$365 \text{ días/año} \times \$ 9,180.00/\text{día} = \$ 3,350,700.00/\text{año}$

20% prestaciones = \$ 670,140.00

TOTAL \$ 4,020,140.00/año

CARGO ANUAL POR OPERACION
SEGUNDA ETAPA

Bombero	3	2.0	6.0
Ayudante bombero	3	1.5	4.5
Mecánico	1	2.5	2.5
Electricista	1	2.5	2.5
Fontanero	2	2.0	4.0
Ayudante fontanero	2	1.0	2.0
		SUMA	21.5

RESUMEN DE ANTEPRESUPUESTO

ALTERNATIVA NUMERO -2-

ACUEDUCTO ZONA DE POZOS SAN NICOLAS - SAN JUAN DEL RIO, QRO.

CAPACIDAD 0.164 M3/SEG

PRIMERA ETAPA

CONCEPTO	MILLONES DE PESOS
INDEMNIZACIONES	1.46
CAPTACION	
Obra civil y arreglos complementarios:	
Perforación, desarrollo y aforo de pozos profundos en la zona de San Nicolás, caseta de operación y control, línea de interconexión, piezas especiales y su protección y arreglos complementarios	4.92
Cárcamo de bombeo	0.42
Equipos Electromecánicos Suministro, instalación y puesta en marcha de bombas, motores, válvulas y conexiones, incluyendo medidores de gasto	6.36
Suministro y montaje de subestaciones electrificación y contratación	2.31
CONDUCCION	
Longitud aproximada: 13,200 m	
Adquisición de tubería, válvulas y piezas especiales	26.59
Terracerías, excavación, plantilla y rellenos	4.69

CONCEPTO	MILLONES DE PESOS
REGULARIZACION	
Capacidad de 2390 m3 incluye válvulas y conexiones	2.63
EQUIPO Y HERRAMIENTA	
Adquisición de equipo y herramienta - para operación y mantenimiento 15%	0.74
	<hr/>
	SUMA: 50.12
ADMINISTRACION E INGENIERIA 7%	<u>3.51</u>
	SUBTOTAL: 53.63
IMPREVISTOS TECNICOS 15%	<u>8.04</u>
	TOTAL: 61.67

CAPACIDAD 0.244 m3/SEG

SEGUNDA ETAPA

CAPTACION

Obra civil y arreglos complementarios:

Perforación, desarrollo y aforo de pozos profundos en la zona de San Nicolás, caseta de operación y control, línea de interconexión, piezas especiales y su protección y arreglos complementarios 1.20

Equipos electromecánicos

Suministro, instalación y puesta en marcha de bombas, motores, válvulas y conexiones, incluyendo medidores de gasto 2.40

Suministro y montaje de subestaciones -- electrificación y contratación 1.23

CONCEPTO	MILLONES DE PESOS
REGULARIZACION	
Capacidad de 1,170 m3, incluye válvulas y conexiones	1.29
EQUIPO Y HERRAMIENTA	
Adquisición de equipo y herramienta para operación y mantenimiento 1.5%	0.09
	<hr/>
	SUMA 6.21
ADMINISTRACION E INGENIERIA 7%	0.43
	<hr/>
	SUBTOTAL 6.64
IMPREVISTOS TECNICOS 15%	0.99
	<hr/>
	TOTAL 7.63

III.3 SELECCION DE LA ALTERNATIVA OPTIMA.

ANALISIS COMPARATIVO DE ALTERNATIVAS

SUMINISTRO DE AGUA EN BLOQUE A LA CIUDAD DE SAN JUAN DEL RIO, QRO.

ANALISIS COMPARATIVO DE ALTERNATIVAS

C O N C E P T O	ALTERNATIVA 1	ALTERNATIVA 2
PRIMERA ETAPA		
INDEMNIZACIONES	1.15	1.46
CAPTACION		
Obra civil y arreglos complementarios: obra de toma en la margen izquierda -- del canal Lomo de Toro; obra de control, rejillas, malla antipeces, compuerta mecanismos elevadores y arreglos complementarios	1.50	
Perforación desarrollo y aforo de pozos profundos en la zona de San Nicolás, caseta de operación y control, línea de interconexión, piezas especiales y su protección y arreglos complementarios		4.92
Cárcamo de bombeo y/o casa de Máquinas	3.85	0.42
Equipos Electromecánicos Suministro, instalación y puesta en marcha de bombas, motores, válvulas, conexiones, incluyendo medidores de gasto	2.33	6.36
Suministro y montaje de subestaciones, electrificación y contratación	1.06	2.31
CONDUCCION		
Longitud aproximada alternativa No. 1 = 11,200 m Longitud aproximada alternativa No. 2 = 13,200 m		
Adquisición de tubería, válvulas y piezas especiales	15.73	26.59
Terracerías, excavaciones, plantilla y rellenos	3.24	4.69

C O N C E P T O	ALTERNATIVA 1	ALTERNATIVA 2
PLANTA POTABILIZADORA		
Clarificación y desinfección de 0.168 m3/seg incluye obra civil, equipo, -- prueba y arreglo arquitectónico	14.50	
REGULARIZACION		
Capacidad de 2390 m3, incluye válvulas y conexiones		2.63
EQUIPO Y HERRAMIENTA		
Adquisición de equipo y herramienta - para operación y mantenimiento 1.5%	0.64	0.74
SUMA	44.00	50.12
ADMINISTRACION E INGENIERIA 7%	3.00	3.51
SUMA	47.00	53.63
IMPREVISTOS TECNICOS 15%	7.00	8.04
TOTAL	54.00	61.67
AMORTIZACION 15 AÑOS AL 18% (FACTOR 0.196403)		
	10'605,762	12'112,173.00
CONSUMO ANUAL DE ENERGIA	647,364.00	1'775,453.00
CARGO ANUAL POR OPERACION	5'472,810.00	4'020,840.00
ANUALIDAD PRIMERA ETAPA	16'725,936.00	17'908,466.00

C O N C E P T O

ALTERNATIVA 1

ALTERNATIVA 2

SEGUNDA ETAPA

CAPTACION

Obra civil y arreglos complementarios:

Ampliación casa de máquinas

1.00

Perforación desarrollo y aforo de pozos profundos en la zona de San Nicolás, caseta de operación y control, línea de interconexión, piezas especiales y su protección y arreglos complementarios.

1.20

Equipos Electromecánicos

Suministro, instalación y puesta en marcha de bombas, motores válvulas y conexiones incluyendo medidores de gasto

1.16

2.40

Suministro y montaje de subestaciones electrificación y contratación

0.54

1.23

PLANTA POTABILIZADORA

Clarificación y desinfección de 0.076 m³/seg incluye obra civil, equipo, prueba y arreglo arquitectónico. Capacidad total 0.244 m³/seg

7.14

REGULARIZACION

Capacidad de 1,170 m³, incluye válvulas y conexiones

1.29

EQUIPO Y HERRAMIENTA

Adquisición de equipo y herramienta para operación y mantenimiento 1.5%

0.16

0.09

C O N C E P T O	ALTERNATIVA 1	ALTERNATIVA 2
SUMA	10.00	6.20
ADMINISTRACION E INGENIERIA 7%	0.70	0.43
SUMA	10.70	6.63
IMPREVISTOS TECNICOS 15%	1.61	0.99
TOTAL	12.31	7.63
AMORTIZACION 15 AÑOS AL 18% (FACTOR = 0.196403)	2'417,721.00	1'498,555.00
CONSUMO ANUAL DE ENERGIA	1'376,196.00	1'365,315.00
CARGO ANUAL POR OPERACION	2'047,650.00	1'600,890.00
ANUALIDAD 2A. ETAPA	5'841,567.00	4'464,760.00
ANUALIDAD 1A ETAPA + ANUALIDAD 2A. ETAPA	22'567,503.00	22'373,226.00

SELECCION DE ALTERNATIVA

De acuerdo con los resultados presentados en el Cuadro de Análisis comparativo de alternativas, en el cual se consideró aspectos relativos a la inversión inicial, amortización de la obra, consumos de energía eléctrica y costos por operación y mantenimiento, la alternativa que se propone como más adecuada es la No. 2. Esta alternativa presenta la ventaja de evitarse la operación que implicaría la planta potabilizadora.

DESCRIPCION DEL ANTEPROYECTO DE LA ALTERNATIVA SELECCIONADA.

PRIMERA ETAPA.

En la primera etapa se suministrará un caudal de 164 l.p.s. aprovechando las aguas subterráneas del acuífero de San Juan del Río captadas en el Valle cercano a la población de San Isidro.

CAPTACION

La captación de las aguas subterráneas en la zona de San Nicolás, se hará por medio de pozos profundos interconectados que descargarán a un cárcamo de bombeo. La capacidad del cárcamo es de 120 m³ que permitirá controlar debidamente el arranque y parada de los equipos electromecánicos de cada pozo.

ESTACION DE BOMBEO

El agua procedente del campo de pozos se recibirá en un cárcamo localizado en el km. 0 + 000 del trazo preliminar de la línea de conducción, para tener un -

control más eficiente en los equipos de bombeo de cada uno de los pozos y como el desnivel topográfico existente entre el campo de pozos y el sitio de entrega de agua en bloque no permite la conducción por gravedad, es necesario establecer una estación de bombeo para impulsar el agua hasta su destino.

Se tiene considerado un bombeo con capacidad de 164 l.p.s. contra una carga dinámica total de 90.5 m.c.a. Este bombeo se realizaría con 3 equipos de 82 l.p.s. cada uno, de los cuales uno sería de reserva. La potencia requerida por la bomba es aproximadamente de 116.0 HP, lo que implicaría instalar motores comerciales de 150 HP, considerando también que en la etapa final la potencia se incrementará hasta 179 HP.

Se instalará una subestación eléctrica, la cual se construirá por módulos a medida que se vayan requiriendo.

CONDUCCION

La conducción se inicia en el cárcamo de bombeo donde descargarán los pozos profundos interconectados, con tubería de asbesto-cemento de 46 cm (18") de diámetro clase A-14 y una longitud total aproximada de 12,800 m, siendo su recorrido paralelo al derecho de vía de la carretera federal San Juan del Río - Tequisquiapan, hasta la elevación 1940 m.s.n.m. donde se localizará el tanque de regularización.

SITIO DE ENTREGA

La entrega de agua en bloque para uso urbano a la población de San Juan del Río será en el tanque de regularización que se construirá por módulos al sur de la ciudad, con una capacidad para esta primera etapa de 2,390 m³.

POTABILIZACION.

Por la buena calidad del agua de que se dispondrá solamente requerirá para su potabilización, la adición de cloro para cumplir con las normas de calidad para agua potable; la cloración se hará a la salida de las estaciones de bombeo por medio de dosificadores, un contador inverso para medir el consumo de cloro en tanques, bomba de ayuda, comparador colorimétrico, tanque de cloro, así como tuberías y conexión.

SEGUNDA ETAPA

En la segunda etapa se ha planteado perforar otro pozo similar e intercambiarlo a los de la primera etapa, con capacidad para suministrar 80 l.p.s. que complementarían los 244 l.p.s., demandados por la población de San Juan del Río para el año 2000.

Los equipos existentes en el cárcamo de bombeo tendrán que ser modificadas aumentándoles 2 tazones a cada uno para que estas funcionen con las características requeridas. Así como instalar un equipo adicional.

IV. PROYECTO EJECUTIVO

IV.1 OBRA DE CAPTACION

En el capítulo anterior se estimó aproximadamente el costo de la obra de captación, en este capítulo se afinarán los cálculos de la preselección de equipo y piezas especiales.

El presupuesto de los conceptos de: perforación, engravado, ademado, - desarrollo y aforo de pozos, línea de interconexión y obra civil del cárcamo de bombeo será el mismo que se obtuvo en el capítulo anterior.

Cálculo y selección de equipo de bombeo.-

El cálculo de equipo y piezas especiales para cada pozo es similar por lo que se considerará como pozo tipo.

PRIMERA ETAPA

Cálculo de carga dinámica total

$$H_{DT \text{ máx}} = AC + ND + h_{LC} + h_{pe} + h_C + h_v + h_{mg}$$

donde:

$H_{DT \text{ máx}}$ = carga dinámica total máxima

AC = diferencia de cotas

ND = nivel dinámico

h_{LC} = pérdidas en la línea de conducción

h_{pe} = pérdidas en piezas especiales

hc = pérdidas en la columna de descarga

hv = pérdidas de velocidad

hmg = pérdidas en medidor de gasto

Datos:

Q = 82 l.p.s. = 1301 g.p.m.

Cota de terreno = 1877.0 m.s.n.m.

Cota de descarga = 1880.0 m.s.n.m.

Nivel dinámico = 51.1 m

Nivel estático = 39.1 m

Ø línea de interconexión = 12" AC clase A-7

Pérdidas en la línea de interconexión = 6.3 m

Pérdida de piezas especiales. (Fig. IV.1 a)

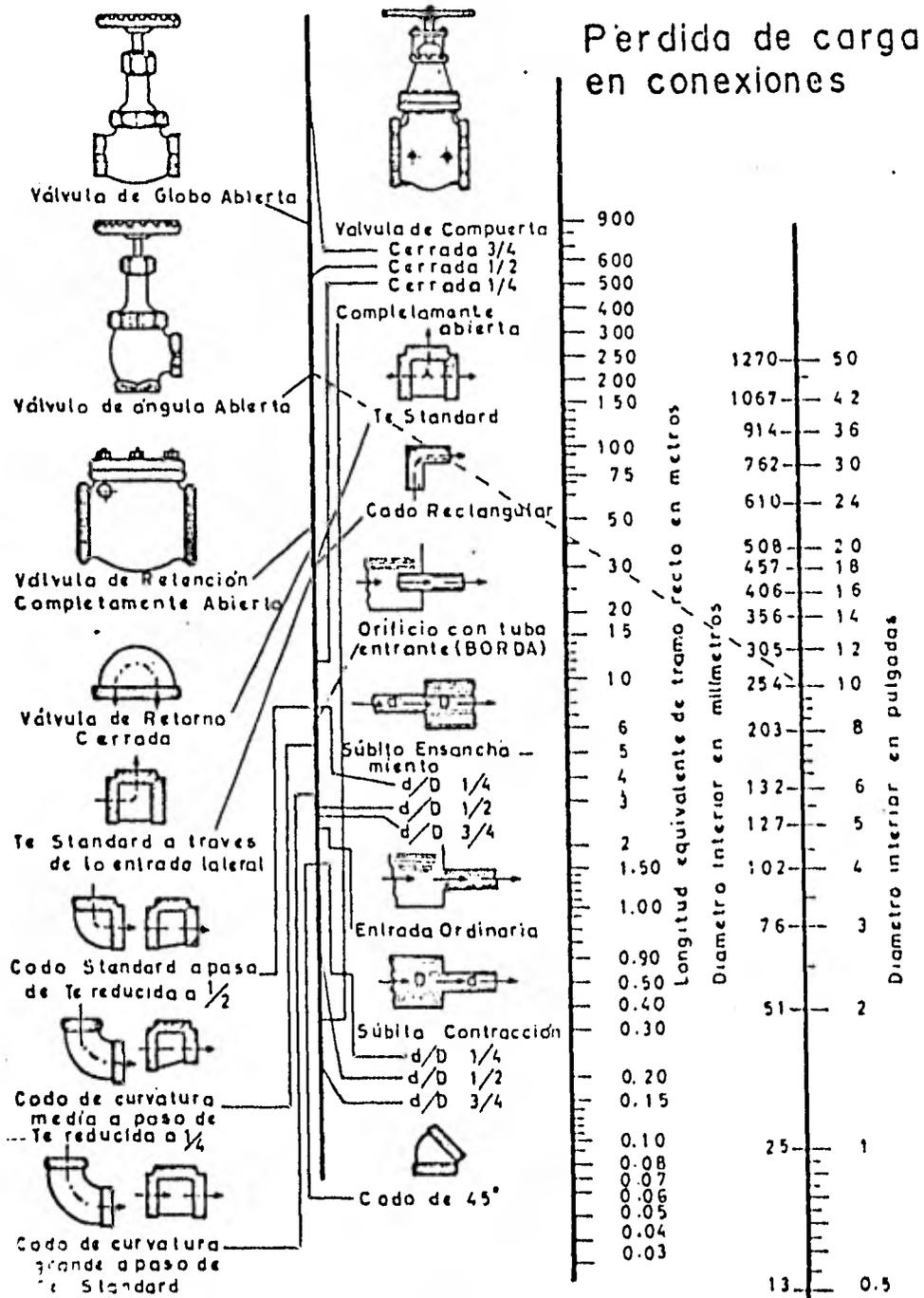
Determinación de longitud equivalente.

En el capítulo anterior el diámetro de las piezas especiales resultó de 254 mm (10")

PIEZAS Ø = 10"	LONGITUD EQUIVALENTE
1 válvula check	20.0
1 válvula de seccionamiento	1.7
1 tee	5.4
2 codos de 45°	8.0
2 carretes	1.0

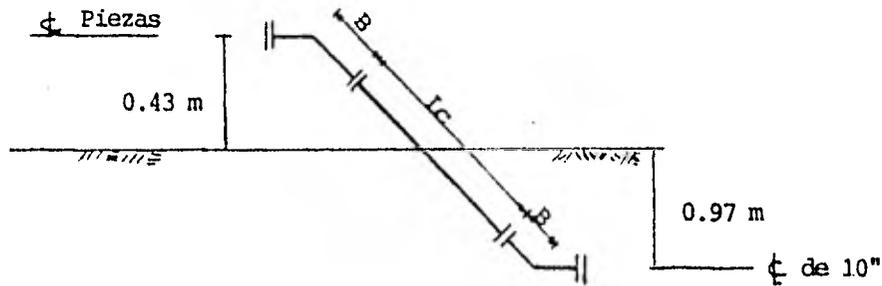
$$hf_1 = K L Q^2 = 2.60 (36.1) (0.082)^2 =$$

FIG. IV.1-a



$$hf_1 = 0.63 \text{ m}$$

Dimensiones de la tubería de acero inclinada



L_c = longitud de tubo inclinado

B = dimensión codo 45°

$$2B + L_c = \frac{0.97 + 0.43}{0.7071} = 1.98 \text{ m}$$

$$L_c = 1.98 - 2 B$$

$$B = 0.165 \text{ m}$$

$$L_c = 1.98 - 2 (0.165)$$

$$\text{Longitud del tubo inclinado} = 1.65 \text{ m}$$

Piezas especiales de 12" ϕ

PIEZAS	LONGITUD EQUIVALENTE
1 reducción	0.40
1 extremidad	<u>2.30</u>
	2.70

$$hf_2 = 0.97753 (2.70) (0.082)^2 = 0.02 \text{ m}$$

Cálculo del medidor tipo placa de orificio

Datos:

$$Q = 82 \text{ l.p.s.} = 1,302 \text{ g.p.m.}$$

$$\varnothing = 10''$$

como primer tanteo se supone:

$$\beta^2 K = 0.34$$

$$0.34 = \frac{0.1764 (1.302)}{(10)^2 \sqrt{\text{Dif.}}}$$

$$\text{Dif.} = \left[\frac{229.7}{100(0.34)} \right]^2 = 45.6$$

se ajusta al comercial

$$\text{Dif.} = 50''$$

$$\beta^2 K = \frac{0.1764 (1302)}{(10)^2 \sqrt{50}} = 0.32$$

$$\beta^2 K = 0.32$$

se acepta este valor por estar dentro del rango permisible.

De las gráficas IV.1 se obtiene que:

$$\beta = 0.68$$

$$\beta = \frac{\varnothing \text{ del orificio}}{\varnothing \text{ de la tubería}}$$

$$\varnothing \text{ del orificio} = \beta \varnothing \text{ de la tubería}$$

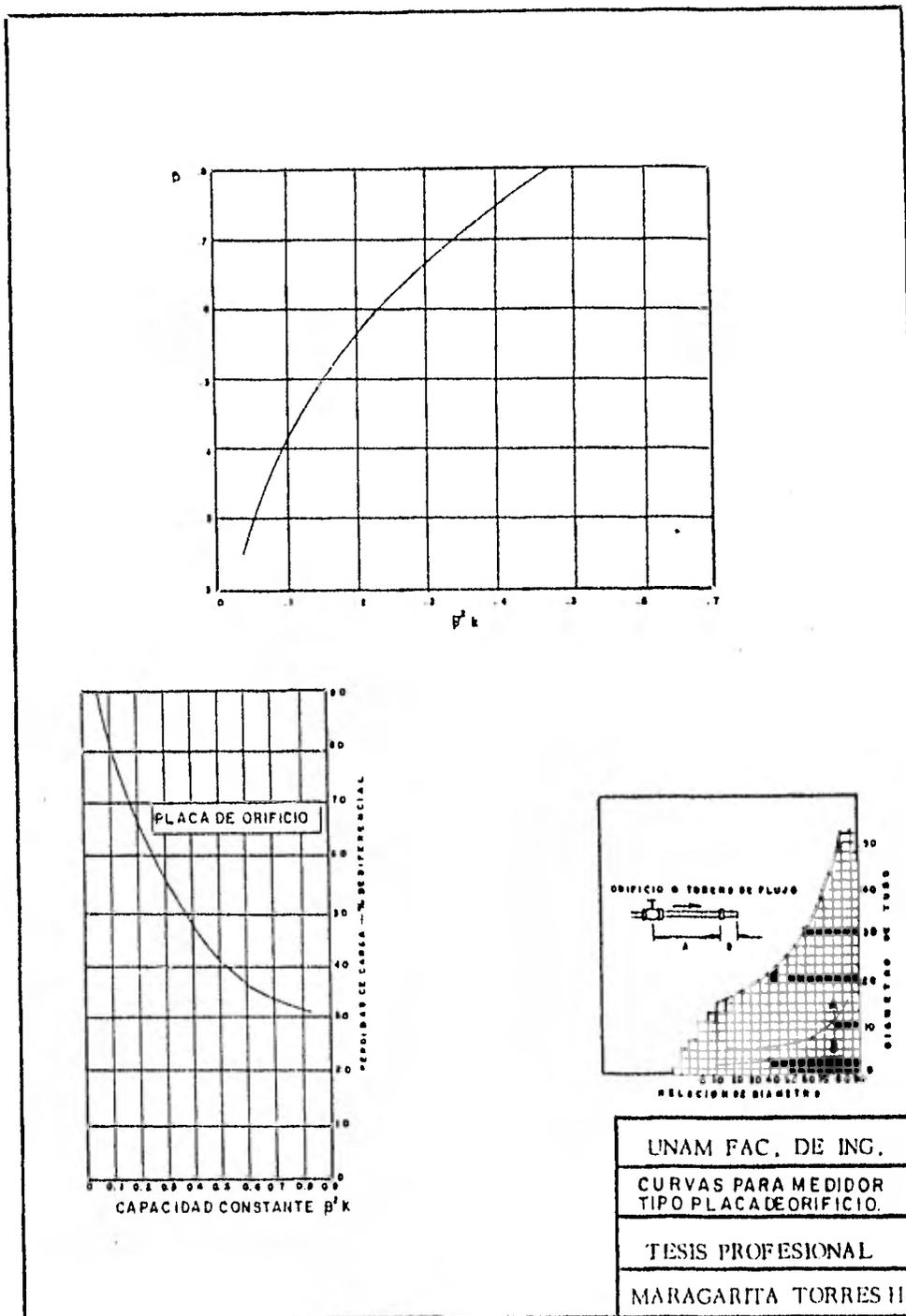
$$\varnothing \text{ del orificio} = 0.68 (10'') = 6.8'' = 0.17 \text{ m}$$

Pérdidas de carga

$$hf = \% \text{ Dif}$$

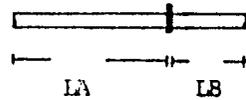
$$hf = 0.54 \times 50'' = 27'' = 0.69 \text{ m}$$

FIG. IV.1



UNAM FAC. DE ING.
 CURVAS PARA MEDIDOR
 TIPO PLACA DE ORIFICIO.
 TESIS PROFESIONAL
 MARAGARITA TORRES H.

Colocaci3n del medidor



$$L_A = 9 \phi = 9 (10") = 90" = 2.29 \text{ m}$$

$$L_B = 4 \phi = 4 (10") = 40" = 1.02 \text{ m}$$

P3rdidas en las tuberías de acero

L tubería en el medidor	3.31 m
L tubo inclinado	<u>1.65 m</u>
	4.96 m

$$hf_3 = 1.87 (4.96) (0.082)^2$$

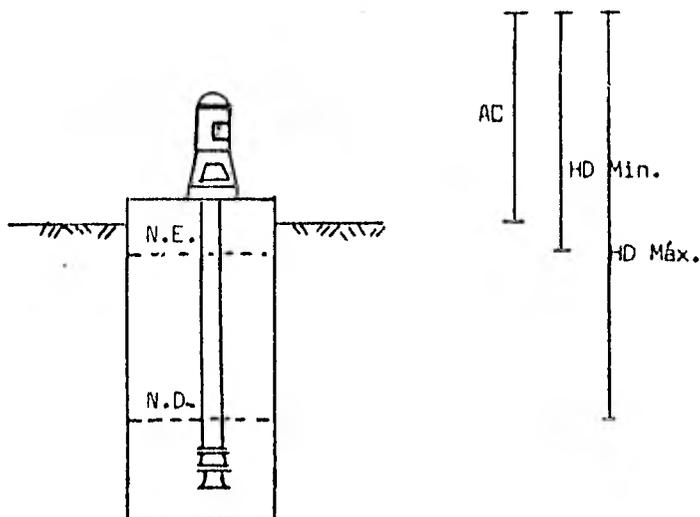
$$hf_3 = 6.91 \text{ m}$$

$$\text{total} = hf_1 + hf_2 + h_3 + hf_{\text{medidor}} = 0.63 + 0.02 + 6.91$$

$$hf_{\text{total p.e}} = 7.56 \text{ m}$$

CALCULO AFINADO DE LA BOMBA

Carga dinámica total



$$H_{DT \text{ máx}} = AC + ND + h_{LC} + hp.e + hc + hv + hmg$$

$$H_{DT \text{ mín}} = AC + NE + h_{LC} + hp.e + hc + hv + hmg$$

Donde:

$H_{DT \text{ máx o mín.}}$ = carga dinámica total máxima o mínima

AC = diferencia de nivel de terreno

ND = nivel dinámico NE = nivel estático

h_{LC} = pérdidas en la línea de conducción

hp.e = pérdidas en piezas especiales

hc = pérdidas en columna de descarga

hv = pérdida de velocidad

hmg = pérdida en medidor de gasto

$$H_{DT \text{ máx}} = 3.0 + 51.1 + 6.3 + 7.56 + 0.812 + 0.13 + 0.69$$

$$H_{DT \text{ máx}} = 69.6 \text{ m} = 228.29'$$

$$H_{DT \text{ mín}} = 3.0 + 39.1 + 6.3 + 7.56 + 0.81 + 0.13 + 0.69$$

$$H_{DT \text{ mín}} = 57.0 \text{ m} = 187.0'$$

$$Q/E = 82 \text{ l.p.s.} = 1,301 \text{ g.p.m.}$$

Bomba Johnston 12 GHC 1760 r.p.m. (Fig. IV.2)

$$\# T = \frac{228.29'}{80'} \approx 3$$

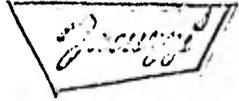
$$H_{DT \text{ máx}/T} = \frac{228.29'}{3} = 76'$$

$$H_{DT \text{ mín}/T} = \frac{187.0}{3} = 62'$$

Eficiencias

$$e \text{ máx} = 0.80$$

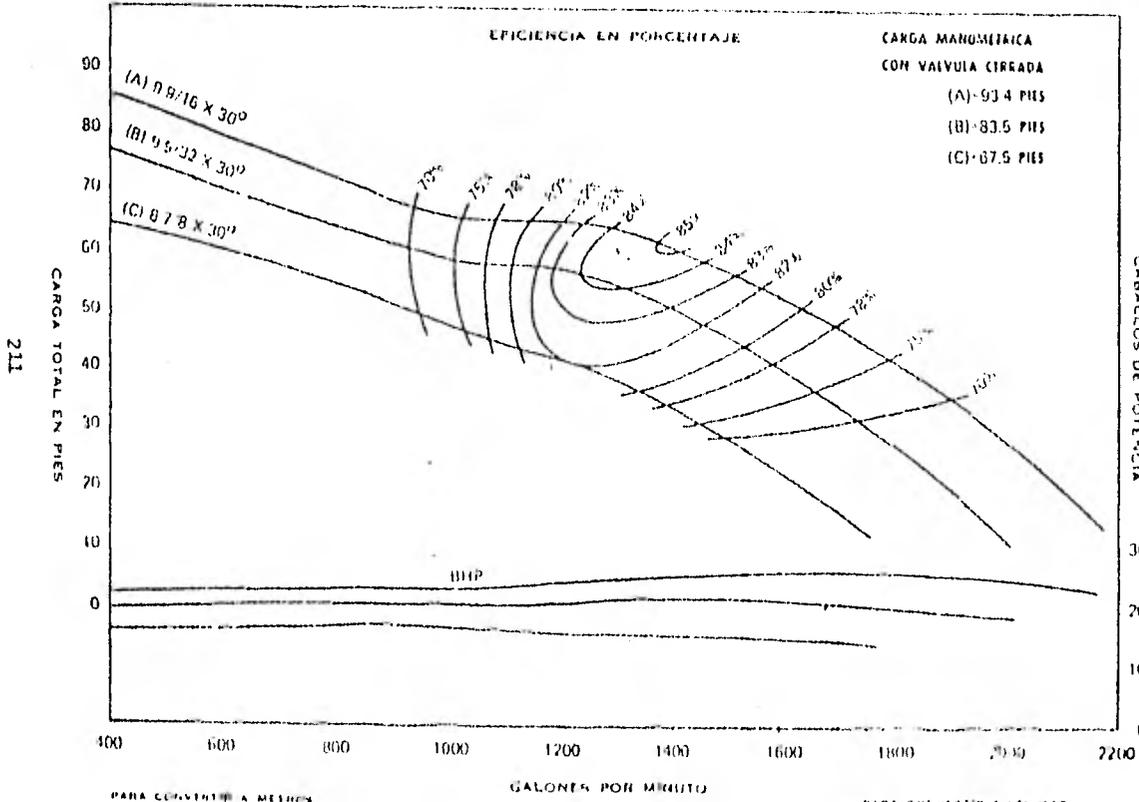
$$e \text{ mín} = 0.79$$



JACUZZI-UNIVERSAL, S. A.
MONTERREY, N. L.

CURVA DE RENDIMIENTO PARA BOMBA TURBINA

SECTION
2120
REVISED
13 DE 1970



NUMERO DE TAPONES	CAMBIO DE EFICIENCIA
1	-4
2	-2
3	-1

El cambio de eficiencia puede afectar la carga y el rebalaje

Diam Tapon 1 1/2" Ply
Num Tapon 2915 S C I
Num Impulsor 2933
BRUNCE

Area del Ojo del Impulsor 32.4 Ply 2
Tipo Impulsor S (M)
ABRISTO
K = 19.0

RENDIMIENTO POR ETAPA

Curva No 12M 64
R.P.M. 1760
Tapon 12HS

La eficiencia esta basada en el bombeo de agua limpia a una temperatura que no exceda de 30 C (86 F) y que sale libre de cualquier abrasion y con los impulsores ajustados apropiadamente y los tapones sumergidos

CABALLOS DE POTENCIA

FIG. 11.1

211

PARA CONVERTIR A METROS
MULTIPLIQUESE PIES x 0.305

PARA CONVERTIR A LITROS
MULTIPLIQUESE GALONES MIN x 3.785

Potencias:

$$\text{HP máx} = \frac{82 \times 69.6}{0.80 \times 76} = 93.9$$

$$\text{HP min} = \frac{82 \times 57.0}{0.79 \times 76} = 77.8$$

Motor eléctrico comercial 100 HP

Selección de la flecha.

Una vez obtenida la potencia requerida por la bomba, la selección de la flecha de transmisión se hace por medio de la tabla IV.2 en la que se entra con las r.p.m. y la potencia.

En este caso la flecha recomendada es de 1 1/2" \varnothing .

Selección de la columna de descarga.-

De los diámetros recomendados se selecciona aquel en el cual se produzcan menos pérdidas de acuerdo a los rangos permitidos indicados en la tabla IV.3. Esta tabla trabaja con el gasto y el \varnothing de la flecha.

La columna seleccionada será de 10" \varnothing

con pérdidas de 1.6/100

longitud de la columna = 58 m

pérdidas en la columna

$$hc = 0.016 \times 58\text{m} = 0.93$$

Selección del cabezal de descarga.-

Esta se hace por medio de la tabla IV. 4 en la cual se emplea la velocidad de trabajo y la potencia del motor.

DIVISION: BOMBAS TURBINA
 SECCION: 4 INGENIERIA
 PRODUCTO: OCELCO
 FECHA: 23 DE MARZO 1977
 CANCELA: TODAS LAS ANTERIORES
 PAGINA: 16

TABLA IV.2

Sistemas de Bombeo, S.A. de C.V.
Huacalpan de Juárez, México.

TABLA DE SELECCION DE FLECHAS DE LINEA
 Y FRICCIONES MECANICAS

60 HERTZ

DIAMETRO FLECHA	PESO FLECHA LBS./PIE	CARGA AXIAL, MAXIMA LBS.	HP MAXIMOS									
			3500	1760	1175	875	700	585	500	440	390	
3/4	1.54	2240	38.6 .61	19.4 .31	13.0 .20	9.7 .15						
1	2.77	3800	114 1.07	57.5 .54	38.4 .36	28.6 .28	22.8 .22					
1-3/16	3.92	5600	179 1.40	90.0 .70	60.0 .47	44.8 .35	35.8 .28	30.0 .23				
1-1/2	6.21	8000	370 2.32	106 1.17	124 .78	92.5 .58	74.0 .46	61.8 .39	52.9 .33			
1-11/16	7.90	11,500	567 2.82	280 1.42	187 .95	139 .71	111.0 .57	92.0 .47	79.5 .41	70.0 .36		
1-15/16	10.5	15,500		440 1.83	254 1.22	219 .91	175 .73	146 .61	125 .52	110 .46	97.5 .40	
2-3/16	13.5	20,000		650 2.30	434 1.54	324 1.14	259 .92	216 .76	185 .65	163 .58	144 .51	
2-7/16	16.9	25,000		792 2.89	529 1.93	394 1.44	315 1.15	263 .96	225 .82	198 .72	175 .64	
2-11/16	20.5	30,000		1035 3.24	691 2.23	514 1.66	412 1.33	346 1.11	294 .95	259 .84	229 .74	
2-15/16	24.5	36,500			916 2.66	685 1.98	546 1.56	456 1.32	390 1.13	345 .99	304 .88	
3-3/16	28.8	43,000			1190 3.22	884 2.40	707 1.92	591 1.60	505 1.37	444 1.21	394 1.07	

MULTIPLICADORES DE HP

DIAMETRO FLECHA	316 AI	304 AI	HT 416 AI	17-4 PH AI	MONEL	MONEL - K
3/4-2-3/16	.75	.75	1.30	1.7	1.05	1.70
2-7/16 Y MAYORES	.9	.9	1.50	2.00	1.25	2.0

DIVISION: BOMBAS TURBINA
 SECCION: 4 INGENIERIA
 PRODUCTO: OCELCO
 FECHA: 23 DE MARZO 1977
 CANCELA: TODAS LAS ANTERIORES
 PAGINA: 3

TABLA IV.3

Sistemas de Bombeo, S.A. de C.V.
 Huasipan de Juárez, México.

TABLA DE PERDIDAS DE FRICCIÓN HIDRAULICA EN COLUMNAS

PERDIDAS EN PIES DE COLUMNA DE AGUA POR CADA 100 PIES DE COLUMNA
 LUBRICADA POR ACEITE O AGUA

DIN COLUMNA	DIN FLECHA	FLUJO G.P.M.															
		1000	1200	1400	1600	1800	2000	2200	2400	2600	2800	3000	3200	3400	3600	3800	4000
8	1-174	5.7	6.3	7.8	9.5	11.0											
	1-174	6.2	6.9	8.6	10.3												
	1-174	6.8	7.6	9.4													
	1-174	18	18	2.2	2.7	3.2	3.7	4.3	5.0	5.6	6.3	7.0	7.8	8.7	9.6		
10	1-174	18	20	2.5	3.0	3.6	4.2	4.9	5.6	6.4	7.1	8.0	8.9	9.6			
	1-174	20	23	2.8	3.5	4.1	4.8	5.6	6.4	7.2	8.2	9.1					
	1-174	25	28	3.4	4.2	5.0	5.8	6.8	7.8	8.9	10.0						
	1-174	30	34	4.3	5.2	6.1	7.2	8.2	9.4								
12	1-174	3.9	4.5	5.5	6.7	7.9											
	1-174	10	12	1.4	1.7	1.9	2.2	2.5	2.8	3.1	3.5	3.9	4.2	4.8	5.3	5.8	6.4
	1-174	0.9	0.9	1.1	1.4	1.6	1.9	2.2	2.5	2.9	3.2	3.6	4.0	4.4	4.8	5.3	6.0
	1-174	1.1	1.2	1.5	1.8	2.1	2.5	2.9	3.3	3.8	4.3	4.8	5.4	5.9	6.5	7.2	8.0
14	1-174	1.3	1.4	1.8	2.1	2.5	3.0	3.5	4.0	4.5	5.1	5.7	6.4	7.1	7.8	8.8	9.7
	1-174					1.0	1.2	1.3	1.5	1.7	1.9	2.1	2.3	2.6	2.9	3.2	3.8
	1-174					0.9	1.1	1.3	1.5	1.7	1.9	2.1	2.4	2.6	2.9	3.2	3.9
	1-174	0.9	1.0	1.1	1.4	1.6	1.9	2.2	2.5	2.9	3.2	3.6	4.0	4.4	4.9	5.4	6.1
16	1-174									0.9	1.0	1.1	1.2	1.3	1.4	1.6	1.8
	1-174									0.9	1.0	1.1	1.2	1.3	1.4	1.6	1.8
	1-174									1.0	1.1	1.2	1.3	1.4	1.5	1.7	1.9
	1-174									1.0	1.1	1.2	1.4	1.5	1.6	1.8	2.0

DIN COLUMNA	DIN FLECHA	FLUJO G.P.M.															
		1000	1200	1400	1600	1800	2000	2200	2400	2600	2800	3000	3200	3400	3600	3800	4000
14	1-174	3.2	3.6	4.0	4.7	5.6	6.4	7.4	8.5	9.7							
	1-174	3.5	3.9	4.3	5.1	6.0	7.0	8.0									
	1-174	4.0	4.4	4.9	5.8	6.9	8.0	9.2									
	1-174	4.6	5.0	5.5	6.7	8.0	9.3										
16	1-174	1.6	1.8	1.9	2.3	2.6	3.1	3.6	4.1	4.6	5.2	5.8	6.4	7.1	7.8	8.6	
	1-174	1.7	1.9	2.1	2.5	3.0	3.4	3.8	4.3	4.8	5.4	6.0	6.6	7.2	7.9		
	1-174	1.9	2.1	2.3	2.7	3.3	3.8	4.4	5.0	5.6	6.3	7.0	7.7	8.5			
	1-174	2.0	2.2	2.5	2.9	3.5	4.0	4.6	5.3	5.9	6.5	7.3	8.0	8.8			
18	1-174	2.4	2.7	2.9	3.5	4.1	4.7	5.4	6.1	6.8	7.6	8.3	9.1				
	1-174	1.0	1.1	1.1	1.4	1.6	1.9	2.1	2.4	2.7	3.1	3.4	3.8	4.2	4.9	5.8	6.8
	1-174	1.1	1.2	1.3	1.6	1.8	2.1	2.5	2.6	2.9	3.3	3.6	4.0	4.4	4.8	5.7	6.3
	1-174	1.2	1.4	1.5	1.8	2.1	2.4	2.8	3.1	3.5	4.0	4.4	4.9	5.4	5.9	7.5	8.3
20	1-174					0.9	1.0	1.2	1.4	1.6	1.7	1.9	2.1	2.3	2.7	3.2	3.7
	1-174					1.0	1.1	1.3	1.5	1.7	1.9	2.1	2.3	2.5	3.0	3.6	4.1
	1-174					1.1	1.2	1.4	1.6	1.8	2.0	2.3	2.5	2.7	3.2	3.8	4.4
	1-174					1.2	1.4	1.6	1.8	2.0	2.3	2.6	2.8	3.1	3.7	4.3	5.0

TABLA IV.4

TABLA AUXILIAR PARA RELACIONAR BASES DE LOS MOTORES "IEM" Y "US" CON LOS CABEZALES DE DESCARGA SOBRE LA SUPERFICIE .

3450 / 2900 R.P.M.			1750 / 1450 R. P. M.			1160 / 970 R. P. M.		
H. P.	I.E.M.	U.S.	H. P.	I.E.M.	U.S.	H.P.	I.E.M.	U.S.
1	10	10	1	10	10	1	10	10
1.5	10	10	1.5	10	10	1.5	10	10
2	10	10	2	10	10	2	10	10
3	10	10	3	10	10	3	10	10
5	10	10	5	10	10	5	10	10
7.5	10	10	7.5	10	10	7.5	16 1/2	10
10	10	10	10	16 1/2	10	10	16 1/2	12 (16 1/2)
15	16 1/2	10	15	16 1/2	12 (16 1/2)	15	16 1/2	12 (16 1/2)
20	16 1/2	12 (16 1/2)	20	16 1/2	12 (16 1/2)	20	16 1/2	16 1/2 (12)
25	—	12 (16 1/2)	25	16 1/2	12 (16 1/2)	25	16 1/2	16 1/2 (12)
30	—	12 (16 1/2)	30	16 1/2	12 (16 1/2)	30	16 1/2	16 1/2 (20)
40	—	16 1/2 (12)	40	16 1/2	16 1/2 (12)	40	16 1/2	16 1/2 (20)
50	—	16 1/2 (12)	50	16 1/2	16 1/2 (12)	50	16 1/2	20 (16 1/2)
60	—	16 1/2 (20)	60	16 1/2	16 1/2 (20)	60	16 1/2	20 (16 1/2)
75	16 1/2	16 1/2 (20)	75	16 1/2	16 1/2 (20)	75	16 1/2	20 (16 1/2)
100	16 1/2	—	100	16 1/2	20 (16 1/2)	100	24 1/2	—
			125	24 1/2	20 (16 1/2)	125	24 1/2	—
			150	24 1/2	20 (16 1/2)	150	24 1/2	—
			200	24 1/2	24 1/2 (20)	200	24 1/2	—
			250	24 1/2	24 1/2 (20)			
			300	24 1/2	24 1/2 (20)			
			350	—	24 1/2 (20)			
			400	—	24 1/2 (20)			

Para 1760 r.p.m. y 100 HP el cabezal recomendado será de 16 1/2" x 10".

Selección de diámetro en piezas especiales.-

Se considerará aquel diámetro con el cual se produzcan menos pérdidas de carga, en base al gasto y la velocidad del flujo.

Ø piezas especiales 10"

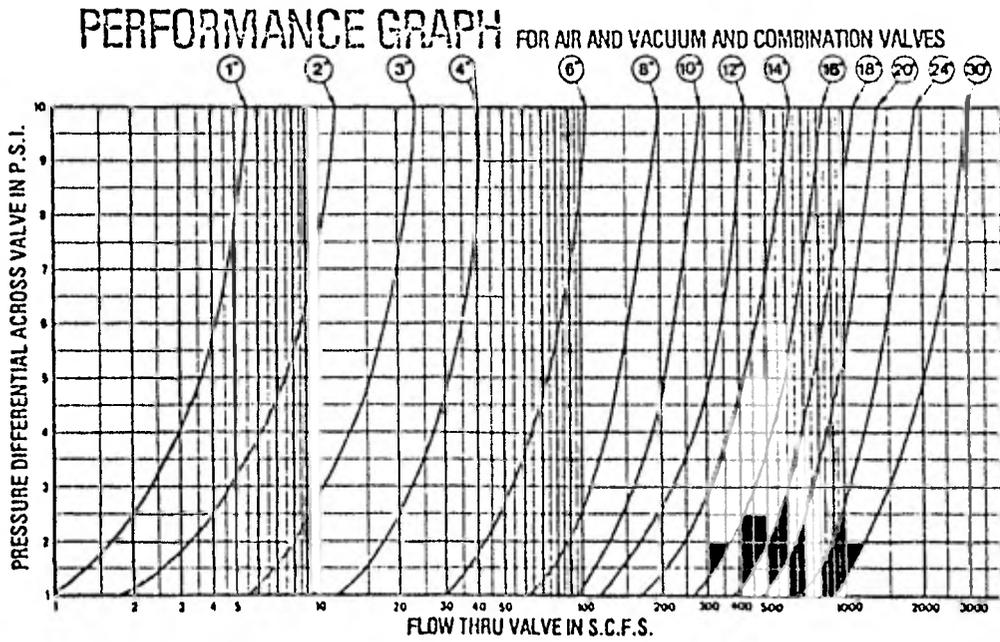
Selección válvula de aire y vacío.-

La capacidad de la válvula de aire y vacío se determina en función del gasto utilizando la gráfica IV.5

ANTEPRESUPUESTO DEL EQUIPO DE BOMBEO DE POZO TIPO:

C O N C E P T O	CANTIDAD	UNIDAD	P. U.	I M P O R T E
Tazones	3	lote	88,000	88,000.00
Columna	19	tramo	31,714	602,573.00
Colador	1	pza.	3,590	3,590.00
Cabezal	1	pza.	51,230	51,230.00
			SUMA:	745,393.00

TABLA IV.5



COSTO DE ADQUISICION DE PIEZAS ESPECIALES PARA POZO TIPO

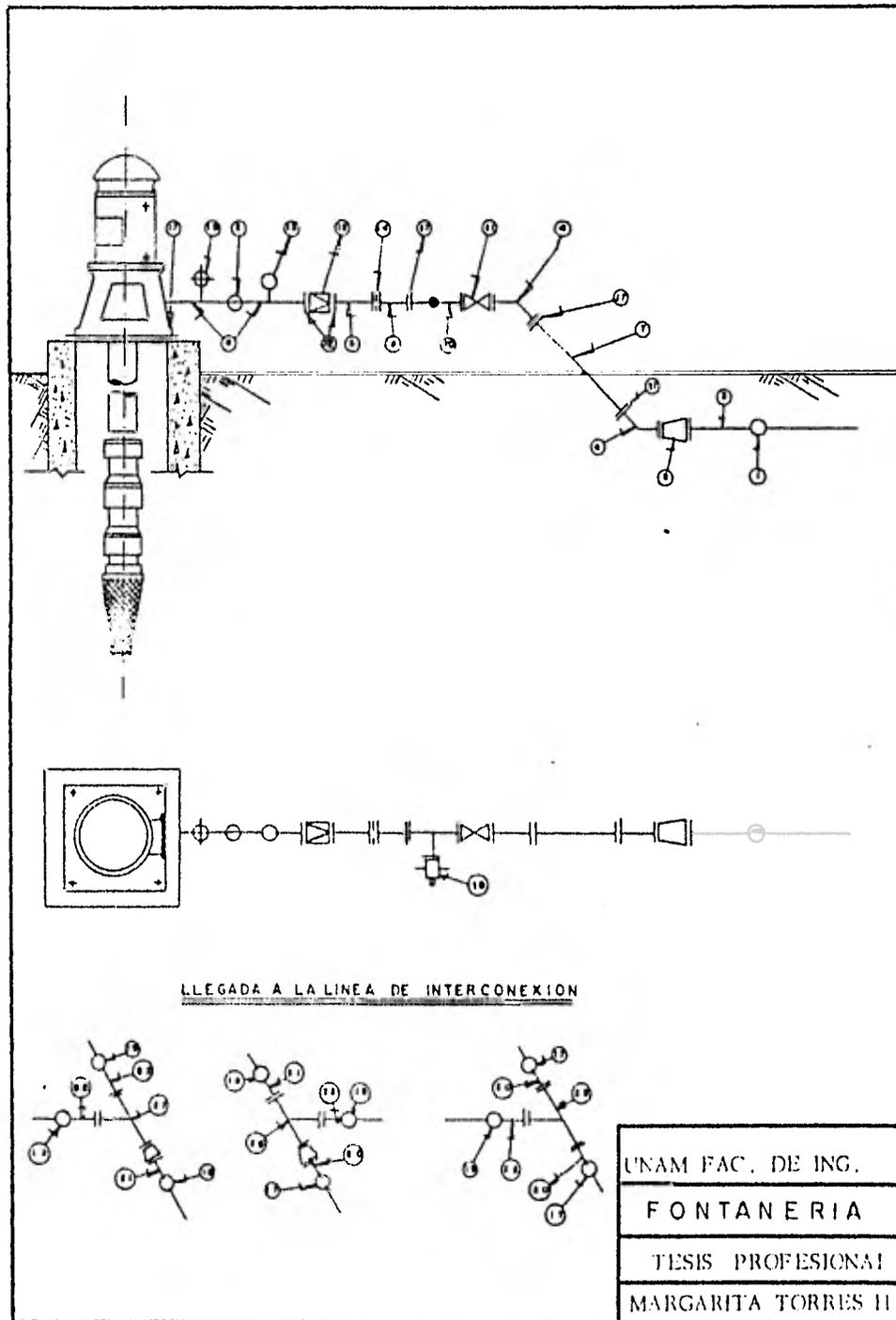
NO.	CONCEPTO	CANT.	UNIDAD	P. UNIT.	IMPORTE
	Junta Gibault de:				
1	304.8mm (12") Ø para tubo de AC	1	pza.	1,058.90	1,059.00
2	254.0mm (10") Ø para tubo de acero	1	pza.	850.45	850.00
	Extremidad de fofo c/b de:				
3	304.8mm (12") Ø para tubo de AC clase A-7	1	pza.	2,366.50	2,366.00
	Codo de fofo c/b de:				
4	45°x 254.0mm (10") Ø	2	pza.	2,097.90	4,196.00
	Reducción de fofo c/b de:				
5	304.8 mm x 254.0mm (12" x 10")Ø	1	pza.	2,614.25	2,614.00
	Tubería de acero de:				
6	254.0mm (10")Ø y 2.29 m de largo	1	m	868.70	869.00
7	254.0mm (10")Ø y 1.65m de largo	2	m	868.70	1,737.00
8	254.0mm (10")Ø y 1.02m de largo	1	m	868.70	869.00
9	254.0mm (10")Ø y 0.50m de largo	2	m	868.70	1,737.00
	Tee de fofo c/b de:				
10	254.0 mm x 101.6 mm (10" x 4")	1	pza.	3,195.25	3,195.00
	Válvula de compuerta de fofo c/b de:				
11	254.0 mm (10") Ø	1	pza	20,786.15	20,786.00
	Válvula check de fofo c/b de:				
12	254.0 mm (10") Ø	1	pza.	44,591.65	44,592.00
	Manómetro tipo bourdon con elemento de bronce, carátula de 114 mm Ø y escala de 7 kg/cm ²				
13		1	pza.	1,500.00	1,500.00
	Válvula de expulsión de aire de:				
14	76 mm (3") Ø	1	pza.	2,458.00	2,458.00
	Medidor totalizador de gasto tipo placa de orificio c/b y equipo mecánico para tubería de:				
15	254 mm (10")	1	pza	128,479.00	128,479.00
16	Válvula de alivio autocontrolada				

No.	CONCEPTO	CANT.	UNIDAD	P. UNIT.	IMPORTE
	de 101.6 mm (4") Ø	1	pza.	48,060.31	48,060.00
17	Brida soldable de: 254 mm (10")	6	pza.	495.00	2,970.00
	Empaques de plomo de: 304.8 mm (12") Ø	1	pza.	151.50	152.00
	254.0 mm (10") Ø	10	pza.	95.30	953.00
	Tornillos con cabeza y tuerca hexagonal de: 22.2 mm x 101.6 mm (7/8" x 4")	12	pza.	38.80	466.00
	22.2 mm x 88.9 mm (7/8" x 3 1/2")	120	pza.	35.55	4,266.00
				SUMA:	274,174.00

CONEXIONES EN LA LLEGADA A LA LINEA DE INTERCONEXION:

	Junta Gibault de:				
18	457.2mm (18")Ø para tubo AC	3	pza.	2,863.70	8,591.00
19	406.4mm (16")Ø para tubo AC	2	pza.	2,369.45	4,739.00
20	304.8mm (12")Ø para tubo AC	4	pza.	1,058.90	4,236.00
	Extremidad de fofo c/b de:				
21	457.2mm (18")Ø para tubo AC Clase A-7	3	pza.	6,982.25	20,947.00
22	406.4mm (16")Ø para tubo de AC Clase A-7	2	pza.	6,030.15	12,060.00
23	304.8mm (12")Ø para tubo de AC Clase A-7	4	pza.	2,366.40	9,466.00
	Reducción de fofo c/b de:				
24	457.2 a 406.5 mm (18" x 16")Ø	1	pza.	7,429.90	7,430.00
25	406.4 a 304.8 mm (16" x 12")Ø	1	pza.	5,679.40	5,679.00
	Yee de acero de:				
26	457.2 x 304.8 mm (18" x 12")Ø	1	pza.	5,900.00	5,900.00
27	406.4 x 304.8 mm (16" x 12")Ø	1	pza.	4,963.00	4,963.00
28	304.8 x 304.8 mm (12" x 12")Ø	1	pza.	3,883.00	3,883.00

FIG. IV. 6



No.	C O N C E P T O	CANT.	UNIDAD	P. UNIT.	IMPORTE
	Empaques de plomo de:				
	457.2 mm (18") Ø	3	pza.	458.00	1,374.00
	406.4 mm (16") Ø	3	pza.	275.00	825.00
	304.8 mm (12") Ø	5	pza.	154.00	770.00
	Tornillos con cabeza y tuerca hexagonal de:				
	28.6 x 114.3 mm (1 1/8" x 4 1/2")	48	pza.	75.90	3,643.00
	25.4 x 114.3 (1" x 4 1/2")	48	pza.	55.70	2,674.00
	22.2 x 101.6 mm (7/8" x 4")	60	pza.	38.80	2,328.00
				SUMA:	99,508.00

INSTALACION DE PIEZAS ESPECIALES PARA POZO TIPO:

	Junta Gibault de:				
	304.8 mm (12") para tubo de AC	1	pza.	114.91	115.00
	254.0 mm (10") para tubo de acero	1	pza.	92.85	93.00
	Extremidad de fofo c/b de:				
	304.8 mm (12") Ø para tubo AC Clase A-7	80	kg.	4.04	323.00
	Codo de fofo c/b de:				
	45°x 254.0 mm (10") Ø	130	kg.	4.04	525.00
	Reducción de fofo c/b de:				
	304.8 x 254.0 mm (12" x 10") Ø	81	kg.	4.04	327.00
	Tubería de acero de:				
	254.0 (10") y 5.96 m de largo	6	m.	174.78	1,049.00
	Tee de fofo c/b de:				
	254.0 x 101.6 mm (10" x 4")	99	kg	4.04	400.00
	Válvula de compuerta de fofo c/b de:				
	254.0 mm (10") Ø	1	pza.	892.50	893.00

No.	CONCEPTO	CANT.	UNIDAD	P. UNIT.	IMPORTE
	Válvula check de fofo c/b de: 254.0 mm (10") \varnothing	1	pza.	836.85	837.00
	Manómetro tipo bourdon con elemento de bronce, carátula de 114 mm \varnothing y escala de 7 kg/cm ²	1	pza.	160.00	160.00
	Válvula de expulsión de aire de 76 mm (3") \varnothing	1	pza.	197.00	197.00
	Válvula de alivio autocontrolada de: 101.6 mm (4") \varnothing	1	pza.	3,850.00	3,850.00
	Medidor totalizador de gasto tipo placa de orificio c/b y equipo mecánico para tubería de: 254.0 mm (10")	1	pza.	10,278.30	10,278.00
	Brida soldable de: 254.0 mm (10")	108	kg.	4.04	4,363.00
				SUMA:	23,410.00

INSTALACION DE CONEXIONES EN LA LLEGADA A LA LINEA DE INTERCONEXION

	Junta Gibault de: 457.2mm (18") \varnothing para tubo AC	3	pza.	286.35	859.00
	406.4mm (16") \varnothing para tubo AC	2	pza.	211.43	423.00
	304.8mm (12") \varnothing para tubo AC	4	pza.	114.91	460.00
	Extremidad de fofo c/b de: 457.2mm (18") \varnothing para tubo de AC clase A-7	528	kg.	5.04	2,661.00
	406.4 mm (16") \varnothing para tubo de AC clase A-7	304	kg.	5.04	1,532.00
	304.8 mm (12") \varnothing para tubo de AC clase A-7	320	kg.	4.04	1,293.00

No.	CONCEPTO	CANT.	UNIDAD	P. UNIT.	IMPORTE
	Reducción de fofo c/b de:				
	457.2 mm a 406.4mm (18" x 16")Ø	191	kg.	5.04	963.00
	406.4 a 304.8 mm (16" x 12") Ø	146	kg.	4.04	590.00
	Yee de acero de :				
	457.2 x 304.8 mm (12" x 12")Ø	194	kg.	5.04	978.00
	406.4 x 304.8 mm (16"x 12") Ø	164	kg.	5.04	827.00
	304.8 x 304.8 mm (12" x 12") Ø	129	kg.	4.04	521.00
				SUMA:	11,107.00

RESUMEN DE PRESUPUESTO
EQUIPOS ELECTROMECHANICOS

POZOS
1A. ETAPA

2 EQUIPOS + 1 (RESERVA)

Bombas	2'236,178.00
Motores	906,000.00
Fuerza	510,000.00
Fontanería y equipo de medición	1'003,367.00
	\$ 4'655,546.00
Subestación y electrificación	\$ 995,000.00

2A. ETAPA

En esta etapa se incrementará un pozo similar a los de la primera etapa tanto en obra civil como en equipo electromecánico resultando un costo de:

Bomba	\$	745,333.00
Motor		302,000.00
Centro control de motores		170,000.00
Fontanería y equipo de medición		297,584.00
		<hr/>
	SUMA:	\$ 1'514,977.00
Subestación y Electrificación	\$	415,000.00

CARCAMO DE BOMBEO.

Cárcamo de Bombeo.-

Se diseña para la segunda etapa:

Q = 244 l.p.s.

Cota de terreno = 1.880 m.s.n.m.

Cota de descarga = 1,945 m.s.n.m.

Ø línea de conducción = 18" AC

Pérdidas en la línea de conducción = 51.0 m.

Pérdidas en piezas especiales

Q/E = 82 l.p.s.

Longitud equivalente

Piezas de 10" de diámetro de fofo	Longitud equivalente
1 válvula check	20.0
1 válvula de seccionamiento	1.7
1 Codo de 45°	4.0
2 extremidades	<u>1.0</u>
	26.70

$$hf_1 = kLQ^2 = 2.60 (26.7) (0.082)^2 = 0.47 \text{ m}$$

1 conexión de acero de 0.50 m al múltiple

$$hf_2 = 1.87 (0.50) (0.082)^2 = 0.01$$

Pérdidas en el múltiple

$$hf_3 = 0.30864 (0.70) (0.082)^2 = 0.001 \text{ m}$$

$$hf_4 = 0.30864 (0.70) (0.164)^2 = 0.01 \text{ m}$$

$$hf_5 = 0.30864 (1.20) (0.244)^2 = 0.02 \text{ m}$$

Tubería de acero inclinada

Lc = longitud de tubo inclinado

B = dimensiones codo 45°

$$2B + 2C = \frac{1.12 + 0.73}{0.7071} = 2.62 \text{ m}$$

$$Lc = 2.62 - 2 B$$

$$B = 0.22 \text{ m}$$

$$L_c = 2.62 - 2(0.22) = 2.18 \text{ m}$$

$$hf_6 = 2.18 (0.30864) (0.244)^2 = 0.04 \text{ m}$$

Piezas de 14" de ϕ de fofo

2 codos de 45°	5.4 m
1 reducción	15.0 m
1 carrete	<u>0.5 m</u>
	20.9 m

$$hf_7 = 0.42963 (20.9) (0.244)^2 = 0.53$$

$$hf_T = 0.47 + 0.01 + 0.01 + 0.02 + 0.04 + 0.53 = 1.08 \text{ m}$$

Medidor

El medidor tipo placa de orificio resulta económico hasta un diámetro de 12", colocando en este caso un medidor del tipo electrónico. Teniendo pérdidas del orden de 0.10 m.

$$h_f \text{ medidor} = 0.10 \text{ m}$$

Cálculo de la bomba:

$$H_{DTm\acute{a}x} = 65 \text{ m} + 3.0 \text{ m} + 51.0 \text{ m} + 1.08 + 0.05 + 0.13 + 0.10$$

$$H_{DTm\acute{a}x} = 120.36 \text{ m} = 394.78'$$

$$H_{DTm\grave{a}n} = 65 + 0.50 + 51.0 + 1.08 + 0.05 + 0.13 + 0.10$$

$$H_{DTm\grave{a}n} = 117.86 \text{ m} = 386.58'$$

$$Q/E = 82 \text{ l.p.s.} = 1,301 \text{ g.p.m.}$$

Bomba Jacuzzi 12 HS 1760 r.p.m.

Carga dinámica por tazón 63'

$$\#T = \frac{394.78'}{63'} \doteq 7$$

$$H_{Dmax/tazon} = \frac{394.78'}{7} = 56'$$

$$H_{Dmin/tazon} = \frac{386.58'}{7} = 55'$$

Eficiencias

$$e_{max} = 0.84$$

$$e_{min} = 0.84$$

Potencias

$$HP_{max} = \frac{82 \times 120.36}{0.84 \times 76} = 154.60$$

$$HP_{min} = \frac{82 \times 117.86}{0.84 \times 76} = 151.39$$

Motor eléctrico comercial 150 HP

Ø flecha	1 1/2"
Ø columna	10"
Ø piezas especiales	10"
cabezal	24 1/2" x 10"

ANTEPRESUPUESTO DEL EQUIPO TIPO EN EL CARCAMO

No.	C O N C E P T O	CANT.	UNID.	P. UNIT.	IMPORTE
	Tazones (5 tazones)	1	lote	145,000	145,000.00
	Columna	1	tramo	27,000	27,000.00
	Colador (canasta)	1	pza.	8,000	8,000.00
	Cabezal	1	pza.	97,000	97,000.00
				SUMA:	277,000.00
	Equipo adicional (2 tazones)	4	lote	58,000	232,000.00

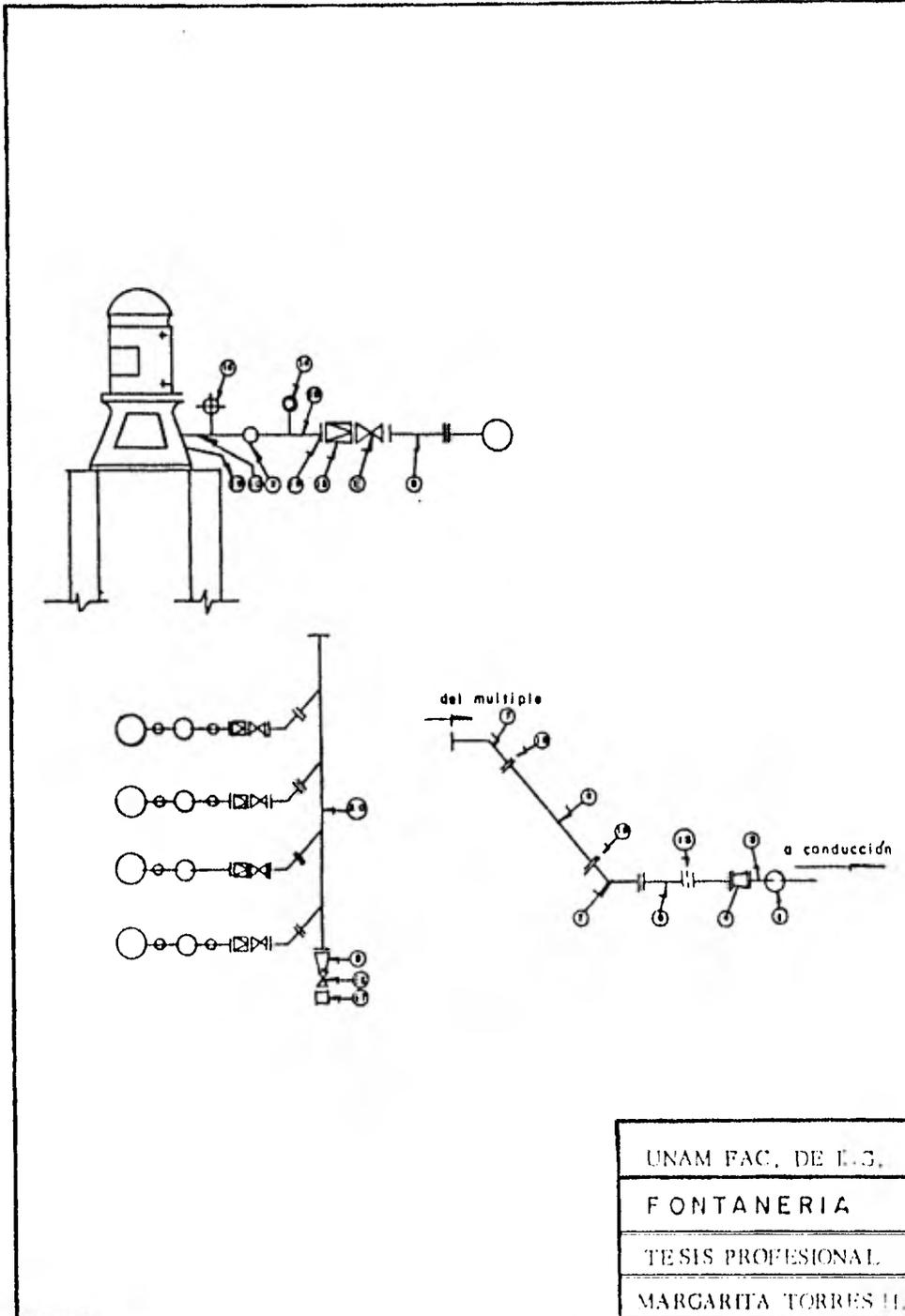
LISTA Y COSTO DE ADQUISICION DE PIEZAS ESPECIALES.

1A. ETAPA

Junta Gibault de:					
1	457 mm (18") para tubo AC	1	pza.	2 863.70	2.864.00
2	254 mm (10") para tubo de acero	3	pza.	850.45	851.00
Extremidad de fofo c/b de:					
3	457 mm (18") para tubo de AC -- clase A-7	1	pza.	6,982.25	6,982.00
Reducción de fofo c/b de:					
4	457 mm a 356 mm (18" a 14") Ø	1	pza.	6,885.30	6,885.00
5	356 mm a 101.6 mm (14" a 4") Ø	1	pza.	3,073.15	3,073.00
Carrete de fofo c/b de:					
6	356 mm (14") Ø x 0.50 m	1	pza.	5,493.25	5,493.00
Codo de fofo c/b de:					
7	45°x 356 mm (14") Ø	2	pza.	4,747.75	4,748.00
8	45°x 254 mm (10") Ø	3	pza.	2,097.90	2,098.00
Tubería de acero de:					
9	356 mm (14") Ø y 2.18 m largo	2.18	m	1,135.75	2,476.00
10	254.0 mm (10") Ø y 0.5 m largo	0.50	m	868.73	434.00

No.	CONCEPTO	CANT.	UNID.	P. UNIT.	IMPORTE
	Válvula de compuerta de fofo				
	c/b de:				
11	254.0 mm (10") Ø	3	pza.	20786.15	62,359.00
12	101.6 mm (4") Ø	1	pza.	4990.40	4,990.00
	Válvula check de fofo				
	c/b de:				
13	254.0 mm (10") Ø	3	pza	44591.65	133,775.00
14	Manómetro tipo bourdon con - elemento de bronce carátula de 114 mm Ø y escala de 14 kg/cm ²	3	pza	2000.00	6,000.00
15	Medidor electrónico de gasto y equipo para tubería de 356 mm (14") Ø	1	lote	90600.00	90,600.00
16	Válvula de expulsión de aire de 76 mm (3") Ø	3	pza.	2458.00	7,374.00
	Válvula de alivio autocontro lada de:				
17	101.6 mm (4") Ø	1	pza.	48060.31	48,060.00
	Brida soldable de:				
18	356 mm (14") Ø	2	pza.	803.00	1,606.00
19	254 mm (10") Ø	6	pza.	495.00	2,970.00
20	Múltiple de acero c/b de: 356 mm x 254 mm (14" x 10")Ø	1	pza	214168.00	214,168.00
	Empaques de plomo de :				
	457 mm (18") Ø	1	pza.	458.00	458.00
	356 mm (14") Ø	6	pza.	249.00	1,494.00
	254 mm (10") Ø	15	pza.	95.30	1,430.00
	101.6 mm (4") Ø	2	pza.	35.80	72.00
	Tornillos con cabeza y tuer- ca hexagonal de:				
	28.6mm x 114.3 mm (1 1/8" x 4 1/2")	16	pza	75.90	1,214.00
	25.4mm x 114.3mm (1" x 4 1/2")	72	pza.	55.70	4,010.00
	22.2mm x 88.9mm (7/8" x 3 1/2")	180	pza.	35.55	6,399.00
	15.9mm x 76.2mm (5/8" x 3")	16	pza.	15.20	243.00
				SUMA:	623,126.00

FIG. IV.7



UNAM FAC. DE I.C.
FONTANERIA
TESIS PROFESIONAL
MARGARITA TORRES H.

LISTA, COSTO Y ADQUISICION DE PIEZAS ESPECIALES

2A. ETAPA

No.	CONCEPTO	CANT.	UNID.	P. UNIT.	IMPORTE
2	Junta Gibault de: 254.0 mm (10") p/tubo de acero	1	pza.	850.45	851.00
8	Codo de fofo c/b de: 45°x 254.0mm (10") ø	1	pza.	2097.90	2,098.00
10	Tubería de acero de: 254.0mm (10") ø y 0.5 m largo	1	m.	868.73	869.00
11	Válvula de compuerta de fofo c/b de: 254.0mm (10") ø	1	pza.	20786.15	20,786.00
13	Válvula check de fofo c/b de: 254.0 mm (10") ø	1	pza.	44,591.65	44,592.00
14	Manómetro tipo bourdon con elemento de bronce carátula de $\frac{-2}{2}$ 114 mm ø y escala de 14 kg/cm ²	1	pza.	2000.00	2,000.00
16	Válvula de expulsión de aire de: 76 mm (3") ø	1	pza.	2,458.00	2,458.00
19	Brida soldable de: 254 mm (10") ø	2	pza.	495.00	990.00
	Empaques de plomo de: 254 mm (10") ø	5	pza.	95.30	477.00
	Tornillos con cabeza y tuerca hexagonal de: 22.2mm x 88.9mm (7/8" x 3 1/2")	60	pza.	35.55	<u>2,133.00</u>
				SUMA:	77,254.00

COSTO DE INSTALACION DE PIEZAS ESPECIALES

1A. ETAPA

	Junta Gibault de: 457mm(18") para tubo de AC	1	pza.	314.00	314.00
--	---	---	------	--------	--------

No.	C O N C E P T O	CANT.	UNID.	P. UNIT.	IMPORTE
	254mm (10") para tubo acero	3	pza.	92.85	279.00
	Extremidad de fofo c/b de: 457mm(18")p/tubo de AC Clase A-7	176	kg.	5.04	887.00
	Reducción de fofo c/b de: 457mm a 356mm (18" a 14") Ø	177	kg.	5.04	892.00
	356mm a 101.6mm (14" a 4")Ø	79	kg.	5.04	398.00
	Carrete de fofo c/b de: 356mm (14") Ø x 0.50 m	1013	kg.	5.04	519.00
	Codo de fofo c/b de: 45°x 356mm (14") Ø	242	kg.	5.04	1,220.00
	45°x 254mm (10") Ø	195	kg.	4.04	788.00
	Tubería de acero de: 356mm (14)Ø y 2.18m de largo	2.18	m.	271.37	592.00
	254mm (10")Ø y 0.5 m largo	0.50	m.	174.78	87.00
	Válvula de compuerta de fofo c/b de: 254mm (10") Ø	3	pza.	892.50	2,678.00
	101.6mm (4") Ø	1	pza.	194.25	194.00
	Válvula ckeeck de fofo c/b de: 254 mm (10") Ø	3	pza.	836.85	2,511.00
	Manómetro tipo bourdon con ele mento de bronce carátula de 114 mm Ø y escala de 14 kg/cm ²	3	pza.	160.00	480.00
	Medidor electrónico de gasto y equipo para tubería de 356mm (14") Ø	1	lote	9,600.00	9,600.00
	Válvula de expulsión de aire de: 76 mm (3") Ø	3	pza.	246.00	738.00
	Válvula de alivio autocontro- lada de: 101.6 mm (14") Ø	1	pza.	4,806.00	4,806.00
	Múltiple de acero c/b de: 356 mm x 254 mm (14" x 10") Ø	1	pza.	21,416.00	21,416.00
				SUMA:	48,399.00

No.	C O N C E P T O	CANT.	UNID.	P. UNIT.	IMPORTE
COSTO DE INSTALACION DE PIEZAS ESPECIALES					
2A. ETAPA					
	Junta Gibault de: 254mm (10") par tubo acero	1	pza.	81.61	82.00
	Codo de fofo c/b de: 45°x 254.0mm (10")ø	65	kg.	4.04	263.00
	Tubería de acero de: 254.0mm (10")ø y 0.5 m largo	0.5	m.	174.78	87.00
	Válvula de compuerta de fofo c/b de: 254.0mm (10") ø	1	pza.	892.50	893.00
	Válvula check de fofo c/b de: 254.0 mm (10") ø	1	pza.	836.85	837.00
	Manómetro tipo bourdon con ele mento de bronce carátula de 114 kg/cm2	1	pza.	160.00	160.00
	Válvula de expulsión de aire de: 76 mm (3") ø	1	pza.	246.00	246.00
				SUMA:	2,568.00

En la primera etapa funcionarán 2 equipos mas uno de reserva y para la segunda etapa se incrementará un equipo similar al de la primera.

CARCAMO DE BOMBEO

1A. ETAPA

Q = 164 l.p.s.

Cota de terreno = 1,880 m.s.n.m.

Cota de descarga = 1,945 m.s.n.m.

Ø línea de conducción = 18" AC

Pérdidas en la línea de conducción = 23.0 m

Pérdidas en piezas especiales 10" Ø

$$hf_1 = 2.60 (26.7) (0.082)^2 = 0.47$$

Conexión de acero al múltiple

$$hf_2 = 1.87 (0.50) (0.082)^2 = 0.01$$

Pérdidas en el múltiple

$$hf_3 = 0.30864 (0.70) (0.082)^2 = 0.001 \text{ m}$$

$$hf_4 = 0.30864 (1.90) (0.164)^2 = 0.90 \text{ m}$$

Tubería de acero inclinada

$$hf_5 = 2.18 (0.30864) (0.164)^2 = 0.02$$

Piezas especiales de 14" Ø

$$hf = 0.42963 (20.9) (0.164)^2 = 0.24 \text{ m}$$

$$hf_T = 1.64 \text{ m}$$

$$h \text{ medidor} = 0.10$$

$$H_{DT\text{máx}} = 65\text{m} + 5.0\text{m} + 23.0 + 1.64 + 0.1 + 0.10$$

$$H_{DT\text{max}} = 92.84 = 304.51'$$

$$H_{DT\text{mín}} = 65\text{m} + 0.50 + 23.0 + 1.64 + 0.1 + 0.10$$

$$H_{DT\text{min}} = 90.34 \text{ m} = 296.31'$$

$$Q/E = 82 \text{ l.p.s.} = 1,301 \text{ g.p.m.}$$

Bomba Jacuzzi 12 HS 1760 r.p.m.

Carga dinámica por tazón 64'

$$HT = \frac{304.51'}{64} \pm 5$$

$$H_{D\text{máx}/\text{tazón}} = \frac{304.51'}{5'} = 61'$$

$$H_{\text{Dnin/tazón}} = \frac{296.31}{5'} = 59.3'$$

Eficiencias:

$$e_{\text{máx}} = 0.84$$

$$e_{\text{min}} = 0.84$$

Potencias

$$HP_{\text{máx}} = \frac{82 \times 92.84}{0.84 \times 76} = 119.25$$

$$HP_{\text{min}} = \frac{82.65 \times 90.34}{0.84 \times 76} = 116.96$$

Motor eléctrico comercial 150 HP

Ø flecha	1 1/2"
Ø columna	10"
Ø piezas especiales	10"
Cabecal	24 1/2" x 10"

RESUMEN DE PRESUPUESTO
EQUIPOS ELECTROMECHANICOS

CARCAMO DE REBOMBEO

	1A. ETAPA	2A. ETAPA
Bombas	831,000.00	277,000.00
Motores	1'125,000.00	375,000.00
Fuerza (centro control motores)	372,000.00	170,000.00
Fontanería	671,000.00	79,822.00
Equipo adicional	-	<u>232,000.00</u>
SUMA:	2'999,000.00	1'133,822.00

Subestación y Electrificación	1'280,000.00	800,000.00
Contratación	38,000.00	18,000.00

ACUEDUCTO ZONA DE POZOS SAN NICOLAS - SAN JUAN DEL RIO, QRO.

RESUMEN DE PRESUPUESTO DE CAPTACION

PRIMERA ETAPA

OBRA CIVIL:

Perforación, engravado, ademado, desarrollo y aforo de 3 pozos pro fondos		1'469,126.00
Casetas de operación y control		69,000.00
Línea de interconexión y piezas especiales		2'135,293.00
Cárcamo de bombeo		<u>420,000.00</u>
	SUMA:	5'093,419.00

EQUIPOS ELECTROMECANICOS:

Suministro, instalación y puesta en marcha de equipos electromecánicos		7'654,546.00
Subestación eléctrica y electrificación		2'275,000.00
Contratación		38,000.00

RESUMEN DE PRESUPUESTO DE CAPTACION
SEGUNDA ETAPA

OBRA CIVIL:

Perforación, engravado, ademado, desarrollo y aforo de pozo profundo		1'823,042.00
Caseta de operación y control		23,000.00
Línea de interconexión y piezas especiales		<u>304,230.00</u>
	SUMA:	2'150,272.00

EQUIPOS ELECTROMECHANICOS

Suministro, instalación y puesta en marcha de equipos electromecánicos	1'648,799.00
Subestación eléctrica	1'215,000.00
Contratación	18,000.00

IV.2 OBRA DE CONDUCCION

L I N E A D E C O N D U C C I O N (Fig. IV. 7-a)

Volúmen de terracerías

Excavación.

$$1.6675 \text{ m}^3/\text{m} \times 12,800 \text{ m} = 21,344 \text{ m}^3$$

Rellenos

Plantilla

$$0.115 \text{ m}^3/\text{m} \times 12,800 \text{ m} = 1472 \text{ m}^3$$

Compactado

$$0.70346 \text{ m}^3/\text{m} \times 12800 \text{ m} = 9.004 \text{ m}^3$$

A volteo

$$0.690 \text{ m}^3/\text{m} \times 12800 \text{ m} = 8,832 \text{ m}^3$$

Costo de terracerías

Excavación

$$21,344 \text{ m}^3 \times \$ 82.95/\text{m}^3 = \$ 1'770,485.00$$

Plantilla

$$1472 \text{ m}^3 \times \$ 99.54/\text{m}^3 = \$ 146,523.00$$

Relleno compactado

$$9.004 \text{ m}^3 \times \$ 83.25/\text{m}^3 = \$ 749,583.00$$

Relleno a volteo

$$8,832 \text{ m}^3 \times \$ 25.20/\text{m}^3 = \$ 222,566.00$$

$$\text{SUMA: } \$ 2'889,157.00$$

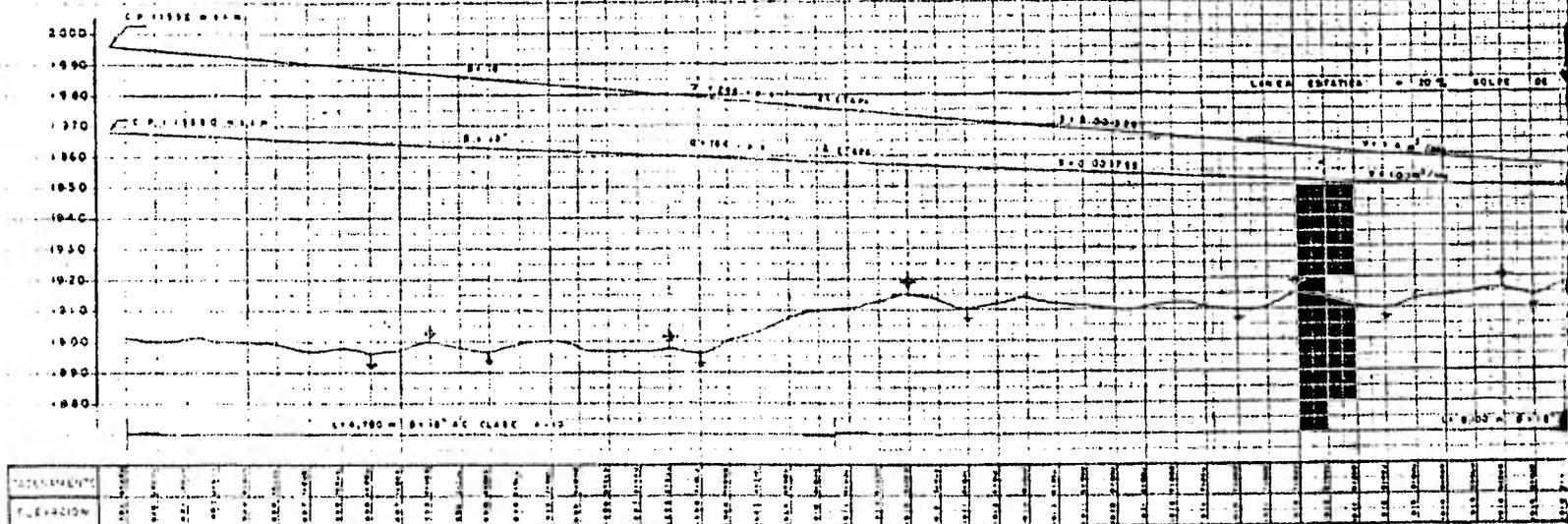
Pérdidas en la conducción

2A . Etapa

$$hf = k L Q^2 = 0.06688 (12,800) (0.244)^2 = 51.0 \text{ m}$$

$$\text{C.P.} = 51.0 \text{ m} + 1945 \text{ m.s.n.m.} = 1996.0 \text{ m.s.n.m.}$$

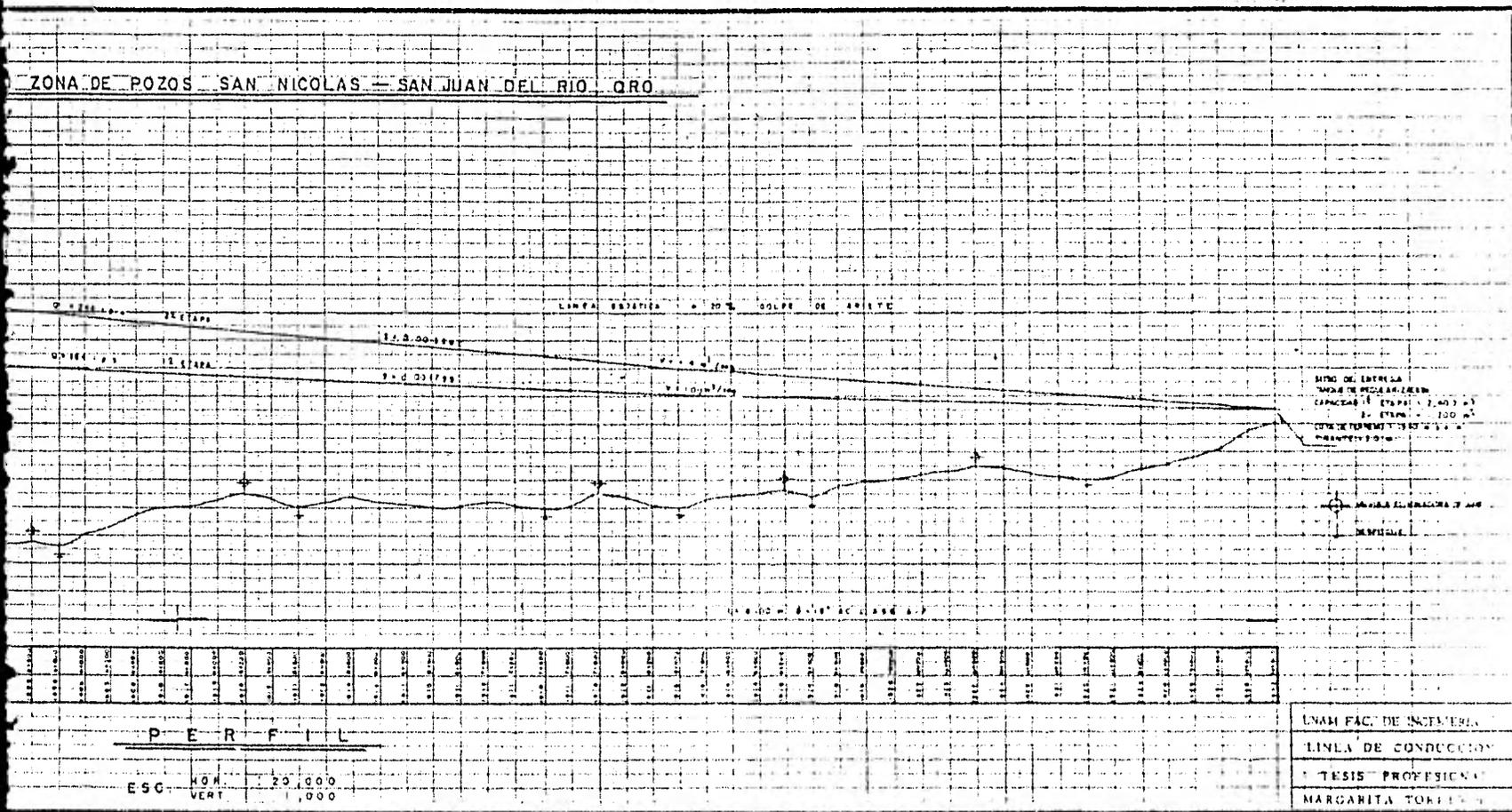
ACUEDUCTO ZONA DE POZOS SAN NICOLAS - SAN JUAN DEL RIO ORO



P E R F I L

ESC. HOR. 1:20,000
 VERT. 1:1,000

Fig. IV. 2-a



1A. ETAPA

$$h_f = 0.06688 (12,800) (0.164)^2 = 23.0 \text{ m}$$

$$C.P. = 23.0 + 1945 \text{ m.s.n.m.} = 1968.0 \text{ m.s.n.m.}$$

Análisis del golpe de ariete

$$h = \frac{145 V}{\sqrt{1 + \frac{Ea d}{E + e}}}$$

$$v = 1.5 \text{ m}^3/\text{seg}$$

$$E_a = 20,670 \text{ kg/cm}^2$$

$$E_T = 328,000 \text{ kg/cm}^2$$

$$d = 45.7 \text{ cm}$$

$$e = 5.0 \text{ cm}$$

$$h = \frac{145 (1.5)}{\sqrt{1 + \frac{(20670) (45.7)}{(328,000) (5.0)}}}$$

$$h = 173 \text{ m}$$

80% absorbida por válvulas

$$H_{80} = 138 \text{ m}$$

20% absorbida por tubería

$$h_{20} = 35 \text{ m}$$

Costo de adquisición de tubería e instalación:

$$\varnothing = 18'' \quad L = 4,700 \text{ m} \quad \text{Clase A-10}$$

Adquisición directa por la Secretaría Catálogo SANOP 1980

$$\$ 1'373.45 \times 4,700 \text{ m} = \$ 6'455,215.00$$

$$\text{I.V.A.} = \$ 645,522.00$$

	SUMA:	\$	7'100,737.00
Instalación			
\$ 109.55 x 4,700 m	=	\$	514,885.00
Adquisición			
Ø = 18" L= 8,100 m Clase A-7			
\$ 1,008.00 x 8,100	=	\$	8'164,800.00
	I.V.A.	\$	816,480.00
	SUMA:	\$	8'981,280.00
Instalación			
\$ 83,77 x 8.100	=	\$	678,537.00
Costo adquisición de tubería	=	\$	16'082,017.00
Costo por instalación	=	\$	1'193,422.00

LISTA Y COSTO DE ADQUISICION DE PIEZAS ESPECIALES PARA INSTALACION DE VALVULAS DE AIRE Y VACIO EN LA CONDUCCION

No.	C O N C E P T O	CANT.	UNID.	P. UNIT.	IMPORTE
1	Junta Gibault de: 457mm (18") \varnothing para tubo de AC A-7	2	pza.	2,863.70	5,727.00
2	Extremidad de fofo de: 457mm (18") \varnothing y 0.50 m de largo para tubo de A-C - Clase A-7	2	pza.	6,982.25	13,965.00
3	Tee de fofo c/b de: 457mm x 101mm (18" x 4") \varnothing	1	pza.	12,175.70	12,176.00
4	Contrabrida de fofo de: 101 mm (4") \varnothing	1	pza.	218.00	218.00
5	Niple roscado de fierro galvanizado de: 51mm (2") \varnothing y 0.10m largo	2	pza.	157.10	314.00
6	51mm (2") \varnothing y 0.30m largo	1	pza.	235.65	236.00
7	Reducción de fofo con brida de: 101mm a 51mm(4" x 2") \varnothing	1	pza.	355.00	355.00
8	Codo roscado de fierro galvanizado de: 51mm (2") \varnothing	1	pza.	117.70	118.00
9	Válvula de compuerta de fofo con brida de: 51mm (2") \varnothing	1	pza.	2,472.50	2,473.00
10	Válvula de aire combinada roscada de: 51mm (2") \varnothing	1	pza.	12,206.80	12,207.00
	Caja para protección de - válvula	1	caja	4,200.00	4,200.00
	Dmpaque de plomo de: 457mm (18") \varnothing	2	pza.	458.00	916.00
	101mm (4") \varnothing	1	pza.	35.80	36.00

No.	C O N C E P T O	CANT.	UNID.	P. UNIT.	IMPORTE
	51 mm (2") ϕ	2	pza.	14.40	29.00
	Tornillos con cabeza y -- tuerca hexagonal de: 28.6mm x 114.3mm (1 1/8" x 4 1/2")	32	pza.	75.90	2,429.00
	15.9mm x 76.2mm (5/8" x 3")	8	pza.	15.20	122.00
	15.9mm x 63.5mm (5/8" x 2 1/2")	8	pza.	13.65	109.00
				SUMA:	55,630.00

COSTO DE ADQUISICION DE PIEZAS ESPECIALES PARA DESFOGUE EN LA CON-
DUCCION.-

1	Junta Gibault de: 457mm (18") ϕ para tubo de AC Clase A-7	2	pza.	2,863.80	5,727.00
2	Tee de fofo c/b de: 457mm x 152mm (18" x 6") ϕ	1	pza.	12,292.40	12,292.00
3	Extremidad de fofo c/b de: 457mm (18") ϕ y 0.50 m de largo para tubo de AC clase A-7	2	pza.	6,982.25	13,965.00
4	Válvula de compuerta c/b de: 152 mm (6") ϕ	1	pza.	7,106.45	7,106.00
5	Brida soldable de: 152 mm (6") ϕ	1	pza.	285.40	285.00
6	Tubería de acero galva- nizado de: 152 mm (6") ϕ x 4m largo	4	m	1,054.35	4,217.00
7	Codo de fofo c/b de: 90°x 152mm (6") ϕ	1	pza.	968.25	968.00
	Empaques de plomo de: 457 mm (18") ϕ	2	pza.	458.00	916.00

No.	C O N C E P T O	CANT.	UNID.	P. UNIT	IMPORTE
	152mm (6") Ø	3	pza.	53.40	160.00
	Tornillos con cabeza y tuerca hexagonal de:				
	28.6mm x 114.3mm (1 1/8" x 4 1/2")	32	pza.	75.90	2,429.00
	19.1mm x 88.9mm (3/4" x 3 1/2")	24	pza.	25.30	607.00
	Caja para desfogue	1	pza.	4,000.00	<u>4,000.00</u>
				SUMA:	52,672.00

COSTO DE INSTALACION DE PIEZAS ESPECIALES PARA VALVULAS DE AIRE Y VACIO EN LA CONDUCCION.-

	Junta Gibault de:				
	457mm (18") Ø para tubo de A-C Clase A-7	2	pza.	286.35	573.00
	Extremidad de fofo de:				
	457mm (18")Ø y 0.50 m de largo para tubo de A-C clase A-7	352	kg.	5.04	1,774.00
	Tee de fofo c/b de:				
	457mm x 101mm (18" x 4")Ø	322	kg.	5.04	1,623.00
	Contrabrida de fofo de:				
	101 mm (4") Ø	4.6	kg.	4.04	19.00
	Niple roscado de fierro galvanizado de:				
	51mm (2")Ø y 0.10m largo	0.10	m	23.92	2.00
	51mm (2")Ø y 0.30m largo	0.30	m	23.92	7.00
	Reducción de fofo con -- brida de:				
	101mm a 51mm (4" x 2") Ø	11	kg.	5.04	55.00
	Codo roscado de fierro - galvanizado de:				
	51mm (2") Ø	5	kg.	12.21	61.00

FIG. IV. 8

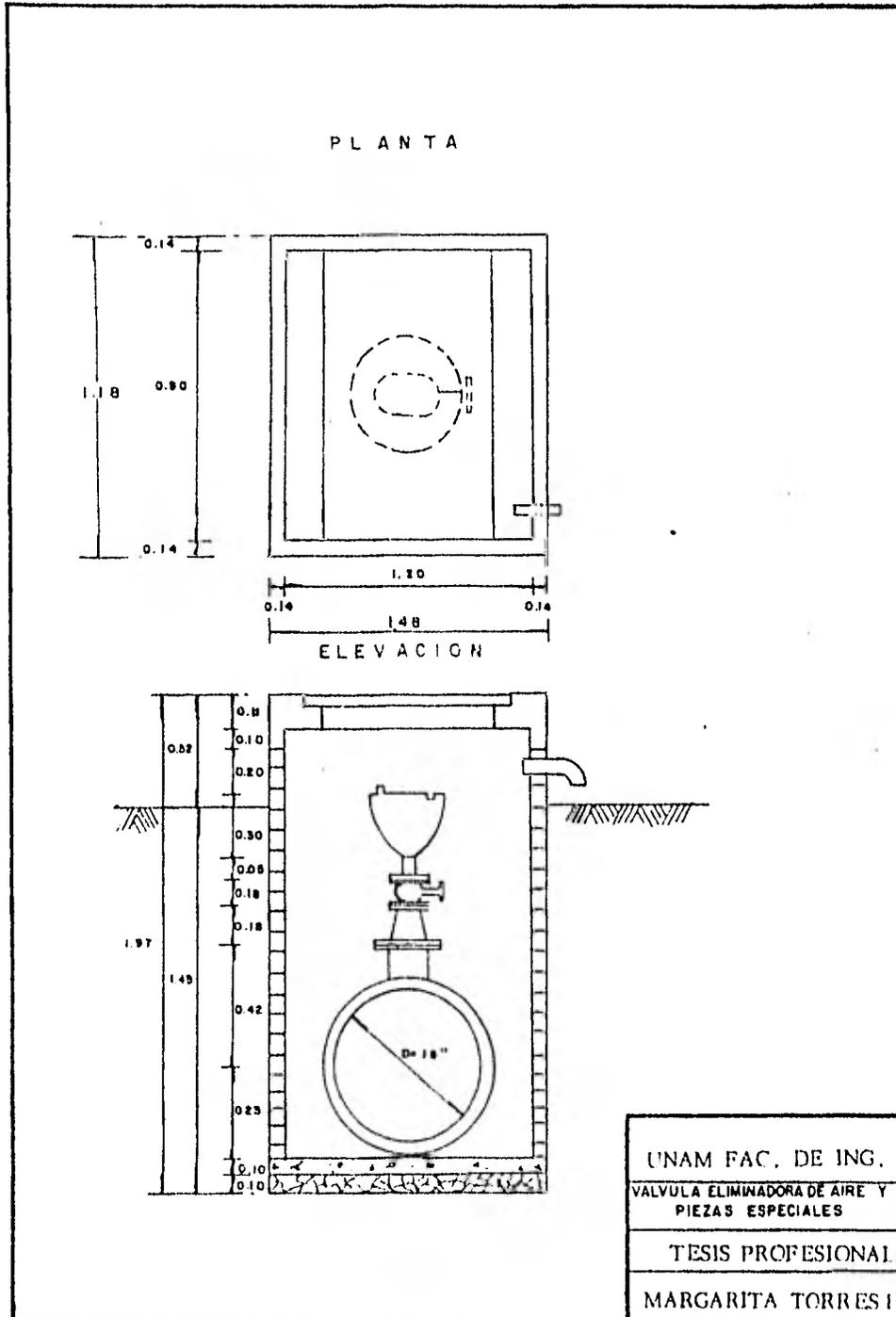


FIG. IV. 9

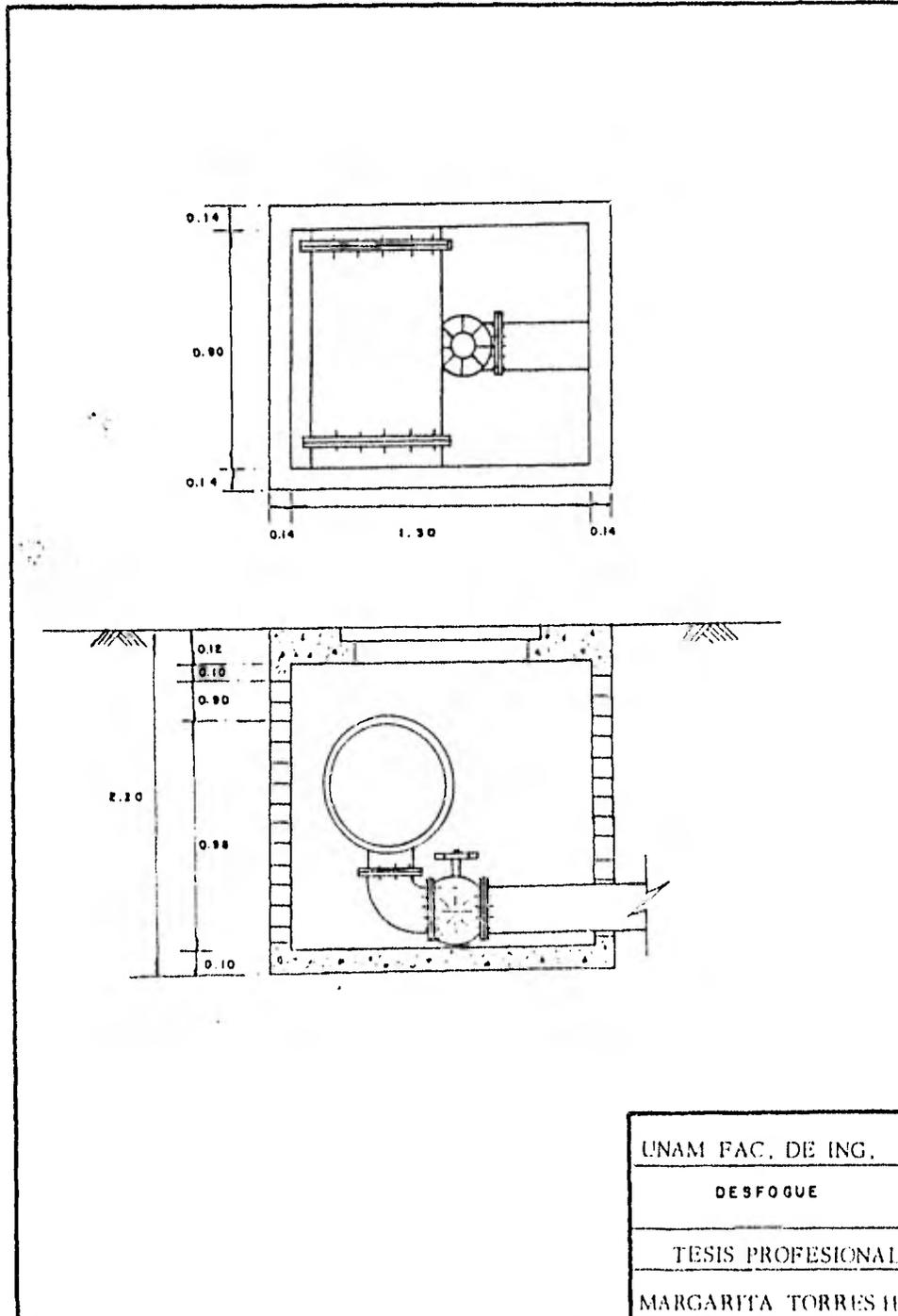
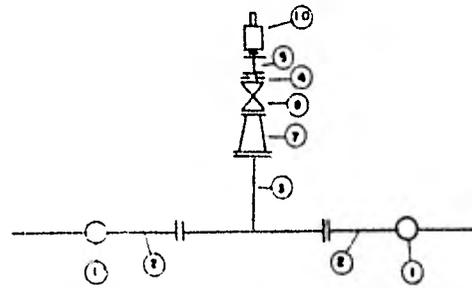
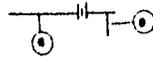


FIG. IV. 10

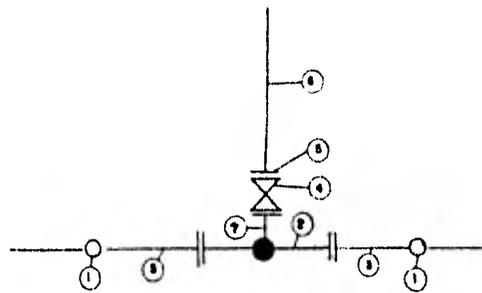
VALVULA DE ADMISION Y EXPULSION DE AIRE



VENTILACION



DESFOGUE



UNAM FAC. DE ING.
DIAGRAMA DE INSTALACION, VALVULA
ELIMINADORA DE AIRE Y DESFOGUES.

TESIS PROFESIONAL
MARGARITA TORRES II.

No.	CONCEPTO	CANT.	UNID.	P. UNIT.	IMPORTE
	Válvula de compuerta de fofo con brida de: 51 mm (2") Ø	1	pza.	60.69	61.00
	Válvula de aire combina- da, roscada, de: 51 mm (2") Ø	1	pza.	610.35	<u>610.00</u>
				SUMA:	4,735.00

COSTO DE INSTALACION DE PIEZAS ESPECIALES PARA VALVULAS DE AIRE Y VACIO EN LA CONDUCCION

	Junta Gibault de: 457mm (18") Ø para tubo de A-C clase A-7	2	pza.	286.35	573.00
	Extremidad de fofo de : 457mm (18") Ø y 0.50 m largo para tubo de AC clase A-7	352	kg.	5.04	1,774.00
	Tee de fofo c/b de: 457mm x 101mm (18" x 4")Ø	322	kg.	5.04	1,623.00
	Contrabrida de fofo de: 101 mm (4") Ø	4.6	kg.	4.04	19.00
	Niple roscado de fierro galvanizado de: 51mm (2") Ø y 0.10 m de largo	0.10	m	23.92	2.00
	51 mm (2") Ø y 0.30 m de largo	0.30	m	23.92	7.00
	Reducción de fofo con bri- da de: 101mm a 51mm (4" x 2")Ø	11	kg.	5.04	55.00
	Codo roscado de fierro galvanizado de: 51 mm (2") Ø	5	kg.	12.21	61.00

No.	C O N C E P T O	CANT.	UNID.	P. UNIT.	IMPORTE
	Válvula de compuerta de fofo con brida de: 51 mm (2") Ø	1	pza.	60.69	61.00
	Válvula de aire combinada, roscada, de: 51 mm (2") Ø	1	pza.	610.35	<u>610.00</u>
				SUMA:	4,785.00

COSTO DE INSTALACION DE PIEZAS ESPECIALES PARA DESFOGUE DE CONDUCCION. -

	Junta Gibault de: 457mm (18") Ø para tubo de AC clase A-7	2	pza.	286.35	573.00
	Tee con brida de: 457mm x 152mm (18" x 6") Ø	328	kg.	5.04	1,653.00
	Extremidad de fofo c/b de: 457mm (18")Ø y 0.50 m de largo para tubo de A C clase A-7	352	kg	5.04	1,774.00
	Válvula de compuerta c/b de: 152 mm (6") Ø	1	pza.	327.60	328.00
	Brida soldable de: 152mm (6") Ø	7.3	kg.	4.04	30.00
	Tubería de acero galvanizado de: 152mm(6")Ø x 4m de largo	4	m	105.46	422.00
	Codo de fofo c/b de: 90° x 152mm (6") Ø	30	kg.	5.04	<u>151.00</u>
				SUMA:	4,931.00

Costo de piezas especiales

Adquisición de 6 válvulas, 8 desfogues y sus piezas

especiales: = \$ 755,156.00

Instalación de válvulas y desfogues = \$ 68,158.00

RESUMEN DEL PRESUPUESTO DE CONDUCCION

Adquisición de tubería \$ 16'082,017.00

Adquisición de piezas especiales 755,156.00

Instalación, Junteo y Prueba
de piezas especiales 68,158.00

Excavaciones, plantilla y rellenos 2'889,157.00

\$ 20'987,910.00

REGULARIZACION.-

Selección válvulas de flotador.

La válvula de flotador más económica es la de costo anual bajo y pérdidas menores.

Válvula de 18"

De la gráfica

$hf = 0.44 \text{ m}$

Costo de adquisición \$ 435,000.00

Cargo anual por bombeo

$$HP = \frac{0.44 \times 244}{76 \times 0.8} = 1.88$$

$$1.88 \times 0.7457 \times \$ 0.6930/\text{hr} \times 8760 \text{ hr/año} = \$ 8,510.00$$

Amortización

$$\$ 435,000.00 \times 0.196403 = \underline{85,435.00}$$

$$\text{Cargo anual total:} = 93,945.00$$

Válvula de 16" y reducción de 18" x 16"

Costo de adquisición:

$$\text{Válvula de flotador} \quad 396,210.00$$

$$\text{Reducción} \quad \underline{10,699.00}$$

$$\text{TOTAL} \quad \$ 406,909.00$$

$$hf \text{ válvula de flotador} = 0.9$$

$$\text{Longitud equivalente reducción} = 4.8 \text{ m}$$

$$hf = 4.8 (0.21297) (0.244)^2 = 0.06 \text{ m}$$

$$hf_T = 0.90\text{m} + 0.06 = 0.96 \text{ m}$$

Cargo anual por bombeo

$$HP = \frac{0.96 \times 244}{76 \times 0.80} = 3.85$$

$$3.85 \times 0.7457 \times \$ 0.6930/\text{hr} \times 8,760 \text{ hr/año} = 8,510.00$$

Amortización

$$\$ 406,909.00 \times 0.196403 = \$ 79,918.00$$

$$\text{Cargo anual total} = \$ 97,346.00$$

Válvula de 14" y reducción de 18" x 14"

Costo de adquisición

$$\text{Válvula de flotador} \quad \$ 310,235.00$$

$$8.43 \times 0.7457 \times \$ 0.6930/\text{hr} \times 8760 \text{ hr/año} = \$ 38,151.00$$

Amortización

$$\$ 195,184.00 \times 0.196403 = \$ \underline{38,335.00}$$

$$\text{Cargos anual total} = \$ 76,486.00$$

Válvula de 10" y reducción de 18" x 10"

Costo de adquisición

$$\text{Válvula de flotador} = \$ 131,423.00$$

$$\text{reducción} = \$ \underline{8,514.00}$$

$$\text{TOTAL} = \$ 139,937.00$$

$$h_f \text{ válvula} = 5\text{m}$$

$$L_e \text{ reducción} = 3.0 \text{ m}$$

$$h_f \text{ reducción} = 3.0 (0.21297) (0.244)^2 = 0.04 \text{ m}$$

$$h_{f_T} = 5\text{m} + 0.04 \text{ m} = 5.04 \text{ m}$$

Cargos anual por bombeo

$$\text{HP} = \frac{5.04 \times 244}{76 \times 0.80} = 20.2$$

$$20.2 \times 0.7457 \times \$ 0.6930/\text{hr} \times 8760 \text{ hr/año} = \$ 91,563.00$$

Amortización

$$\$ 139,937.00 \times 0.196403 = \$ \underline{27,484.00}$$

$$\text{Cargos anual total} = \$ 119,047.00$$

RESUMEN

Ø VALVULA	Ø REDUCCION	hf Válvula	hf reducción	hf total	Cargos Anual
18"	-	0.44	-	0.44	93,945
16"	18" x 16"	0.90	0.06	0.96	97,346
14"	18" x 14"	1.20	0.05	1.25	85,603
12"	18" x 12"	1.90	0.20	2.10	76,486
10"	18" x 10"	5.00	0.04	5.04	119,047

Se selecciona la válvula de 14" ya que está dentro de las económicas y no presenta pérdidas grandes.

Cálculo de medidor tipo placa de orificio.-

El medidor tipo placa de orificio se diseña para la Segunda Etapa y se revisa para la primera, debe cumplir con:

$$0.23 \leq \beta^2 k \leq 0.35$$

$$0.60 \leq \beta \leq 0.70$$

Dif = Diferencial de presión = 10", 20", 30", 50", 100", 200"

$$\beta^2 k = \frac{0.1764 + (Q)}{\phi^2 \sqrt{\text{Dif}}}$$

1a. Etapa $Q = 164 \text{ l.p.s.} = 2,603 \text{ q. p. m.}$

2a. Etapa $Q = 244 \text{ l.p.s.} = 3,873 \text{ q. p. m.}$

$$g = 20"$$

como primer tanteo

$$\beta^2 k = 0.23$$

$$0.23 = \frac{0.1764 (3873)}{400 \sqrt{\text{Dif.}}}$$

$$\text{Dif} = \left[\frac{683.2}{400 (0.23)} \right]^2 = 55.15$$

$$\text{Dif} \doteq 50"$$

$$\beta^2 k = \frac{0.1764 (3873)}{400 \sqrt{50}} = 0.24$$

revisión 1a. etapa

$$\beta^2 k = \frac{0.1764 (2603)}{400 \sqrt{50}} = 0.16$$

$$\beta^2 k = \frac{0.1764 (3873)}{400 \sqrt{50}} = 0.24$$

revisión 1a. etapa

$$\beta^2 k = \frac{0.1764 (2603)}{400 \sqrt{50}} = 0.16$$

$\beta^2 k$ no está dentro del rango recomendable por lo que se cambia el Dif.

$$\text{Dif} = 30''$$

2a. etapa

$$\beta^2 k = \frac{0.1764 (4873)}{400 \sqrt{30}} = 0.312$$

1a. etapa

$$\beta^2 k = \frac{0.1764 (2603)}{400 \sqrt{30}} = 0.21$$

se acepta el valor de $\beta^2 k = 0.21$ por estar muy cercano al rango permisible.

De la gráfica se obtiene que:

$$\beta = 0.67$$

$$\beta = \frac{\varnothing \text{ del orificio}}{\varnothing \text{ de la tubería}}$$

$$\varnothing \text{ del orificio} = \beta \varnothing \text{ de la tubería}$$

$$\varnothing \text{ del orificio} = 0.67 (20) 13.4'' = 0.34 \text{ m}$$

Pérdidas de carga

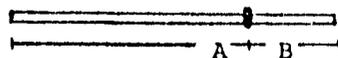
$$hf = \frac{1}{8} \text{ Dif.}$$

De las gráficas

$$1a. \text{ etapa} \quad hf = 0.66 \times 30'' = 19.8'' = 0.50 \text{ m}$$

$$2a. \text{ etapa} \quad hf = 0.55 \times 30'' = 16.5'' = 0.42 \text{ m}$$

Colocación del medidor



$$LA = 9 \varnothing = 9 (20'') = 4.57 \text{ m}$$

$$LB = 4 \varnothing = 4 (20'') = 2.03 \text{ m}$$

Cálculo de pérdidas

1a. Etapa

Carrete de fofo de 457 mm (18") \varnothing

$$L = 0.50 \text{ m}$$

$$hf = 0.50 \text{ m } (0.164)^2 (0.11299)$$

$$hf_1 = 0.002$$

Reducción de 457 mm x 406 mm (18" x 16") \varnothing

$$Le_1 = 2.9 \text{ m}$$

Codo de 90° x 406 mm (16") \varnothing

$$Le_2 = 13.0 \text{ m}$$

$$Le_1 + Le_2 = 15.9 \text{ m}$$

$$hf_2 = 15.9 \text{ m } (0.164)^2 (0.21297) = 0.91$$

Reducción de 406 mm x 356 mm (16" x 14") \varnothing

$$Le_3 = 2.5 \text{ m}$$

Codo de 90° x 356 mm (14") \varnothing

$$Le_4 = 12.0 \text{ m}$$

Carrete de fofo de 356 mm (14") \varnothing

$$L = 0.50 \text{ m}$$

$$Le_3 + Le_4 + L = 15.0 \text{ m}$$

$$hf_3 = 15.0 \text{ m } (0.164)^2 (0.42963)$$

$$hf_3 = 1.057 \text{ m}$$

Válvula de flotador

$$hf_4 = 0.40 \text{ m}$$

Tubo de acero de 406 mm (16") \varnothing

$$L = 1.96$$

$$hf_5 = 1.96 (0.164)^2 (0.1530) =$$

$$hf_5 = 0.008$$

$$hf_T = hf_1 + hf_2 + hf_3 + hf_4 + hf_5$$

$$hf_T = 0.002 + 0.091 + 1.057 + 0.40 + 0.008$$

$$hf_T = 1.56 \text{ m}$$

Cota de entrega

Cota de terreno + hf_1 + altura de tanque

$$1940 \text{ m.s.n.m.} + 1.56 \text{ m} + 3.10 \text{ m} = 1944.7$$

Cota de entrega 1945 m.s.n.m.

2a. Etapa

Carrete de fofo de 457 mm (18") \varnothing

$$L = 0.50 \text{ m}$$

$$hf_1 = 0.50 (0.244)^2 (0.11299)$$

$$hf_1 = 0.003 \text{ m}$$

Reducción de 457 mm x 406 mm (18" x 16") \varnothing

$$Le_1 = 2.9 \text{ m}$$

Codo de 90° x 406 mm (16") \varnothing

$$Le_2 = 13.0 \text{ m}$$

$$Le_1 + Le_2 = 15.9 \text{ m}$$

$$hf_2 = 15.9 (0.244)^2 (0.21297) = 0.202 \text{ m}$$

Reducción de 406 mm x 356 mm (16" x 14") \varnothing

$$Le_3 = 2.5 \text{ m}$$

Codo de 90° x 356 mm (14") \varnothing

$$Le_4 = 12.0 \text{ m}$$

Carrete de fofo de 356 mm (14") \varnothing

$$L = 0.50 \text{ m}$$

$$Le_3 + Le_4 + L = 15.0 \text{ m}$$

$$hf_3 = 15.0 \text{ m} (0.244)^2 (0.42963)$$

$$hf_3 = 0.384$$

Válvula de flotador

$$hf_4 = 1.20 \text{ m}$$

Tubo de acero de 406 mm (16") \varnothing

$$L = 1.96$$

$$hf_5 = 1.96 (0.244)^2 (0.1530)$$

$$hf_5 = 0.018$$

$$hf_T = hf_1 + hf_2 + hf_3 + hf_4 + hf_5$$

$$hf_T = 0.003 + 0.202 + 0.384 + 1.20 + 0.018$$

$$hf_T = 1.81 \text{ m}$$

Cota de entrega

Cota de terreno + hf_T + altura de tanque

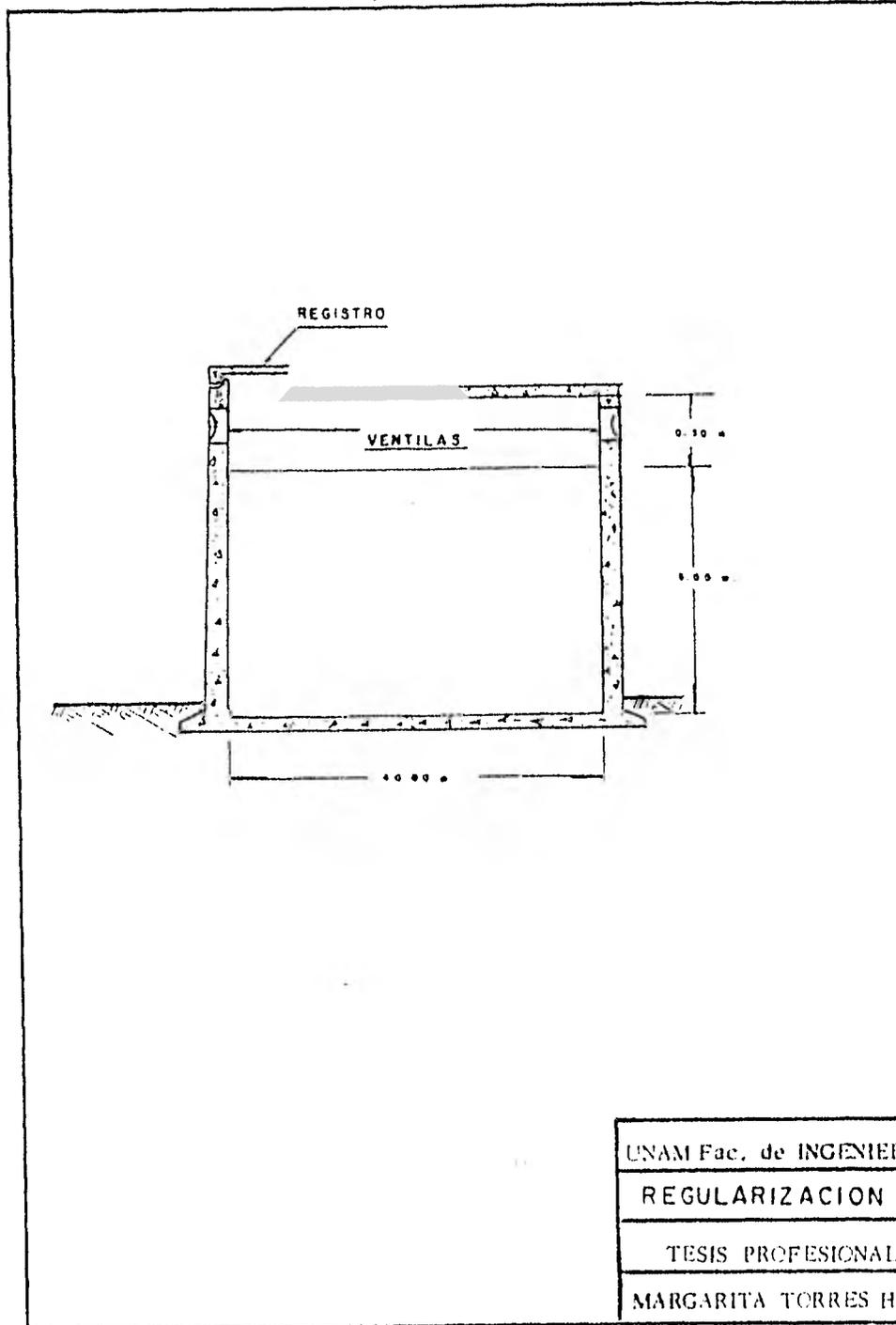
$$1940 \text{ m.s.n.m.} + 1.81 \text{ m} + 3.10 \text{ m} = 1944.9$$

Cota de entrega = 1945 m.s.n.m.

Costo de adquisición de piezas especiales para llegada y salida del tanque de regularización

No.	C O N C E P T O	CANT.	UNID.	P.	UNIT.	IMPORTE
	Junta Unviersal G.P.B. completa de:					
1	508 mm (20") \varnothing para tubo de AC A-7	1	pza.	7,068.75		7,069.00
2	457 mm (18") para tubo de AC A-7	1	pza.	5,759.75		5,760.00
3	508 mm (20") \varnothing para tubo de acero	4	pza.	7,068.75		28,275.00
4	406 mm (16") \varnothing para tubo de acero	2	pza.	4,095.00		8,190.00
	Codo de fofo c/b de:					
5	45°x 508mm (20") \varnothing	2	pza.	9,691.70		19,383.00
6	90°x 466mm (16") \varnothing	1	pza.	8,161.40		8,161.00
7	90°x 356 mm (14") \varnothing	1	pza.	6,042.55		6,043.00
	Reducción de fofo c/b de:					
8	457 a 406mm (18" x 16") \varnothing	1	pza.	7,429.90		7,430.00
9	406 a 356mm (16" x 14") \varnothing	1	pza.	6,068.40		6,068.00
	Tubería de acero de:					
10	508mm (20") \varnothing y 4.57 m lar.	4.57	m.	2,159.85		9,871.00
11	508mm (20") \varnothing y 2.03 m lar.	2.03	m.	2,159.85		4,385.00
12	508mm (20") \varnothing y 1.29 m lar.	1.29	m.	2,159.85		2,786.00
13	406mm (16") \varnothing y 1.97m lar.	1.97	m.	1,300.48		2,566.00
	Medidor totalizador de - gasto tipo placa de ori- ficio c/b y equipo mecá- nico para tubería de:					
14	508 mm (20") \varnothing	1	pza.	175,530.00		175,530.00
	Válvula de compuerta c/b de:					
15	508 mm (20") \varnothing	1	pza.	178,010.00		178,010.00
	Carrete de fofo c/b de:					
16	508 mm (20") \varnothing y 0.50 larg.	1	pza.	9,652.45		9,652.00
17	457 mm (18") \varnothing y 0.50 larg.	1	pza.	8,004.45		8,004.00
18	356 mm (14") \varnothing y 0.50 larg.	1	pza.	5,493.25		5,493.00
	Válvula de flotador c/b de:					
19	356 mm (14") \varnothing	1	pza.	254,700.00		254,700.00

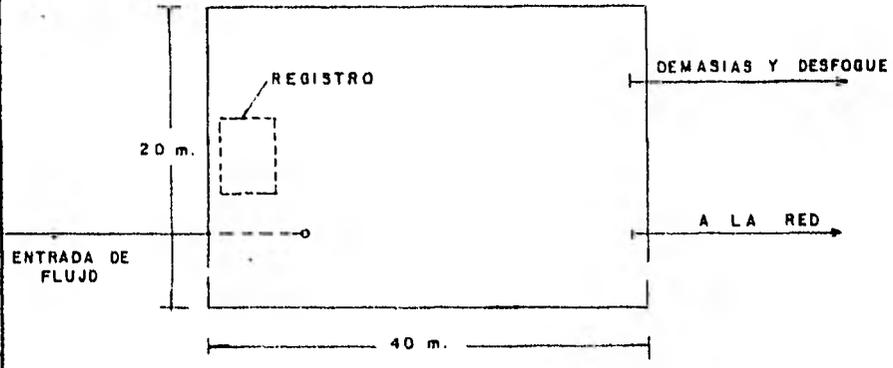
FIG. IV.11



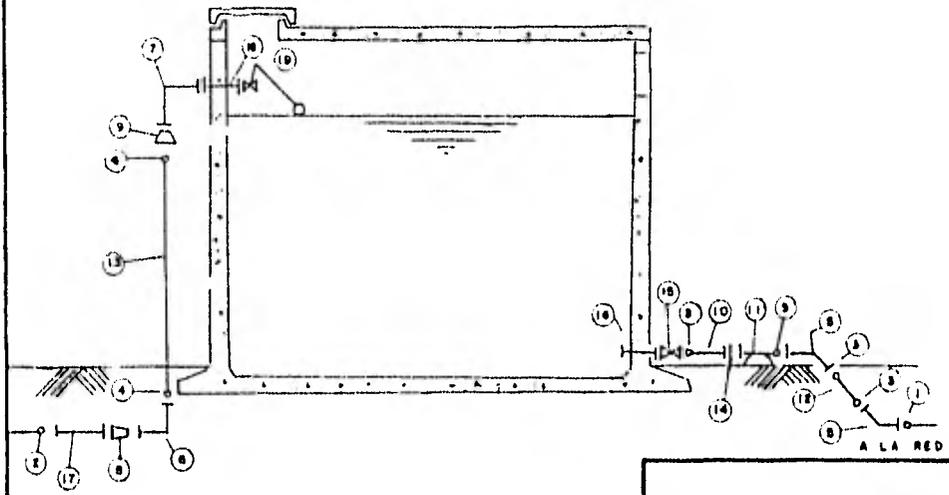
UNAM Fac. de INGENIERIA
REGULARIZACION
TESIS PROFESIONAL
MARGARITA TORRES H.

FIG. IV. 12

P L A N T A



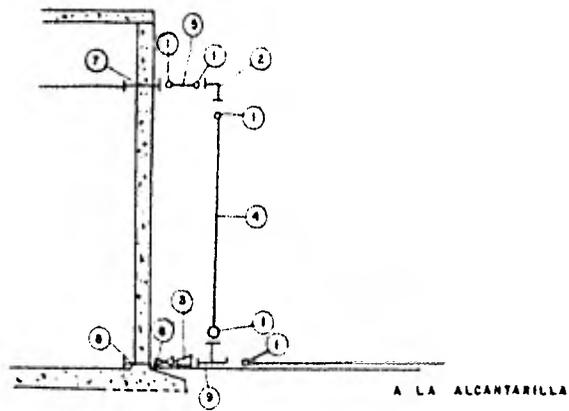
ELEVACION



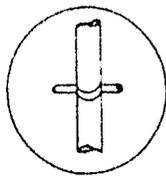
UNAM Fac. de INGENIERIA
REGULARIZACION
TESIS PROFESIONAL
MARGARITA TORRES H.

FIG. IV.13

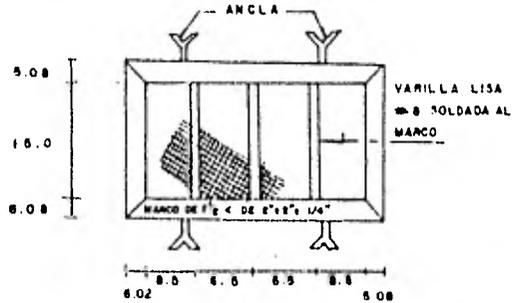
DEMASIAS Y DESFOGUE



DETALLE DE FIJACION DE LA TUBERIA DE ENTRADA DE FLUJO



DETALLE DE VENTILA



MALLA DE ALAMBRE DE COBRE # 16 UNIDA AL MARCO CON PUNTOS DE SOLDADURA

UNAM Fac. de ING.

REGULARIZACION

TESIS PROFESIONAL

MARGARITA TORRES H.

No.	C O N C E P T O	CANT.	UNID.	P. UNITARIO	IMPORTE
	Dmpaques de plomo de:				
	508 mm (20") Ø	1	pza.	534.00	534.00
	457 mm (18") Ø	1	pza.	458.00	458.00
	406 mm (16") Ø	1	pza.	275.00	275.00
	356 mm (14") Ø	3	pza.	221.00	663.00
	Tornillos con cabeza y tuerca hexagonal de:				
	28.6 mm x 127.0 mm (1 1/8" x 5")	20	pza.	78.95	1,579.00
	28.6 mm x 114.3 mm (1 1/8" x 4 1/2")	16	pza.	75.90	1,214.00
	25.4 mm x 114.3 mm (1" x 4 1/2")	52	pza.	55.70	2,896.00
				SUMA	754,995.00

LISTA Y COSTO DE ADQUISICION DE PIEZAS ESPECIALES PARA DEMASIAS Y DFSAGUE DEL TANQUE DE REGULARIZACION.-

	Junta Universal GPB com pleta de:				
1	406 mm (16") Ø para tu bo de acero	5	pza.	4,095.00	20,475.00
	Codo de fofo c/b de:				
2	90° x 406 mm (16") Ø	1	pza.	8,161.00	8,161.00
	Reducción de fofo cb de:				
3	406 mm a 152 mm (16" x 6") Ø	1	pza.	4,396.00	4,396.00
	Tubería de acero				
4	406 mm (16") Ø y 2.30 m de largo	2.30	m.	1,300.48	2,991.00
5	406 mm (16") Ø y 0.41 m de largo	0.41	m	1,300.48	529.00
	Válvula de compuerta c/b de:				
6	152 mm (6") Ø	1	pza.	7,106.00	7,106.00
	Carrete de fofo c/b de:				
7	406 mm (16") Ø y 0.50 m de largo	1	pza.	4,630.00	4,630.00

No.	CONCEPTO	CANT.	UNID.	P. UNIT.	IMPORTE
8	152 mm (6") \varnothing y 0.50 m de largo	1	pza.	1,259.00	1,259.00
9	Tee de fofo c/b de: 406 mm x 406mm (16" x 16") \varnothing	1	pza.	11,592.00	11,592.00
	Empaques de plano de: 406 mm (16") \varnothing	1	pza.	275.00	275.00
	152 mm (6") \varnothing	2	pza.	53.50	107.00
	Tornillos con cabeza y tuerca hexagonal de: 25.4mm x 114.3 mm (1" x 4 1/2")	16	pza.	55.70	891.00
	19.1 mm x 88.9 mm (3/4" x 3 1/2")	16	pza.	25.30	405.00
				SUMA:	62,817.00

COSTO DE INSTALACION DE PIEZAS ESPECIALES PARA LLEGADA Y SALIDA DEL TANQUE DE REGULARIZACION

Junta Universal GPB completa de:					
	508 mm (20") \varnothing para tubo de AC A-7	47	kg.	4.04	190.00
	457 mm (18") \varnothing para tubo de AC - A-7	40	kg.	4.04	162.00
	508 mm (20") \varnothing para tubo de acero	188	kg.	4.04	760.00
	406 mm (16") \varnothing para tubo de acero	66	kg.	4.04	267.00
Codo de fofo c/b de:					
	45° x 508 mm (20") \varnothing	494	kg.	5.04	2,490.00
	90° x 466 mm (16") \varnothing	208	kg.	5.04	1,048.00
	90° x 356 mm (14") \varnothing	154	kg.	5.04	776.00
Reducción de fofo c/b de:					
	457 a 406 mm (18" a 16") \varnothing	191	kg.	5.04	963.00
	406 a 356 mm (16" x 14") \varnothing	106	kg.	5.04	534.00

No.	C O N C E P T O	CANT.	UNID.	P. UNIT.	IMPORTE
	Tubería de acero				
	508 mm (20") ϕ y 7.89 m. de largo	7.89	m.	394.83	3,115.00
	406 mm (16") ϕ y 1.96 m. de largo	1.96	m.	304.93	598.00
	Medidor totalizador de gasto tipo placa de ori- ficio c/b y equipo mecá- nico para tubería de: 508 mm (20") ϕ	1	pza.	26,330.00	26,330.00
	Válvula de compuerta c/b de: 508 mm (20") ϕ	1	pza.	4,042.50	4,043.00
	Carrete de fofo c/b de: 508 mm (20") ϕ y 0.50 m. de largo	246	kg.	5.04	1,240.00
	457 mm (18") ϕ y 0.50 m. de largo	204	kg.	5.04	1,028.00
	356 mm (14") ϕ y 0.50 m. de largo	140	kg.	5.04	706.00
	Válvula de flotador c/b de: 356 mm (14") ϕ	1	pza.	12,735.00	12,735.00
				SUMA:	56,985.00

COSTO DE INSTALACION DE PIEZAS ESPECIALES PARA DEMASIAS Y
DESAGUE DEL TANQUE DE REGULARIZACION

	Junta Universal GPB com- pleta de: 406 mm (16") ϕ para tubo de acero	165	kg.	4.04	667.00
	Codo de fofo c/b de: 90° x 406 mm (16") ϕ	208	kg.	5.04	1,048.00
	Reducción de fofo c/b de: 406 a 152 mm (16" x 6") ϕ	113	kg.	5.04	570.00

No.	C O N C E P T O	CANT.	UNID.	P. UNIT.	IMPORTE
	Tubería de acero 406 mm (16") ϕ y 2.71 m. de largo	2.71	m.	304.93	826.00
	Válvula de compuerta c/b de: 152 mm (6") ϕ	1	pza.	327.60	328.00
	Carrete de fofo c/b de: 406 mm (16") ϕ y 0.50 m. de largo	118	kg.	5.04	595.00
	152 mm (6") ϕ y 0.50 m. de largo	26	kg.	5.04	131.00
	Tee de fofo c/b de: 406 mm x 406 mm (16" x 16") ϕ	352	kg.	5.04	<u>1,774.00</u>
				SUMA:	5,939.00

TANQUE SUPERFICIAL, DE 2,400 M³ DE CAPACIDAD. PRIMERA ETAPA.
TARIFA "D" CATALOGO DE PRECIOS UNITARIOS SAHOP - 1980.
EL ANALISIS ESTRUCTURAL DEL TANQUE SE OMITI INDICANDOSE UNICAMENTE LAS CANTIDADES DE OBRA QUE SE REQUERIRAN PARA UN TANQUE DE ESA CAPACIDAD.

	Limpieza y trazo para desplante de estructuras	968	m2	2.53	2,449.00
	Excavación a mano de obra para desplante de estructuras, en material B, en seco hasta 2.0 mts de profundidad	508	m3	99.33	50,460.00
	Apisonado y compactado con equipo manual con agua en capas de 20 cm de espesor al 35% prueba proctor	40	m3	64.85	2,594.00
	Fabricado y colado de concreto simple, vibrado y curado con membrana f'c= 100 kg/cm2	45	m3	1,358.68	61,141.00

C O N C E P T O	CANT.	UNID.	P. UNIT.	IMPORTE
f'c= 150 kg/cm ²	17	m ³	1,549.78	26,222.00
f'c = 200 kg/cm ²	526	m ³	1,683.76	886,331.00
Suministro y colocación de banda P.V.C. para juntas en tanques de 6" de ancho	400	m.l.	108.38	43,352.00
Suministro y colocación de fierro de refuerzo:				
fs= 1265 kg/cm ²	1465	kg.	23.52	34,446.00
fs= 2000 kg/cm ²	77285	kg.	24.35	1'881,888.00
Impermeabilización de tanques de concreto con aditivo integral Sikalite o similar por cada m ³ de concreto impermeabilizado	543	m ³	131.04	71,155.00
Impermeabilización superficial de tanques con mortero cemento 1:3 y aditivo integral con un espesor de 2.0 cm	564	m ²	112.48	68,439.00
Cimbra de madera para acabados no aparentes en: Cimentaciones, costo de pie-tablón \$ 12.00	188	m ²	125.80	23,650.00
Trabes y columnas con altura de obra falsa hasta 4.0 mts. costo de pie-tablón hasta de \$ 12.00	190	m ²	255.45	48,505.00
Losas con altura de obra falsa, hasta 4.0 mts costo de pie-tablón hasta \$ 12.00	751	m ²	188.25	141,564.00
Muros hasta de 5.0 m de altura costo de pie tablón hasta de \$ 12.00	1700	m ²	258.80	439,960.00
Suministro e instalación de escalera marina	7	m.l.	570.82	3,996.00
Suministro e instalación de ventilas para tanque	10	m ²	921.24	9,212.00
Acarreo 1er.kilómetro de tierra en camión volteo. Incluye				

CONCEPTO	CANT.	UNID.	P.UNIT.	IMPORTE
carga a mano y descarga a volteo, en camino plano terracería	432	m3	24.07	10,408.00
Acarreo 1er km. de arena en camión de volteo. Incluye carga con equipo y descarga a volteo en camino plano pavimentado	570	m3	23.10	13,167.00
Acarreo 1er. km de grava en camión de volteo. Incluye carga con equipo y descarga a volteo en camino plano pavimentado	1150	m3	23.10	26,752.00
Acarreo 1er.km de cemento en camión de redilas de 7.5 ton. de cap. Incluye carga y descarga a mano en camino plano de terracería	203	ton.	87.85	22,416.00
Acarreo 1er.km de fierro de refuerzo en camión de redilas de 7.5 ton. de cap. Incluye carga y descarga a mano en camino plano de terracería	79	ton.	87.85	6,918.00
Acarreo kms.subsecuentes al primero de arena en camión de volteo en camino plano pavimentado	570	m3-km	3.17	1,836.00
Acarreo kms subsecuentes al primero de grava en camión de volteo en camino plano pavimentado	1150	m3-km	3.17	3,646.00
Acarreo kms.subsecuentes al 1° de cemento en camión de redilas de 7.5 ton. de capacidad en camino plano de terracería	203	ton-km	3.03	615.00
Acarreo kms.subsecuentes al 1° de fierro en camión de redilas de 7.5 ton de capacidad en camino plano de terracería	79	ton-km	3.03	239.00
			SUMA:	3'876,361.00

COSTO TANQUE	\$	3'876,361.00
COSTO PIEZAS ESPECIALES	\$	817,812.00
COSTO INSTALACION DE PIEZAS ESPECIALES	\$	<u>62,924.00</u>
TOTAL	\$	4'757,097.00

TANQUE SUPERFICIAL DE 1,200 M3 SEGUNDA ETAPA
TIRANTE DE AGUA = 3.0 MTS
TARIFA "D" CATALOGO DE PRECIOS UNITARIOS SAHOP-1980

C O N C E P T O	CANT.	UNID.	P. UNIT.	IMPORTE
Limpieza y trazo para desplante de estructuras	434	m2	2.53	1,225.00
Excavación a mano para desplante de estructuras en material B en seco hasta 2.0 mts de prof.	254	m3	99.33	25,230.00
Apisonado y compactado con equipo manual con agua en capas de 20 cm de espesor al 85% prueba proctor	20	m3	64.85	1,297.00
Fabricado y colado de concreto simple, vibrado y curado con membrana				
f'c = 100 kg/cm2	24	m3	1,358.68	32,608.00
f'c = 150 kg/cm2	9	m3	1,549.78	13,948.00
f'c = 200 kg/cm2	280	m3	1,683.76	471,453.00
Suministro y colocación de banda P.V.C. para juntas en tanques de 6" de ancho	300	m.l.	108.38	32,514.00
Suministro y colocación de fierro de refuerzo				
fs = 1265 kg/cm2	779	kg.	23.52	18,322.00
fs = 2000 kg/cm2	41109	kg.	24.35	1'001,004.00
Impermeabilización de tanques de concreto con aditivo integral sikalite o similar por ca-				

C O N C E P T O	CANT.	UNID.	P. UNIT.	IMPORTE
da m3 de concreto impermeabilizado	289	m3	131.04	37,871.00
Impermeabilización superficial de tanque con mortero cemento-1:3 y aditivo integral, con un espesor de 2.0 cm	300	m2	112.48	33,744.00
Cimbra de madera para acabados no aparentes en: Cimentaciones, costo de pie tablón \$ 12.00	100	m2	125.80	12,580.00
Trabes y columnas con altura - de obra falsa hasta 4.0 m costo de pie-tablón hasta de - \$ 12.00	101	m2	255.45	25,800.00
Losas con altura de obra falsa hasta 4.0 m costo de pie tablón hasta \$ 12.00	400	m2	188.25	75,300.00
Muros hasta de 5.0 m de altura costo de pie tablón hasta de \$ 12.00	980	m2	258.80	253,624.00
Suministro e instalación de escalera marina	3.5	m.l.	570.82	1,998.00
Suministro e instalación de -- ventilas para tanques	7	m2	921.24	6,449.00
Acarreo 1er km. de tierra en - camión volteo. Incluye carga a mano y descarga a volteo, en - camino plano terracería	230	m3	24.07	5,536.00
Acarreo 1er. km. de arena en - camión de volteo. Incluye carga con equipo y descarga a volteo en camino plano pavimentado	308	m3	23.10	7,115.00
Acarreo 1er km. de grava en camión de volteo. Incluye carga con equipo y descarga a volteo en camino plano pavimentado	616	m3	23.10	14,230.00
Acarreo 1er km. de cemento en camión de redilas de 7.5 ton.				

C O N C E P T O	CANT.	UNID.	P. UNIT.	EFORTE
de capacidad. Incluye carga y descarga a mano en camino plano terracería	108	ton.	87.85	9,488.00
Acarreo 1er km. de fierro de - refuerzo en camión de redilas de 7.5 ton cap. Incluye carga y descarga a mano en camino -- plano de terracería	42	ton.	87.85	3,690.00
Acarreo kms. subsecuentes al 1° de arena en camión de volteo - en camino plano pavimentado	308	m3-km	3.17	976.00
Acarreo kms. subsecuentes al 1° de grava en camión de volteo, - en camino plano pavimentado	616	m3-km	3.17	1,953.00
Acarreo kms. subsecuentes al 1° de cemento en camión de redilas de 7.5 ton de cap. en camino -- plano de terracería	108	ton-km	3.03	327.00
Acarreo kms. subsecuentes al 1° de fierro en camión de redilas de 7.5 ton. de cap. en camino plano de terracería	42	ton-km	3.03	127.00
			SUMA:	2'088,409.00
COSTO TANQUE			\$	2'088,409.00
INTERCONEXION			\$	200,000.00
TOTAL			\$	2'288,409.00

POTABILIZACION.-

CONSISTIRA UNICAMENTE EN UN TRATAMIENTO DE CLORACION EN
CADA POZO.-

PRESUPUESTO 1A. ETAPA

C O N C E P T O	UNID.	CANT.	P. UNIT.	IMPORTE
Instalación de equipo de clora- ción Wallace & Tiernan o simi- lar para potabilización del agua	lote.	3	18,000.00	54,000.00
Suministro de equipo de clora- ción Wallace & Tiernan* o simi- lar para potabilización del agua	lote	3	162,000.00	486,000.00
			TOTAL:	540,000.00

* INCLUYE:

- 1 Clorador de op. manual
c/acces.
- 1 Distribuidor de solución
de cloro c/acces.
- 1 Detector de fugas de clo-
ro c/acces.
- 1 Difusor para solución de
cloro c/soportes
- 1 Bomba de agua tipo centrí-
fuga 2 HP
- 1 Comparador colorimétrico
c/acces
- 1 Lote de válvulas para co-
nexión del tanque gaseoso
al clorador
- 1 Lote de tubería
- 1 Máscara contra cloro gas
- 1 Cañister extra
- 1 Contactor para alto y ba-
jo vacío en cloradores
- 1 Contactor de presión de -
agua

PRESUPUESTO 2A. ETAPA

C O N C E P T O	UNID.	CANT.	P. UNIT.	IMPORTE
Instalación de equipo de cloración Wallace & Tiernan* o similar para potabilización del agua	lote	1	18,000.00	18,000.00
Suministro de equipo de cloración Wallace & Tiernan* o similar para potabilización del agua	lote	1	162,000.00	162,000.00
			SUMA	180,000.00

RESUMEN DE PRESUPUESTO

ACUEDUCTO ZONA DE POZOS SAN NICOLAS - SAN JUAN DEL RIO, QRO.

CAPACIDAD 0.164 M3 / SEG

PRIMERA ETAPA

C O N C E P T O	IMPORTE
INDENIZACIONES	1'455,000.00
CAPTACION	
Obra civil y arreglos complementarios	
Perforación, engravado, ademado, desa- rrollo y aforo de 3 pozos profundos - en la zona de San Nicolás, caseta de operación y control, línea de interco- nexión, cárcamo de bombeo, piezas es- peciales y su protección	5'093,419.00
Equipos Electromecánicos	
Suministro, instalación y puesta en - marcha de bombas, motores, válvulas y conexiones, incluyendo medidores de - gasto	7'654,546.00

C O N C E P T O	IMPORTE
Suministro y montaje de subestación eléctrica y contratación	2'313,000.00
CONDUCCION	
Longitud aproximada 13,200 m.	
Adquisición de tubería, válvulas y piezas especiales	16'837,173.00
Terracerías; excavaciones, rellenos y plantilla, instalación, junteo - y prueba de tubería y piezas especiales.	4'150,737.00
REGULARIZACION	
Capacidad de 2,400 m3, incluye válvulas y conexiones	4'757,097.00
POTABILIZACION	
Cloración de 0.164 m3/seg, incluye suministro y prueba de equipo	540,000.00
EQUIPO Y HERRAMIENTA	
Adquisición de equipo y herramienta para operación y mantenimiento 1.0%	410,000.00
	<u>43'210,972.00</u>
	SUMA
ADMINISTRACION E INGENIERIA 7%	<u>3'024,768.00</u>
	SUBTOTAL
IMPREVISTOS TECNICOS 15%	<u>6'935,361.00</u>
	TOTAL
	53'171,101.00

RESUMEN DE ANTEPRESUPUESTO

ACUEDUCTO ZONA DE POZOS SAN NICOLAS - SAN JUAN DEL RIO, QRO.

CAPACIDAD TOTAL 0.244 m3/SEG

SEGUNDA ETAPA

CONCEPTO	MILLONES DE PESOS
CAPTACION	
Obra civil y arreglos complementarios	
Perforación, engravado, ademado, desarrollo y aforo de un pozo profundo en la zona de San Nicolás, caseta de operación y control, línea de interconexión, piezas especiales y su protección	2'150,272.00
Equipos Electromecánicos	
Suministro, instalación y puesta en marcha de bombeo motores, válvulas y conexiones, incluyendo medidores de gasto	2'648,799.00
Suministro y montaje de subestación eléctrica y contratación	1'233,000.00
REGULARIZACION	
Capacidad de 1,200 m3, incluye válvulas y conexiones	2'288,409.00
POTABILIZACION	
Cloración de 0.080 m3/seg adicionales incluye suministro y prueba de equipo	180,000.00
EQUIPO Y HERRAMIENTA	
Adquisición de equipo y herramienta para operación y mantenimiento 1.5%	127,507.00

C O N C E P T O	MILLONES DE PESOS
S U M A :	8'627,987.00
ADMINISTRACION E INGENIERIA 7%	<u>603,959.00</u>
SUBTOTAL:	9'231,946.00
IMPREVISTOS TECNICOS 15 %	<u>1'384,792.00</u>
T O T A L :	10'616,738.00
INVERSION TOTAL:	<u><u>\$ 63'787,839.00</u></u>

V. CONCLUSIONS

De la realización de este proyecto se obtuvieron las siguientes conclusiones:

- El estudio de alternativas demostró que la Alternativa correspondiente al aprovechamiento de aguas subterráneas resulta ser más económica comparada con la que comprende la captación de aguas superficiales, esto se debe en parte a la ventaja que resulta del aprovechamiento de aguas no contaminadas como son las subterráneas, las cuales no requerirán de un tratamiento de potabilización, sino únicamente un tratamiento de cloración, implicando un ahorro en la inversión inicial en la operación.
- Con la utilización de porcentajes para piezas especiales se eleva un poco el presupuesto, quedando protegido con esto algún imprevisto, estos se recomienda aplicar cuando se trate de un antepresupuesto o un presupuesto para el cual no se cuente con el tiempo suficiente para valuar el costo exacto de estos conceptos. Este porcentaje varía de 10% a 15 % dependiendo de la importancia de la obra y el criterio del proyectista.

Los resultados principales fueron:

- En la captación se tendrán en la primera etapa dos pozos en operación y uno de reserva para su mantenimiento, aumentando uno para la segunda etapa, quedando en total 3 en operación y uno de reserva, la potencia de los equipos será de 100 H P en cada pozo. Para el cárcamo de bombeo se instalarán tres equipos de bombeo, -

aumentando uno posteriormente cuando entre a funcionar la segunda etapa, incrementándose también el número de tazones quedando en función al igual que los pozos, 3 equipos y uno de reserva.

- El diámetro más económico en la línea de conducción resulta ser de 18".
- De acuerdo al resultado comparativo, la válvula de flotador más económica resultó ser de 14" ø .
- La construcción del tanque de regularización se realizará por módulos, para la primera etapa tendrá una capacidad de 2,400 m³, aumentándose un módulo de 1,200 m³ para la segunda.
- La cloración se realizará en cada uno de los pozos y no directamente en el tanque de regularización, para garantizar así un mejor mezclado del agua con el cloro.
- El costo total del proyecto resultó ser de \$ 63'787,839.00 - - -
(SESENTA Y TRES MILLONES SETECIENTOS OCHENTA Y SIETE MIL, OCHOCIENTOS TREINTA Y NUEVE PESOS 00/100 M.N.).

De acuerdo a lo anterior se recomienda dar siempre un mantenimiento preventivo al sistema para optimizar su funcionamiento.

Se deja a criterio del residente de construcción, la ubicación exacta de los desfogues, dado que se desconocen los problemas que pudieran existir en el campo para la operación de éstos.

B I B L I O G R A F I A

ASBESTOLIT

Manual de Selección para tubería de conducción.
México, 1980

CORREU TOLEDO, GUILLERMO Y ANDRADE VARGAS JAVIER
Manual para el Alumbramiento de Aguas Subterráneas
Programa con Recursos de FIRA.
México, 1974.

DEPARTAMENTO DE INGENIERIA Y CIENCIAS DEL AMBIENTE,
CENTRO PANAMERICANO DE INGENIERIA SANITARIA (CEPIS 13)
Teoría, Diseño y Control de los Procesos de Clarifi-
cación del Agua, Serie Técnica 13.

FIAR GORDON M., GEYER HOHN CHARLES, OKUN DANIEL A.
Abastecimiento de Agua y Remoción de Aguas Residuales
1a. Edición, Ed. Limusa, México, 1976.

FAIR GORDON M., GEYER JOHN CHARLES, OKUN DANIEL A.
Purificación de Aguas y Tratamiento y Remoción de
Aguas Residuales.
1a. Edición, Ed. Limusa, México, 1976.

SECRETARIA DE ASENTAMIENTOS HUMANOS Y OBRAS PUBLICAS,
COMISION NACIONAL DE DESARROLLO URBANO, SECRETARIA DE
PROGRAMACION Y PRESUPUESTO.
Plan Nacional de Desarrollo Urbano. Versión Abreviada.
Ed. Roer, México 1978.

GUTIERREZ BAEZ, UBALDO
Abastecimiento de Agua Potable
UNAM, México, 1975.

INGENIEROS CONSULTORES PROYECTISTAS, C.I.E.P.S.
Obras de Captación
México, 1967.

JACUZZI - UNIVERSAL, S.A.
Catálogo de Curvas de Rendimiento para Bomba Turbina
Sección 2120
México, 1970.

JOHNSTON PUMP COMPANY
Johnston Engineering Data Book 753;
Glendora, California, 1975.

MURGUIA VACA ERNESTO
Ingeniería Sanitaria
UNAM, México, 1974

RUIZ RODRIGUEZ RAUL
Curso de Ingeniería Sanitaria, Escuela Superior de
Ingeniería y Agricultura.
I.P.N., México, 1979.

SECRETARIA DE AGRICULTURA Y RECURSOS HIDRAULICOS,
SUBDIRECCION GENERAL DE GEOHIDROLOGIA Y ZONAS ARIDAS.
Atlas Geohidrológico, Vol. 1
México, 1978.

SECRETARIA DE AGRICULTURA Y RECURSOS HIDRAULICOS,
SUBSECRETARIA DE CONSTRUCCION.
Proyectos de Plantas de Bombeo, Modelo México 7, Plan
Nacional de Obras Hidráulicas para el Desarrollo Rural.
Talleres Gráficos de la Nación.
México, 1976.

SECRETARIA DE ASENTAMIENTOS HUMANOS Y OBRAS PUBLICAS
Manual de Normas de Proyecto para Obras de Aprovechamien-
to de Agua Potable en Localidades Urbanas de la Repú-
blica Mexicana.
México, 1979.

SECRETARIA DE AGRICULTURA Y RECURSOS HIDRAULICOS, SUB-
SECRETARIA DE PLANEACION.
Usos del Agua y Manejo del Agua Residual en las Ciudades
Mayores de 10,000 Habitantes.
Catálogo de Datos Básicos.
México 1974.

SECRETARIA DE INDUSTRIA Y COMERCIO, DIRECCION GENERAL
DE ESTADISTICA.
IX Censo General de Población 1970, Localidades por en-

tividad Federativa y Municipio con Algunas Características de su Población y Vivienda.
Vol. III, México, 1973.

SISTEMAS DE BOMBEO, S.A. DE C.V. OCELCO
Catálogo de Bombas Centrífugas Horizontales, Bombas Verticales Tipo Turbina, Hélice y Flujo Mixto.
México, 1978.

STEEL, ERNEST W.
Abastecimiento de Agua y Alcantarillado.
4a. Edición, Ed. Gustavo Gili,
Barcelona, 1972.

UNIVERSIDAD DE BUENOS AIRES, FACULTAD DE INGENIERIA,
INSTITUTO DE INGENIERIA SANITARIA.
Abastecimientos de Agua Potable a Comunidades Rurales.
1a. Edición, Publicación No. 7
Buenos Aires, 1971.

VARGAS ALCANTARA VICENTE
Técnicas y Análisis de Costos de Pozos Profundos y Aguas Subterráneas, Ed. Limusa, México, 1976.