



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO

36
2ej

ESCUELA NACIONAL DE ESTUDIOS PROFESIONALES ACATLAN

DISEÑO DE LA LINEA DE CONDUCCION PARA
ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE DEL
POBLADO EL LLANO MUNICIPIO DE
TENANCINGO ESTADO DE MEXICO

TRABAJO DE INVESTIGACION

QUE PARA OBTENER EL TITULO DE
INGENIERO CIVIL
BAJO LA OPCION DE SEMINARIO TALLER-
EXTRACURRICULAR "CONDUCCIONES A
PRESION II" PRESENTA

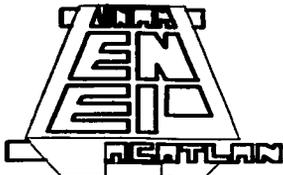
ESTUDIOS
PROFESIONALES
DE INVESTIGACION
MAY 2 1998
PM 5 38
Escuela Nacional de Estudios Profesionales
Acatlán, Estado de México

J. JAUDIEL OCAMPO CECENA

003318

Acatlán, Estado de México, Mayo de 1997

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN





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.

PRINCIPALMENTE A DIOS.

Porque El es la fuente de Amor de la Sabiduría.
Todo en la vida sucede para bien de los que Aman.
Únicamente pídele que te ilumine para comprenderlo.

A MIS PADRES.

José y María del Carmén por su esfuerzo, ya que me vieron como una plantita a la que fueron cuidando para que algún día diera frutos y porque gracias a ellos, pude reconocer que la grandeza del hombre no es por lo que tiene, sino por lo que es.

A MI ESPOSA.

Enedina, porque siempre creyó en mí y siempre me alentó diciendo tú puedes, ánimo. Sin importarle los problemas, las necesidades y las distancias. y porque juntos hemos encontrado a Dios y que ha bendecido nuestro Hogar.

A MIS HIJOS.

Jaudiel, Josué Jaib e Iruis, porque hemos sido amigos y lucharemos siempre con fuerza para alcanzar nuestras metas, por difíciles que sean. Les recuerdo que un padre siempre lucha por sus hijos.

A MIS HERMANOS.

Raúl (+), Quilino, Chepe, Pollo, Neo, Gabriel y Vero, por su apoyo y por la confianza que depositaron en mí. recordando que solo el que lucha puede vencer, solo el que cree puede lograr sus metas.

A MIS CUÑADAS Y FAMILIA.

Por formar parte de la misma familia sin conocernos y aún así, en nuestro trato existe el respeto y el apoyo.

A LA ENEP ACATLÁN UNAM.

Por la oportunidad que me dio, para terminar una carrera y por sus profesores que cada día se esfuerzan más por un mejor grado académico, mi respeto para todos.

A COSEPSA

Por la ayuda que me brindaron, por la amistad alegre y espontánea de cada uno de sus integrantes y por la disposición que siempre me mostraron. Gracias por todo su apoyo.

A MIS PADRINOS.

José Ávila y Rosa, por su apoyo desinteresado y porque gracias a sus consejos, he comprendido que el hombre crece más cuando se hacen las cosas con AMOR. Por su capacidad de entrega y su gran corazón.

PROYECTO EJECUTIVO DE LA LÍNEA DE CONDUCCIÓN PARA ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE DEL POBLADO EL LLANO MUNICIPIO DE TENANCINGO, EDO. DE MÉXICO.

INDICE

1.- INTRODUCCIÓN

2.- ANTECEDENTES

2.1 LOCALIZACIÓN

2.2 CLIMA

2.3 OROGRAFÍA

2.4 HIDROLOGÍA

2.5 USO ACTUAL DEL SUELO Y DE LOS RECURSOS NATURALES

2.6 DESARROLLO URBANO

2.7 COMUNICACIONES

2.8 SERVICIOS PÚBLICOS

3.- ANALISIS DE LA DEMANDA

3.1 POBLACIÓN ACTUAL

3.2 POBLACIÓN DE PROYECTO

3.3 DOTACIÓN

3.4 GASTOS DE DISEÑO

4.- CALIDAD DEL AGUA

4.1 CONDICIONES DE POTABILIDAD

4.2 ANÁLISIS DE LAS CARACTERÍSTICAS DEL AGUA.

5.- OBRAS DE CONDUCCIÓN

5.1 TIPOS DE CONDUCCIÓN

5.2 FUENTES DE CAPTACIÓN

5.3 TANQUE DE REGULACIÓN Y ALMACENAMIENTO.

6.- ALTERNATIVAS DE TRAZO

6.1 ANÁLISIS HIDRÁULICO DE ALTERNATIVAS

6.2 ANÁLISIS ECONÓMICO DE ALTERNATIVAS

6.3 SELECCIÓN DE ALTERNATIVA

7.- LÍNEAS DE CONDUCCIÓN

7.1 SELECCIÓN DEL DIÁMETRO, MATERIAL Y CLASE DE TUBERÍA.

7.2 ANÁLISIS HIDRÁULICO

7.3 DISEÑO DE CRUCEROS, ACCESORIOS Y PIEZAS ESPECIALES

7.4 GOLPE DE ARIETE

8.- CATALOGO DE CONCEPTOS Y CANTIDADES DE OBRA

8.1 PRECIOS UNITARIOS

8.2 PRESUPUESTOS

9.- CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

10.- BIBLIOGRAFÍA.

DISEÑO DE LA LÍNEA DE CONDUCCIÓN PARA ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE DEL POBLADO EL LLANO MUNICIPIO DE TENANCINGO ESTADO DE MÉXICO.

1 INTRODUCCIÓN

Este proyecto fue elaborado dentro del SEMINARIO EXTRACURRICULAR llamado CONDUCCIONES A PRESIÓN II, que fue propuesto por la UNAM CAMPUS ACATLAN.

Dicho proyecto se realizó para la COMISIÓN ESTATAL DE AGUAS Y SANEAMIENTO, y consiste en el DISEÑO DE LA LÍNEA DE CONDUCCIÓN PARA ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE, DEL POBLADO EL LLANO, MUNICIPIO DE TENANCINGO, ESTADO DE MÉXICO.

Una de las características de este seminario fue el realizar proyectos que respondieran a condiciones reales en el campo y que solucionen las necesidades para las poblaciones, ya que los datos y estudios se acercan a los requerimientos de un proyecto ejecutivo.

Es conveniente señalar, que el abastecimiento de agua proviene de un pozo profundo, a tanques de almacenamiento elevados y que la línea de conducción es por GRAVEDAD. Cabe mencionar que el terreno es plano y que los materiales en el lugar son de tipo A y B.

Es de suma importancia considerar que la UNAM CAMPUS ACATLAN , En conjunto con un grupo de profesores expertos en el área de Ingeniería hidráulica, se han preocupado por la problemática que existe en los pequeños poblados, por falta del sistema de agua potable. Que han decidido apoyarlos con proyectos sin costo, que sin duda alguna es un beneficio a corto y largo plazo para estas localidades.

2. ANTECEDENTES.

2.1. Localización.

Las localidades del Estado de México que requieren de agua potable son: La Ciénega, San José el Cuartel, Llano de Emiliano Zapata, y Col. Valle de Guadalupe, las cuales se encuentran dentro del municipio de Tenancingo, que se localiza al Sur de ese Estado y forma parte de la región VI con sede en Coatepec Harinas.

Sus coordenadas geográficas son: 18° 57' 51" de latitud norte y 99° 34' 45" de longitud del meridiano de Greenwich; se encuentra a una altitud de 2,140 metros sobre el nivel del mar.

El municipio de Tenancingo limita al Norte con el municipio de Tenango del Valle y Joquicingo; al Sur con el municipio de Zumpahuacán; al Poniente con el municipio de Villa Guerrero y al Oriente con Malinalco.

En cuanto a los aspectos socioeconómicos, tradicionalmente el municipio de Tenancingo se ha considerado como un importante centro de intercambio comercial.

En relación a los aspectos demográficos, es importante mencionar que en las últimas 4 décadas, el 40% de la población se concentra en la zona urbana de la cabecera municipal y el otro 50% de los habitantes reside en las otras comunidades del municipio.

La ubicación de Tenancingo en el contexto del Estado de México, se aprecia en el croquis No. 1. (Localización geográfica del Municipio).

SISTEMA MUNICIPAL DE CENTRO DE POBLACION DE TENANCINGO

La ley de Asentamientos humanos del Estado de México, la ley Orgánica Municipal y el Plan de Centro de Población estratégico de Tenancingo, son el soporte normativo del sistema municipal de centros de población de Tenancingo.

El sistema está integrado por un subsistema urbano (zona urbana); un subsistema rural (pueblos); un subsistema de comunidades y un sistema de colonias. Si bien es cierto que todos los subsistemas interactúan funcionalmente entre sí, presentan diferencias poblacionales, de servicio y equipamiento.

Sistema urbano (zona urbana)

La zona urbana de Tenancingo está considerada por el Gobierno del Estado de México como un centro de población estratégico, debido a que éste, es parte de la estrategia general de desarrollo urbano, en razón de que desempeña una función primordial en la ordenación de los asentamientos humanos de la región de Coatepec Harinas, previendo que se cumplan funciones regionales en la presentación de servicios, en el desarrollo de actividades productivas y en el arraigo poblacional.

Las localidades que integran estas zonas son las siguientes: La Cabecera Municipal que a la vez esta integrada por los barrios de El Centro, La Trinidad, Teotla, Rinconada de Atotonilco, La Campana, el Carrizal, El Cura Hidalgo, y además por los distritos urbanos de Chalchihuapan, La Ciénega, Pueblo Nuevo y Litre.

Es importante mencionar que aquí se encuentra el 44.6 % de la población municipal.

En cuanto a servicios e infraestructura municipales, es la zona que dispone de mejores servicios telefónicos y con el edificio de administración de telégrafos, también es el punto principal de transferencia y de origen-destino del transportes público de pasajeros, escuelas, hospitales, bibliotecas, mercados, agua potable, drenaje, alumbrado público y calles.

En esta zona se ubica la sede del poder y de la administración pública municipal, propiciando una atracción e influencia sobre el resto de los centros de población municipales.

Subsistema rural de Centro de Población

Se integra por los siguientes pueblos: Acatzingo, Chalchihuapan, El Carmen, Ixpuichiapan, Pueblo Nuevo, Quetzapalapa, San José Chalmite, San Martín Coapaxtongo, San Nicolás, San Simonito, Santa Ana Ixtlahuatzingo, Tecomatlán, Tenería, Tepalcatepec, Tepetzingo, Terrenate, Xochiaca y Zepayautla.

En estas localidades reside el 42.4 % de la población total; se caracterizan por carecer de pavimentación y solo disponer en forma parcial de agua potable, alcantarillado y alumbrado público.

Subsistema de comunidades

Integrado por las siguientes localidades: Cruz Vidriada, Francisco Zarco, Guadalupe Victoria, **La Ciénega**, La mesita, Los Morales, Rinconada de Santa Teresa, San Antonio Agua Bendita, Santa Cruz Xochiaca, Santa Teresita Acatzingo, Tepoxtepec, Tetitlán, Tierra Blanca, Agua Dulce, Agua Bendita y San Pedro Tecomatlán.

En estas localidades reside el 11% de la población municipal y se caracterizan por que los servicios de pavimentación, agua potable y alumbrado público son mínimos.

Subsistema de Colonias.

Conformado por las siguientes localidades: Col. 14 de Marzo, El Chiflón, Ejército del Trabajo, **Llano de Emiliano Zapata**, Emiliano Zapata, La Compuerta, La Barranca, La Lagunilla, La Providencia, Los Shiperes, Morelos, San Francisco Tepetzingo, **San José el Cuartel**, San Mateo y **Col. Valle de Guadalupe**

Estas colonias tienen la particularidad de que son parte del subsistema urbano, ya que se ubican en la periferia de la cabecera municipal a una distancia promedio de tan solo 1 km.

En lo que se refiere a las localidades que intervienen en nuestro proyecto forman parte del subsistema urbano (La Cienega) y al subsistema de colonias (Llano de Emiliano Zapata, San José el Cuartel y Col Valle de Guadalupe), presentando las características que se han mencionado en cada subsistema al que pertenecen.

El Croquis No. 2 contiene la división política municipal en el que se describen gráficamente las principales comunidades de Tenancingo.

2.2 Clima.

El clima de Tenancingo es templado subhúmedo con lluvias en verano durante los meses de junio, julio y agosto. La precipitación media anual es de 1,200 mm; la temperatura media anual es de 18.2 grados centígrados, con una temperatura máxima de 33.5 grados centígrados y una mínima de 2 grados centígrados.

Como conclusión, el clima es agradable y poco extremo, propicio para diversificar la producción agrícola, principalmente la floricultura, los cereales, las hortalizas, los forrajes y las frutas; así como para realizar actividades turísticas y recreativas.

2.3. Orografía

El municipio se encuentra sobre las faldas de los Cerros la Cantera y la Malinche, que son estribaciones del maciso montañoso de Nixcongo.

El centro de población estratégico de Tenancingo se ubica en un pequeño valle de origen volcánico ubicado al sur de la sierra Peña Colorada, por lo que las pendientes al norte de la localidad son mayores del 25%. Se encuentra este mismo tipo de pendientes hacia el suroeste, donde se localiza La Cañada de el Salto y las lomas del Cerro Tepetzingo y Cerro Santa Cruz, lo que clasifica estas dos áreas como zonas poco adecuadas para el desarrollo urbano.

Al noreste de la localidad, en el distrito urbano de Chalchihuapán, las pendientes son del 6 al 15%, las cuales se consideran aptas para el desarrollo urbano, aunque implican un costo significativo para la instalación de infraestructura urbana. El sur y este del centro de población las pendientes son del 0 al 6%, siendo estas adecuadas para el desarrollo urbano

En lo que respecta a las poblaciones que participan en el proyecto estas se encuentran en un terreno con pendientes de 0 al 6% como podrá verse más adelante esto se refleja en el diseño ya que será necesario un bombeo debido a que el terreno se puede considerar como plano. El croquis No. 3, contiene el plano de orografía, en el se describen gráficamente los principales cerros ubicados en el territorio de Tenancingo.

2.4. Hidrología.

El municipio cuenta con 22 manantiales; 1 río de corriente permanente; 21 arroyos de corriente intermitente y 7 acueductos.

2.5 Uso actual del Suelo y de los Recursos Naturales.

El uso del suelo de las 16,018 hectáreas del municipio se destina en un 42.40% a la actividad forestal; un 38.26% a la agricultura; 3.88% a la ganadería; 3.09 % corresponde al área urbana y el 12.35% restante a otros usos. La fig. No. 4 nos muestra el plano que describe gráficamente la zonificación de los suelos del suelo de Tenancingo. El cuadro No. 1 contiene la superficie total en números absolutos y en porcentaje de los diferentes recursos naturales con que cuenta el municipio.

CUADRO No. 1

H. AYUNTAMIENTO CONSTITUCIONAL DE TENANCINGO 1994 USO ACTUAL DE LOS RECURSOS

SUPERFICIE	HECTAREAS	PORCENTAJE
FORESTAL	6,792	42.40 %
AGRICOLA	6,792	38.26 %
PECUARIO	6,129	622 %
URBANO		3.09 %
OTROS	495	12.36 %
TOTAL	16,018	12.36 %

FUENTE: PANORAMICA SOCIOECONOMICA DEL ESTADO DE MEXICO,
INSTITUTO DE INFORMACION E INVESTIGACION
GEOGRAFICA, ESTADISTICA Y CATASTRAL TOLUCA, MEX.

La falta de sistemas de tratamiento para las aguas residuales municipales, ha propiciado la descarga directa de las redes de drenaje a los mantos acuíferos.

En este renglón, el mayor impacto negativo se tiene por el desalojo de aguas negras en el río la Trinidad, el cual se utiliza como destino de los desechos generados en la cabecera municipal, Chilchihuapan, la Trinidad, San Mateo, La Ciénega y el Salitre, principalmente.

En el caso de la cabecera municipal, se ha detectado que las actividades pecuarias y las industriales del ramo de productos químicos y farmacéuticos, inciden en el deterioro de la calidad del aire.

2.6 Desarrollo Urbano

El proceso de desarrollo urbano del municipio de Tenancingo se ha consolidado en la Cabecera Municipal debido a una amplia gama de factores socioeconómicos, demográficos, culturales y geográficos, principalmente.

El área urbana actual de Tenancingo se extiende sobre una superficie de 237.6 ha. teniendo como uso del suelo predominante el habitacional, el cual ocupa el 65% del área total. Le sigue en extensión el área ocupada por infraestructura con el 11.5% (27 ha.), el equipamiento y las actividades comerciales con el 9% (21.5 ha.), la industria con el 5% (12 ha.) y por último a los baldíos interurbanos con el 7.65% (18 ha.)

Las localidades aisladas que son parte de la zona urbana abarcan una superficie aproximada de 219.8 ha., siendo el distrito urbano de la Ciénega el más grande con una extensión de 47.7 ha., Chalchihuapan con 21 ha., el Salitre y San José Tenería con 14 ha. cada una.

Las características del crecimiento de Tenancingo han repercutido desfavorablemente en su imagen urbana. La parte antigua de la localidad, conformada principalmente por los barrios El Calvario, Capilla de Jesús, La Campana y el Huerto conserva hasta cierto grado la uniformidad en los niveles de construcción, tipo de materiales empleado y estilo arquitectónico. Sin embargo, la zona centro al rededor de la parroquia de San Francisco ha adquirido una imagen heterogénea, debido a la mezcla de usos habitacional, comercial y de servicios, así como las construcciones nuevas que no respetan la tradición arquitectónica de la localidad.

La ubicación de Tenancingo, la infraestructura y los servicios de cobertura regional que se encuentran aquí y las actividades económicas tradicionales han repercutido para que el Gobierno del Estado le dé la categoría de Centro de Población Estratégico de Desarrollo en la región de Coatepec Harinas para contribuir en la ordenación, equilibrio, integración y condicionamiento de los asentamientos humanos en el Estado. En congruencia con estos conceptos se establecen como objetivo general del centro de población estratégico es de consolidar el papel de Tenancingo como un centro de abasto, equipamiento y servicios regionales, permitiendo a la vez un crecimiento de la estructura urbana y los recursos naturales existentes.

De esta manera Tenancingo se consolidará como un centro de arraigamiento poblacional, cuya estructura urbana y patrón de crecimiento podrán responder en las futuras necesidades de la región, respetando su carácter agropecuario.

2.7 Comunicaciones

Carreteras. En el año de 1992 el inventario de carreteras realizado en el municipio, reportó la existencia de 87.2 kilómetros de caminos, de los cuales 49.6 están pavimentados y 37.6 revestidos.

Servicio Postal y Telefonía. El servicio de correos sólo existe en la cabecera municipal, donde se ha establecido una agencia postal de la Secretaría de Comunicaciones y Transportes.

El servicio telefónico únicamente se presenta en forma completa en 6 localidades; mientras que 44 carecen de este medio de comunicación.

2.8 Servicios Públicos.

Agua Potable. De acuerdo con los datos aportados por I.I.G.E.C.E.M., la disponibilidad actual de servicios básicos se ven ampliamente rebasados por la demanda de los habitantes y por la dispersión de los asentamiento humanos en el territorio, lo que dificulta la dotación de los mismos por los altos costos económicos de instalación y mantenimiento.

A pesar de las inversiones realizadas en este rubro en el año de 1988, la cobertura del servicio de agua se prestaba en su totalidad en 8 localidades, parcialmente en 36 y carecían del mismo 6.

Las localidades que cuentan con el servicio de agua potable en su totalidad son: San Martín Coapaxtongo, Ejido de San Pedro Tecomatlán, Teotla, San José Tenería, y las colonias Ixpuichapan, La Trinidad, Los Shiperes y San Mateo.

Las localidades que cuentan con el servicio de agua potable en forma parcial son: Acatzingo, La Cruz Vidriada, Chalchihuapan, El Carmen, El Salitre, Francisco Zarco, Ixpuichapan, La mesita, La Trinidad, Pueblo Nuevo, Quetzalapa, San Diego, San Simonito, Santa Ana, Ixtlahuatzingo, Santa Teresita Acatzingo, San Miguel, Tecamatlán, Terrenate, Tepalcatepec, Tepoxtepec, San Juan Tetitlán, Tierra Blanca, San Juan Xochiaca, San Gabriel, Zepayautla, Tepetzingo, Tenancingo de Degollado y las colonias Emiliano Zapata, Ejercito del Trabajo, Guadalupe Victoria, Xochiaca y Morelos.

Las localidades que carecen del servicio de agua son: Guadalupe, La Lagunilla, Los Morales, Rinconada de Santa Teresa, San Antonio Agua Bendita y San Nicolás.

Drenaje. En relación al servicio de drenaje y alcantarillado se observa una cobertura por localidad menor a la que se opera en agua potable.

Se estima que este servicio se prestaba en su totalidad en 10 localidades, parcialmente en 9 y carecían del mismo en 31 poblaciones.

Las localidades que cuentan con el servicio de drenaje y alcantarillado en su totalidad son: Ejido de San Pedro Tecamatlán, Teotla, Quetzalapa, San Miguel Tecamatlán, San José Tenería, San Juan Xochiaca, San Gabriel Zapayautla y las colonias La Trinidad, Los Shiperes y San Mateo.

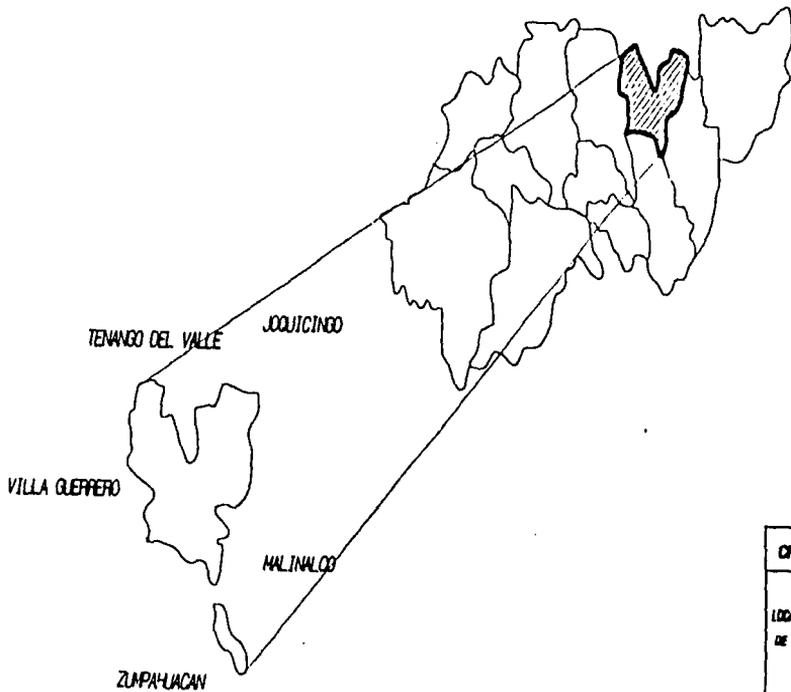
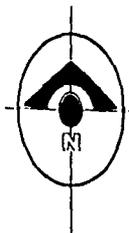
Las localidades que cuentan con el servicio de drenaje y alcantarillado en forma parcial son: Chalchihuapan, El Salitre, La Trinidad, San Diego, Santa Ana Ixtlahuatzingo, Tenancingo de Degollado y Colonias Morelos, San Pedrito y La Ciénega.

Las localidades que carecen de este servicio son: Acatzingo de la piedra, Cruz Vidriada, El Carmen, Francisco Zarco, Guadalupe, Ixpuichapan, La Mesita, La Lagunilla, Los Morales, Pueblo Nuevo, Rinconada de Santa Teresa, San Antonio Agua Bendita, San José Chalmita, San Martín Coapaxtongo, San Nicolás, San Simonito, Santa Teresita Acatzingo, Terrenate, Tepalcatepec, Tepoxtepec, San Juan Tetitlán, Tierra Blanca, Tepetzingo y colonias Emiliano Zapata (Ejido Tenancingo), Ejercito del Trabajo, Guadalupe Victoria, Xochiaca Ixpuichapan, San José, Emiliano Zapata (Tepetzingo), La Lagunilla y Santa Cruz Xochiaca.

Electrificación. De conformidad con los datos del H. Ayuntamiento de Tenancingo de 1993, las 50 comunidades del municipio cuentan con infraestructura eléctrica. Se dispone de un buen servicio de energía eléctrica.

En relación al servicio de alumbrado público, se observa que solamente una localidad dispone de este servicio en su totalidad, 17 cuentan con éste, parcialmente y 32 carecen en su totalidad del mismo.

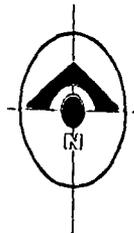
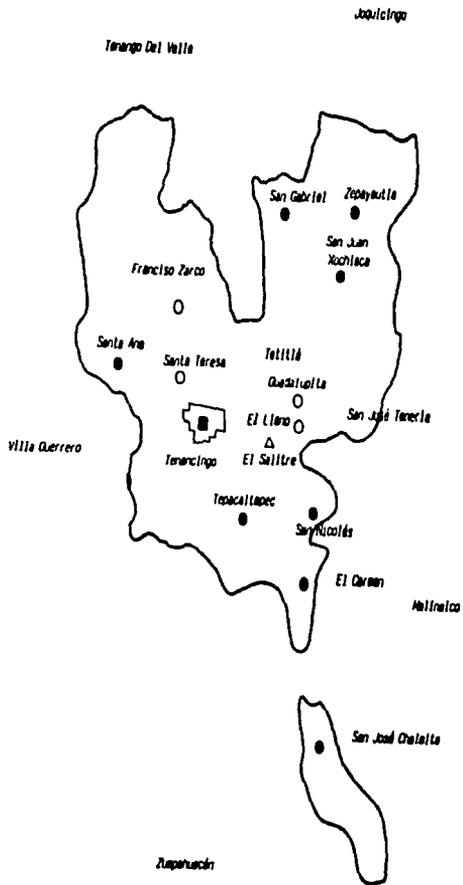
Vialidades. Existen 3 localidades que tienen todas sus vialidades pavimentadas; 10 cuentan con un servicio parcial y 38 localidades no tienen calles pavimentadas.



CROQUIS DE LOCALIZACION

LOCALIZACION GEOGRAFICA DEL MUNICIPIO
DE TENANGINDO EN EL ESTADO DE MEXICO

CROQUIS 1



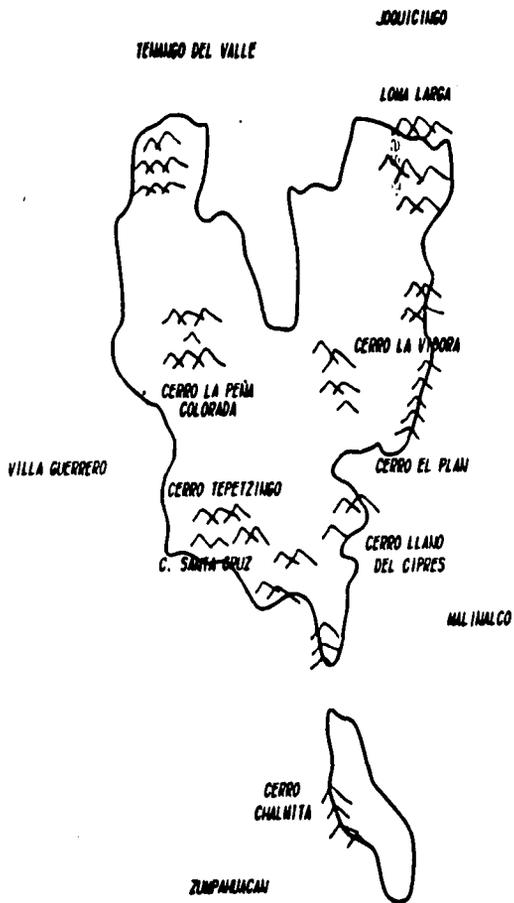
SIMBOLOGIA

- CAJERO
- PUEBLO
- COMUNIDAD
- △ BARRIO

DIV. POLITICA MUNICIPAL

MUNICIPIO DE TENANCINGO
ESTADO DE MEXICO

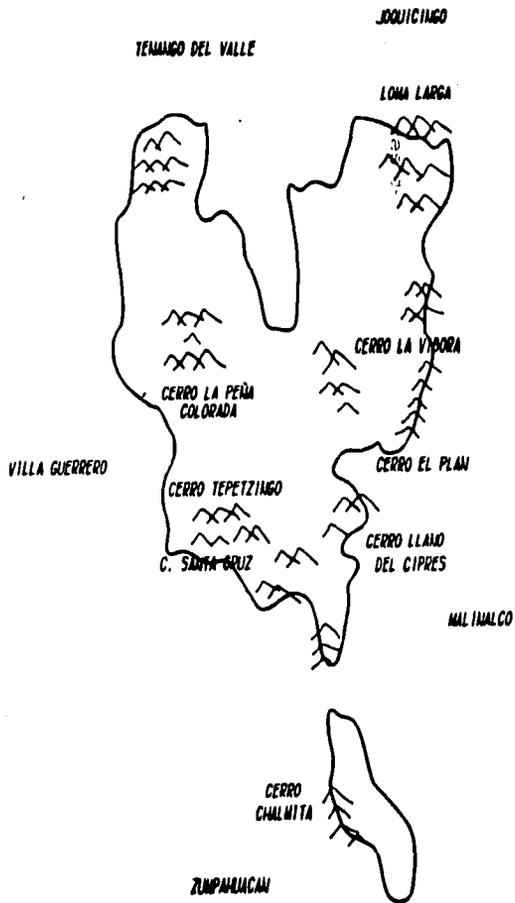
CIRCULO 8



GRAFIA MUNICIPAL

MUNICIPIO DE TENEXIMER,
ESTADO DE MEXICO

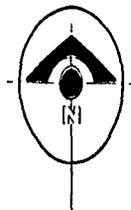
HOJA 2



OROGRAFIA MUNICIPAL

MUNICIPIO DE TENANINGO,
ESTADO DE MEXICO

GRUPO 3



SIMBOLOGIA

- ZONA URBANA
- ZONA AGROPECUARIA
- ▨ ZONA PECUARIA
- ▩ ZONA FORESTAL
- ▤ ZONA ARBOLADA
- ▦ ASOCIACIONES ESPECIALES DE VEGETACION

USOS DEL SUELO

MUNICIPIO DE TENANCINGO,
ESTADO DE MEXICO

FIGURA 4

3. ANALISIS DE LA DEMANDA

3.1 Población Actual

A continuación se presenta una tabla con las poblaciones para cada localidad de acuerdo a los datos proporcionados por la Comisión Estatal de Agua y Saneamiento de Tenancingo Estado de México (CEAS).

Localidad	Población	AÑO
La Ciénega	1,800	1996
Llano de Emiliano Zapata	600	1996
San José el Cuartel	3,600	1996
Col. Valle de Guadalupe	360	1996

3.2. Población de Proyecto

Modelo Aritmético.

El modelo aritmético tiene como característica un incremento de población constante para incrementos de tiempo iguales y, en consecuencia la velocidad de crecimiento, o sea la relación del incremento de habitantes y el periodo de tiempo es una constante; expresado como ecuación, se tiene

$$\frac{dp}{dt} = Ka \quad \text{o bien}$$

$$dp = Ka dt \quad (1)$$

donde P es la población; t en el tiempo y Ka una constante que significa el incremento de población en la unidad de tiempo (año, decenio, etc). Integrando (1)

$$\int dp = Ka \int dt$$

$$P_2 - P_1 = Ka(t_2 - t_1) \quad (2)$$

de la ec. (2) se obtiene Ka:

$$Ka = \frac{P_2 - P_1}{t_2 - t_1}$$

Para un momento T cualquiera se tiene la ecuación lineal

$$P = P_2 + Ka(T_2 - T_1)$$

donde el índice "2" se considera para los datos iniciales (P_2 , población inicial en el tiempo t_2)

La población para 1990 se obtuvo de los censos realizados en ese año por INEGI y a continuación se presentan:

Localidad	Población	AÑO
La Ciénega	1,579	1990
Llano de Emiliano Zapata	526	1990
San José el Cuartel	3,158	1990
Col. Valle de Guadalupe	316	1990

Empleando las poblaciones para los años 90, 96 y el método aritmético se obtuvieron los siguientes resultados para el año 2011:

Localidad	Población	AÑO
La Ciénega	2353	2011
Llano de Emiliano Zapata	785	2011
San José el Cuartel	4705	2011
Col. Valle de Guadalupe	470	2011

3.3. Dotación.

Se entiende por dotación la cantidad de agua que se asigna a cada persona por día y se expresa en l/h/d (litros por habitante por día). Esta dotación es una consecuencia del estudio de las necesidades de agua de una población, quien la demanda para los usos siguientes:

Consumo Doméstico.- Este consumo varía según los hábitos higiénicos de la población, nivel de vida, grado de desarrollo, abundancia y calidad del agua disponible, condiciones climáticas, usos y costumbres, etc. La cantidad básica para el consumo doméstico en nuestro país se estima entre 75 y 100 l/h/d, que incluye necesidades fisiológicas, usos culinarios, lavado de ropa y utensilios, sistema de calefacción y acondicionamiento de aire, riego de plantas y jardines privados, aseo de la vivienda y bienes muebles.

Consumo Público.- Se refiere al de los edificios e instalaciones públicas tales como: escuelas, mercados, hospitales, cuarteles, rastros, hidrantes, riego de calles, prados, jardines, servicios contra incendio, lavado de redes de alcantarillado. Se considera entre el 20 y 30% del consumo doméstico.

Consumo Comercial.- Depende del tipo y cantidades de comercios tanto en la localidad como en la región. Igual que las industrias, el comercio también conduce a una mayor concentración de población; con la diferencia de que esta concentración es muy localizada por presentarse periódicamente; y demanda una mayor cantidad de agua.

Al determinar la cantidad que de cada uno de los conceptos anteriores requiere el individuo para la satisfacción de sus necesidades y reunir las en una sola se tiene la "dotación".

La cantidad que constituye la "dotación normal" es el mínimo que debe darse a una población.

La Secretaría de Desarrollo Urbano y Ecología propone en sus "Normas de Proyecto para Obras de Abastecimiento de Agua Potable en la República Mexicana", las siguientes dotaciones que están en función de la magnitud y el clima de las poblaciones.

Habitantes	Cálido	Templado	Frio
de 2,500 a 15,000	150	125	100 l/h/d
de 15,000 a 30,000	200	150	125 l/h/d
de 30,000 a 70,000	250	200	175 l/h/d
de 70,000 a 150,000	300	250	200 l/h/d
de 150,000 en adelante	350	300	250 l/h/d

Las poblaciones a las que se les dotará de agua potable en nuestro proyecto entran en el primer rango de la tabla anterior y de acuerdo al clima templando según se vio el subcapítulo correspondiente al clima se tendría una dotación de 125 l/hab/día, sin embargo El CEAS nos recomendo emplear 150 l/hab/día, dado que es la dotación mínima que emplean.

Variaciones de Consumo.- Un sistema es eficiente cuando en su capacidad está prevista la máxima demanda de una localidad. Para diseñar las diferentes partes de un sistema se necesita conocer las variaciones mensuales, diarias y horarias del consumo. Interesan las demandas medias, las máximas diarias y las máximas horarias. Estas demandas que representan volumen de agua en unidad de tiempo se llaman "gastos". Así tenemos el "gasto medio" (Qm.), el "gasto máximo diario" (Qm.d.) y el "gasto máximo horario" (Qm.h.)

3.4. GASTOS DE DISEÑO.

Los gastos de diseño se calcularán considerando los coeficientes de variación diaria y horaria; de acuerdo a recomendaciones de las normas de proyecto de la S.E.D.U.E., se indica que estos coeficientes se fijarán en función de un estudio específico realizado en la localidad. Cuando no sea posible obtener estos datos, se recurrirá a información en localidades de características similares. Los valores más frecuentes usados son de 1.20 y 1.50, respectivamente. Sin embargo, el ámbito de variación puede ser el siguiente:

Coefficiente de variación dia ia:
 Coeficiente de variación horaria:

1.20 a 1.50
 1.50 a 2.00

En nuestro caso emplearemos los siguiente coeficientes:

Coefficiente de variación diaria	1.20
Coefficiente de variación horaria	1.50

GASTO MEDIO.

El gasto medio se calcula a partir de la siguiente expresión:

$$Q_{\text{MED.}} = \frac{\text{Población} * \text{Dotación}}{86,400}$$

Con la fórmula anteriormente descrita se calculan los gastos medios empleando los datos de población del año 2011, tomando una dotación de 150 lt/hab/día, que fue la recomendada por el CEAS, obtenemos el Qmed para cada localidad los cuales se presentan en tabla de gastos.

GASTO MAXIMO DIARIO.

A partir del valor del gasto medio, se podrá calcular el gasto máximo diario, que equivale al producto del gasto medio por el coeficiente de variación diaria, teniéndose por lo tanto:

$$Q_{\text{md}} = Q_{\text{MED}} * C_{\text{vd}}$$

donde;

Q_{md} = Gasto máximo diario, en L.P.S.

Q_{MED} = Gasto medio, en L.P.S.

C_{vd} = Coeficiente de variación diaria, adimensional.(1.2)

Los resultados se presentan en la tabla de gastos.

GASTO MAXIMO HORARIO.

A partir del valor del gasto máximo diario, se podrá calcular el gasto máximo horario, que equivale al producto del gasto máximo diario por el coeficiente de variación horaria, teniéndose por lo tanto:

$$Q_{mh} = Q_{md} * C_{vh}$$

donde;

Q_{mh} = Gasto máximo horario, en L.P.S.

Q_{md} = Gasto máximo diario, en L.P.S.

C_{vh} = Coeficiente de variación horaria, adimensional.(1.5)

Los datos se presentan en la tabla de gastos.

TABLA DE GASTOS.

Localidad	Qmed lps	Qmd lps	Qmh lps
La Ciénega	4.085	4.902	7.353
Llano de Emiliano Zapata	1.363	1.636	2.454
San José el Cuartel	8.168	9.802	14.703
Col. Valle de Guadalupe	0.816	0.979	1.468
Suma	10.347	12.417	25.978

RESUMEN DE DATOS BASICOS.

Los resultados de lo descrito anteriormente se presenta a continuación:

Localidad	La Cienega San José El Cuartel El Llano Col. Valled de Guadalupe.
Municipio	Tenancingo.
Dotación	150 Lts/Hab/Día
Población 1996	6,360 Habitantes
Población de Proyecto (2011)	8,313 Habitantes
Coefficiente de Variación Diaria	1.20
Coefficiente de Variación Horaria	1.50
Gasto Medio	10.347 L.P.S.
Gasto Máximo Diario	12.417 L.P.S.
Gasto Máximo Horario	25.978 L.P.S.
Fuente:	Pozo La Ciénega
Conducción	Por Bombeo
Regularización	Tanque
Distribución	Por Gravedad.

4. CALIDAD DEL AGUA

4.1 Condiciones de potabilidad

Para que las aguas sean ingeridas por el hombre de manera que beneficie su salud, es necesario que lleven en solución ciertas sustancias que las hacen agradables y nutritivas, como el oxígeno, bióxido de carbono, sales minerales de potasio, sodio, calcio y magnesio en cantidades pequeñas; pues el exceso hace impropia el agua para el consumo. Debe estar exenta de materias perjudiciales a la salud, libre de olores y gérmenes infecciosos.

Su temperatura debe fluctuar entre 10 y 15° C y debe ser de sabor agradable. a las aguas que reúnan éstas condiciones, se les llaman **aguas potables**.

4.2. Análisis de las características del agua.

Para conocer las características del agua se deberán realizar una serie de análisis de laboratorio que se clasifican en: físicas, químicas, bacteriológicas y microscópicas. En la actualidad debe aumentarse un análisis más: el radiológico.

Análisis Físico.

Estos análisis consisten en determinar la turbiedad, color, olor, sabor y temperatura.

La turbiedad se debe a la materia orgánica en suspensión: arcilla, sólidos en suspensión, materia orgánica, organismos microscópicos, etc. Se puede reducir por la sedimentación, filtración, coagulación.

Sanitariamente es inocua si es debida a arcilla o a otras sustancias minerales, pero es peligrosa si la turbiedad proviene de aguas calcáreas o residuos industriales. La turbiedad no debe exceder del grado 10 de la escala de sílice, pero es conveniente que no sea mayor de 5.

El color proviene generalmente de la descomposición de materia vegetal, aunque a veces también proviene de las sales de hierro. En realidad el color se debe a materias en estado coloidal y en solución. Se quita por coagulación y filtración y también por el uso del carbón activado. No debe exceder del grado 20 de la escala normal de cobalto pero es preferible se mantenga por debajo de 10.

El olor y el sabor son dos parámetros que tienen una relación íntima y van casi siempre unidas; sin embargo, a veces puede haber sabor en el agua sin que se le aprecie olor alguno. No existe forma de medir el olor y el sabor, por lo tanto en los análisis solo se indica si éste es aromático, mohoso, rancio, de cloro, etc. El olor se quita por aireación, por filtración, por coagulación y por el carbón activado.

La temperatura de una muestra de agua se mide con termómetros especiales u ordinarios; debe estar comprendida entre 7 y 18°C.

Análisis Químicos.

El análisis químico tiene estos dos objetivos:

- A-** Averiguar la composición mineral del agua y su posibilidad de empleo para la bebida, los usos domésticos o industriales.

- B.-** Averiguar los indicios sobre la contaminación por el contenido de cuerpos incompatibles con su origen geológico. Lo que únicamente se determina es: la presencia de cloruros, cantidad de oxígeno disuelto; contenido de nitrógeno amoniacal, nitritos, dureza y alcalinidad, acidez, gases disueltos, metales y metaloides. La manera de hacer estas determinaciones y las cantidades de estas sustancias en el agua se verá en las pruebas de laboratorio y se compararán con las tolerables que señale la norma correspondiente, atendiendo a los límites permisibles contenidos en el art. 213 del Reglamento de la Ley General de Salud en Materia de control sanitario de Actividades, Establecimientos, Productos y Servicios.

Análisis Microscópicos.

Este análisis explica la presencia de olores y sabores inconvenientes, la obstrucción de filtros, el progreso de la autopurificación de corrientes, la presencia de un exceso de desechos industriales tóxicos, la presencia de aguas negras y por lo tanto, contaminación; ayuda en la interpretación de los análisis químicos; en el estudio de alimentos de peces, crustáceos y otros organismos acuáticos. En este examen generalmente se tomen 500 c.c., que se filtran a través de arena fina; hecho esto, se lava la arena con una cantidad conocida de agua destilada y se toma 1c.c. de ésta que en un portaobjeto se observa al microscopio. Se pueden encontrar: elementos inertes como arena, arcilla, restos de vegetales, paja, polen, etc.; seres vivos, animales y vegetales cuya presencia no es peligrosa pero puede ser molesta porque es causa frecuente del mal sabor y olor del agua; elementos que indican contaminación por el hombre o los animales, tales como restos textiles, elementos que provienen de materiales fecales, parásitos intestinales; elementos que acusan falta de filtración por el suelo o falta de protección al captar el agua, restos de insectos, crustáceos o cadáveres completos de estos animales.

La mayor utilidad del análisis microscópico es encontrar las algas que producen el olor y el sabor.

Análisis Bacteriológicos.

Las bacterias son seres microscópicos unicelulares. Existen en diferentes lugares, pero por lo general cada tipo en su ámbito natural y su presencia en otro medio es meramente accidental. La mayoría de las bacterias son ino cuas y muchas de ellas son importantes en la ecología; unas cuantas son peligrosas y éstas son las patógenas o bacterias que causan enfermedad, otras no son siempre peligrosas por sí mismas pero están usualmente asociadas con formas patógenas. El bacilo Coli o B. Coli es un miembro de este grupo. El examen se hace para determinar el número de bacterias que pueden desarrollarse bajo condiciones comunes, sí como detectar la presencia de bacterias del tracto intestinal, que en caso afirmativo, constituye un índice de que la contaminación es de origen fecal y sugiere la presencia de organismos patógenos. La ausencia de B. Coli indica la bondad del agua pues en este medio los gérmenes productores de enfermedades hídricas son menos resistentes que el B. Coli, por lo tanto, cuando la colimetría acusa resultados negativos no debe temerse la presencia de otros gérmenes. La interpretación de los análisis está basada en las siguientes determinaciones:

- 1.- Determinación del número de gérmenes (cuenta de colonias) por cm^2 , en gelatina a 20°C y en agua a 37°C .
- 2.- Investigación de las bacterias del género *Escherichia*. Índice B. Coli.

Las bacterias desarrolladas en gelatina a 20°C , pueden incluir organismos dañinos o inocuos y su cuenta no debe exceder de 100 p.c.c., excepto en casos especiales como en ríos ,muy turbios donde puede llegar a 200 p.c.c. con la condición de que otros factores sean satisfactorios. La temperatura a 37°C interesa más que las anteriores y tiene mayor valor puesto que esta temperatura corresponde al cuerpo humanos y las bacterias desarrolladas en este prueba comprende aquellas que habitan en el cuerpo humano. La cuenta de bacterias indica la cantidad y no la calidad de la flora bacterial. En general su número no debe exceder de 100 p.c.c. en el agua potable y es deseable que no sea mayor de 10

Con relación a la investigación de las bacteria del género *Escherichia* y el Índice B Coli, el reglamento para los análisis de potabilidad de las aguas de la República Mexicana, impone ciertos procedimientos que demandan pericia en actividades de laboratorio, por lo que la técnica e interpretación de resultados de estas pruebas se darán en la clase correspondiente a Laboratorios de Ingeniería Sanitaria.

Análisis Radiológicos.

El avance de la ciencia y de la técnica ha impuesto el uso de elementos radiactivos que por lo mismo desechan las llamadas basuras radiactivas como consecuencia de actividades de investigaciones científicas; e unos casos y como residuos de procesos industriales en otros.

Este análisis determina la radiactividad (neta, total, suspendida, disuelta); la presencia de estroncio total radiactivo, de estroncio total 90, de radio 226, de arsénico, de cianuro de plomo, de bario, de cadmio, del mercurio, etc.

Las glándulas sexuales y los gametos son los tejidos más vulnerables y sobre los que la radiactividad ejerce un mayor peligro. El material hereditario de las células reproductoras puede experimentar modificaciones más o menos profundas (si no mortales para la célula) lo suficiente intensa para modificar un gene.

Para el suministro de agua potable de la Ciénega, San José el Cuartel, Llano de Emiliano Zapata y colonia Valle de Guadalupe, las cuales se encuentran dentro del municipio de Tenancingo, Estado de México. Fue necesario extraerlo de un pozo profundo ubicado en la Ciénega.

El Gobierno del Estado de México a través de la Comisión Estatal de Agua y Saneamiento solicitó un muestreo, para saber la calidad del agua. Las muestras fueron tomadas por la Gerencia de Coatepec Harinas y los resultados arrojados fueron satisfactorios.

El informe de Análisis Físico Químico nos muestra las características generales de las aguas y son las siguientes.



GOBIERNO DEL ESTADO DE MEXICO

COMISION ESTATAL DE AGUA Y SANEAMIENTO

DIRECCION DE OPERACION LABORATORIO DE CONTROL DE CALIDAD DEL AGUA



INFORME DE ANALISIS FISICO - QUIMICO

No. 92-906

MUESTRA REMITIDA POR: GERENCIA COATEPEC HARINAS
ESTACION DE MUESTREO: POZO 6-02 CH. LA CIENEGA (SALIDA)

LOCALIDAD: LA CIENEGA
MUNICIPIO: TENANCIINGO ESTADO: DE MEXICO
FECHAS: DE MUESTREO 17-II-92 DE RECEPCION: 17-II-92
DE ANALISIS: 21-II-92

ESTADO: LIQUIDO (LIQUIDO)* OLORES: CARACTERISTICO (CARACTERISTICO)* SABOR: CARACTERISTICO (CARACTERISTICO)*
COLOR: 10.0 (MAXIMO 20)* TURBIDEDAD: 5.8 (MAXIMO 10)* TEMPERATURA: 20°C
PH: 7.9 (9.9 - 8.5)* CONDUCTIVIDAD ELECTRICA: 209 MICROMHOS/CM
SOLIDOS TOTALES: 270 SOLIDOS DISUELTOS: 216

DETERMINACIONES	ANALISIS	NORMAS	DETERMINACIONES COMO CaCO ₃	ANALISIS	NORMAS	DETERMINACIONES	ANALISIS	NORMAS		
Silice			Alcalinidad Total	<u>120</u>	400	Nitros. en N		0.05		
CO ₂ libre	<u>15</u>		Dureza total	<u>104</u>		Nitros. en N	<u>0.04</u>	5.00		
Calcio (Ca)	<u>19</u>	125	Dureza de calcio	<u>24</u>	300					
Magnesio (Mg)	<u>0.58</u>	0.3	COMBINACIONES HIPOTETICAS							
Hierro (Fe)	<u>0.01</u>	0.15	BICARBONATO DE CALCIO	=	<u>39</u>					
Manganeso (Mn)	<u>20</u>		BICARBONATO DE MAGNESIO	=	<u>117</u>					
Sodio (Na) calc.			BICARBONATO DE SODIO	=	<u>27</u>					
			SULFATO DE SODIO	=	<u>13</u>					
			CLORURO DE SODIO	=	<u>20</u>					
"Carbonato (CO ₃)"	<u>0</u>									
Bicarbonato (HCO ₃)	<u>140</u>									
Sulfato (SO ₄)	<u>9</u>	250								
Cloruro (Cl)	<u>12</u>	250								
Fluoruro (F)	<u>0.36</u>	1.5								
			ESTABILIDAD DE LA AGUA (INDICE LANGELIER)							
			A	<u>20°C</u>	pta	<u>7.9</u>	pta	<u>8.5</u>	is	<u>-0.6</u>

OBSERVACIONES: AGUA CON SODIO SE MUESTRA EN UNO DE LOS

RESULTADOS EXPRESADOS EN mg/l, EXCEPTO (*)

DAVID FACHESO R.
ANALISTA

...
RESPONSABLE

...
JEFE DE LABORATORIO



GOBIERNO DEL ESTADO DE MEXICO

COMISION ESTATAL DE AGUA Y SANEAMIENTO

DIRECCION DE OPERACIONES
LABORATORIO DE CONTROL DE CALIDAD DEL AGUA



INFORME DE ANALISIS FISICO - QUIMICO

No. 02-022

MUESTRA REMITIDA POR: COATEPEC HARINAS (LABORATORIO)

ESTACION DE MUESTREO: POTE 6-02 CH LA CIENEGA (ENTRADA)

LOCALIDAD: LA CIENEGA

MUNICIPIO: TENANCINGO

ESTADO: DE MEXICO

FECHAS: DE MUESTREO 18-II-92

DE RECEPCION: 18-II-92

DE ANALISIS: 21-II-92

ECTO. LIQUIDO (LIQUIDO) OLOR CARACTERISTICO (CARACTERISTICO) SAOR CARACTERISTICO (CARACTERISTICO)
 GR 10.0 (MAXIMO 20) TURBIDIDAD 4.4 (MAXIMO 10) TEMPERATURA 20°C
 PH 7.6 (6.9 - 8.5) CONDUCTIVIDAD ELECTRICA 205 MICROMHOS/CM
 SOLIDOS TOTALES 276 SOLIDOS DISUELTOS 221

DETERMINACIONES	ANALISIS	NORMAS	DETERMINACIONES COMO CaCO ₃	ANALISIS	NORMAS	DETERMINACIONES	ANALISIS	NORMAS
Silica			Alcalinidad Total	124	400	NIOS ppm		0.05
CO ₂ libre			Dureza total	100				
Calcio (Ca)	10		Dureza de calcio	24	300	NIOS ppm	0.01	5.00
Magnesio (Mg)	18	125	COMBINACIONES HIPOTETICAS					
Hierro (Fe)	0.44	0.3	BICARBONATO DE CALCIO	=	39			
Manganeso (Mn)	0.01	0.15	BICARBONATO DE MAGNESIO	=	111			
Sodio (Na) calc	22		BICARBONATO DE SODIO	=	40			
			SULFATO DE SODIO	=	15			
			CLORURO DE SODIO	=	16			
Carbono (CO ₂)	0		ESTABILIDAD DE L AGUA (INDICE LANGHEIER)					
Bicarbonato (HCO ₃)	151		A	20°C	7.6	8.5	15	-0.9
Dureza (SO ₄)	10	250						
Dureza (Cl)	10	250						
Fosforo (P)	0.25	1.5						

OBSERVACIONES: ACIDO SULFIDRICO 0.0 MG/L

RESULTADOS EXPRESADOS EN mg / l, EXCEPTO (*)

QFB. DAVID PACHECO R.

ANALISTA

QFB. MARIAM. CRÓICO V.

RESPONSABLE

QFB. GUILLERMO CARRERO R.

JEFE DE LABORATORIO



GOBIERNO DEL ESTADO DE MEXICO
COMISION ESTATAL DE AGUA Y SANEAMIENTO
DIRECCION DE OPERACION
LABORATORIO DE CONTROL DE CALIDAD DEL AGUA



INFORME DE ANALISIS FISICO - QUIMICO

No. 92-934

MUESTRA REMITIDA POR: COATEPEC HARINAS (LABORATORIO)

ESTACION DE MUESTREO: POZO 6-02 CH (SALIDA)

LOCALIDAD: LA CIENEGA

MUNICIPIO: TENANCINGO

ESTADO: MEXICO

FECHAS: DE MUESTREO 18-02-92

DE RECEPCION 18-02-92

DE ANALISIS: 21-02-92

ESTADO: LIQUIDO (LÍQUIDO)* OLORES CARACTERÍSTICO (CARACTERÍSTICO)* SABORES CARACTERÍSTICO (CARACTERÍSTICO)*
 TA 7.5 (MÁXIMO 20)* TURE EDAD 5.3 (MÁXIMO 10)* TEMPERATURA 20°C
 PH 7.9 (5.9 - 8.5)* CONDUCTIVIDAD ELECTRICA 169 MICROMHOS / CM
 SÓLIDOS TOTALES 270 SÓLIDOS DISUELTOS 215

DETERMINACIONES	ANALISIS	NORMAS	DETERMINACIONES COMO CaCO ₃	ANALISIS	NORMAS	DETERMINACIONES	ANALISIS	NORMAS
Silice			Alcalinidad Total	115	400	Acidez en N		0.05
CO ₂ libre			Dureza total	100		Acidez en N	0.07	5.00
Calcio (Ca)	23		Dureza de calcio	23	300			
Magnesio (Mg)	7.6	125	COMBINACIONES HIPOTÉTICAS					
Magnesio (Mg)	0.36	0.3	BICARBONATO DE CALCIO			=	3.9	
Magnesio (Mg)	0.70	0.15	BICARBONATO DE MAGNESIO			=	1.1	
Sodio (Na) cat	21		BICARBONATO DE SODIO			=	3.5	
			SULFATO DE SODIO			=	1.5	
			CLORURO DE SODIO			=	1.6	
Carbonato (CO ₃)	0		ESTABILIDAD DE LA AGUA (IND. DE LANGFIER)					
Carbonato (HCO ₃)	132		A	20°C	7.9	8.6	-0.7	
Sulfato (SO ₄)	1.0	250						
Cloruro (Cl)	1.0	250						
Fluoruro (F)	0.32	1.5						

OBSERVACIONES: ACIDO SULFHDRIICO 0.0 MG/L

RESULTADOS EXPRESADOS EN mg/l. EXCEPTO (*)

DAVID PACHECO R. ANALISTA

MARIA B. ORTEGA V. RESPONSABLE

CUAUHTEMOC CARREÑO R. JEFE DE LABORATORIO



GOBIERNO DEL ESTADO DE MEXICO

COMISION ESTATAL DE AGUA Y SANEAMIENTO

DIRECCION DE OPERACION
LABORATORIO DE CONTROL DE CALIDAD DEL AGUA



INFORME DE ANALISIS FISICO - QUIMICO

No. 92-935

MUESTRA REMITIDA POR: GERENCIA COATEPEC MARINAS

ESTACION DE MUESTREO: POZO 6-02 CH LA CIENEGA (SALIDA DESPUES DE LA CLORACION)

LOCALIDAD: LA CIENEGA

MUNICIPIO: TENANCINGO

ESTADO: MEXICO

FECHAS: DE MUESTREO 18-02-92

DE RECEPCION: 18-02-92

DE ANALISIS: 21-02-92

ASPECTO LIQUIDO (LIQUIDO) OLORES CARACTERISTICO (CARACTERISTICO) SABOR CARACTERISTICO (CARACTERISTICO)
 COLOR 12.5 (MAXIMO 20°) TURBEDAD 6.5 (MAXIMO 10°) TEMPERATURA 20°C
 PH 8.0 (5.5 - 8.5) CONDUCTIVIDAD ELECTRICA 210 MICROMHOS / CM
 SOLIDOS TOTALES 273 SOLIDOS DISUELTOS 218

DETERMINACIONES	ANALISIS	NORMAS	DETERMINACIONES COMO CaCO ₃	ANALISIS	NORMAS	DETERMINACIONES	ANALISIS	NORMAS
Silice			Alcalinidad Total	122	400	Resor. en N		0.05
CO ₂ Libre			Dureza total	104		Resor. en N	0.07	5.00
Calcio (Ca)	1.0	125	Dureza de calcio	24	300			
Magnesio (Mg)	1.9	0.3	COMBINACIONES HIPOTETICAS					
Hierro (Fe)	0.16	0.15	CARBONATO DE CALCIO	=	4			
Manganeso (Mn)	0.0		RICARBONATO DE CALCIO	=	32			
Sodio (Na) calc.	2		BICARBONATO DE MAGNESIO	=	117			
			BICARBONATO DE SODIO	=	30			
			SULFATO DE SODIO	=	15			
			CLORURO DE SODIO	=	24			
Carbonato (CO ₃) ²⁻	2		ESTABILIDAD DE LA AGUA (INDICE LANGUEIER)					
Bicarbonato (HCO ₃) ⁻	1.4	250	A	20°C	pH	8.0	pH	8.5
Sulfato (SO ₄) ²⁻	1.0	250						
Cloruro (Cl)	1.2	1.5						
Fluoruro (F)	0.3							

OBSERVACIONES:

ACIDO SULFHDRIDICO 0.0 MG/L

RESULTADOS EXPRESADOS EN mg / L EXCEPTO (*)

QFB. DAVID PACHECO R.
ANALISTA

QSP. MARIA CRÓZCO V.
RESPONSABLE

ING. CUAUHEMOC CARRENO R.
JEFE DE LABORATORIO



GOBIERNO DEL ESTADO DE MEXICO

COMISION ESTATAL DE AGUA Y SANEAMIENTO

DIRECCION DE OPERACION

LABORATORIO DE CONTROL DE CALIDAD DEL AGUA



INFORME DE ANALISIS BACTERIOLOGICO No. 984-986 /92

MUESTRAS REMITIDAS POR GERENCIA COATEPEC HARINAS
 LOCALIDAD LA CIENEGA MUNICIPIO TENANCINGO ESTADO DE MEXICO

MUESTRA Nº	ESTACION DE MUESTREO	TIPO DE MUESTRA		SIEMERA		LECTURA		RESULTADOS	
		HCRA	FECHA	HORA	FECHA	HCRA	FECHA	TOTALES	FECALES
984	P.P. No. 602 CH. LA CIENEGA (ENTRADA) LA CIENEGA	14:10	18 ₉₂ II	18:00	18 ₉₂ II	18:00	19 ₉₂ II	0	0
985	P.P. No. 602 CH. LA CIENEGA (SALIDA) LA CIENEGA	14:15	"	"	"	"	"	0	0
986	P.P. No. 602 CH. LA CIENEGA CLOFACION LA CIENEGA	14:20	"	"	"	"	"	0	0

NORMAS
 COLIFORMES TOTALES. 2 COL/100 ml
 COLIFORMES FECALES. 0 COL/100 ml

TECNICA EMPLEADA PARA LA DETERMINACION FILTRACION A TRAVES DE MEMBRANA

TIEMPO DE INCUBACION 24 HRS TEMPERATURA DE INCUBACION 35° Y 44 °C
 OBSERVACIONES LAS MUESTRAS 984-986 RESULTAN POTABLES
 LAS MUESTRAS RESULTAN NO POTABLES
 RECOMENDACIONES

TEC. FRANCISCO J. GONZALEZ

1.0. CUAUHTENOC CARRETO R.
 JEFE DEL LABORATORIO



GOBIERNO DEL ESTADO DE MEXICO
COMISION ESTATAL DE AGUA Y SANEAMIENTO
DIRECCION DE OPERACION
LABORATORIO DE CONTROL DE CALIDAD DEL AGUA



INFORME DE ANALISIS FISICO - QUIMICO No. 92-1835

MUESTRA REMITIDA POR: GERENCIA COATEPEC MARINAS

ESTACION DE MUESTREO: POZO

LOCALIDAD: LA CIENEGA

MUNICIPIO: 6089 TENANCINGO

ESTADO: DE MEXICO

FECHAS DE MUESTREO: 04/02/92

DE RECEPCION : 04/02/92

DE ANALISIS: 04/06/92

ASPECTO : LIQUIDO [LIQUIDO]* OLOR : CARACTERISTICO [CARACTERISTICO]* SABOR : CARACTERISTICO [CARACTERISTICO]*

PH : 8.2 (MAX. 20 U COLOR PT/CO)* TURBIDEZ : 5.1 (MAX. 10 U. SILICE)* TEMPERATURA : 20 °C *

PH. : 7.6

CONDUCTIVIDAD ELECTRICA : 220 [MICROMOS/CM2]*

SOLIDOS TOTALES : 257

SOLIDOS DISUELTOS : 206

DETERMINACIONES	ANALISIS	NORMAS	DETERMINACIONES COMO CaCO3	ANALISIS	NORMAS	DETERMINACIONES	ANALISIS	NORMAS
SILICE			ALCALINIDAD TOTAL :	122	400	NITRITOS, EN N :		0.05
CO2 LIBRE								
CALCIO (Ca)	16							
MAGNESIO (Mg)	15	125						
HIJERO (Fe)	0.52	0.3	DUREZA TOTAL :	100				
MANGANESEO (Mn)	0.15	0.15						
SODIO (Na)	16		DUREZA DE CALCIO :	40	300	NITRATOS, EN N :	0.01	5.00
PERMANGANATO (MnO4) ⁻	0		COMBINACIONES NIPOTETICAS					
PERMANGANATO (MnO4) ²⁻	145		Ca(HCO3)2	65				
MAGNESIO (Mg)	2.00	250	Mg(HCO3)2	88				
CLORURO (Cl) ⁻	6	250	CaHCO3	37				
FLUORURO (F) ⁻	0.43	1.5	Na2SO4	3				
			FeCl	13				
ESTABILIDAD DE AGUA (INDICE LANGELIER)								
A <u>20</u> °C PHa <u>7.6</u> PHs <u>7.9</u> Is <u>-0.3</u>								

RESERVACIONES :

RESULTADOS EXPRESADOS EN mg/l. EXCEPTO (*)

ANALISIS

RESPONSABLE

EL JEFE DEL LABORATORIO

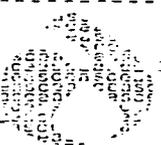
GOBIERNO DEL ESTADO DE MEXICO COMISION ESTATAL

AGUA Y SANEAMIENTO



GOBIERNO DEL ESTADO DE MEXICO
COMISION ESTATAL DE AGUA Y SANEAMIENTO
DIRECCION DE OPERACION
LABORATORIO DE CONTROL DE CALIDAD DEL AGUA

INFORME DE ANALISIS FISICO - QUIMICO NO. 92-1836



MUESTRA PERMITIDA POR: GERENCIA COATEPEC HARINAS

ESTACION DE MUESTREO: POZO (CARCAMO)

LOCALIDAD: LA CIENEGA

MUNICIPIO: 6089 TENANCINGO

ESTADO: DE MEXICO

FECHAS DE MUESTREO: 04/02/92

DE RECEPCION: 04/02/92

DE ANALISIS: 04/06/92

ASPECTO: LIQUIDO (LIQUIDO)* GLOR: CAPACITISTICO (CAPACITISTICO)* SACR: CAPACITISTICO (CAPACITISTICO)*

OR : 8.2 (MAX. 20 U COLOR PT/CC)* TURBIDEZ : 4.4 (MAX. 10 U. SILICE)* TEMPERATURA : 20 °C *

PH. : 8.2

CONDUCTIVIDAD ELECTRICA : 221 (MICROMHOS/CM2)*

SOLIDOS TOTALES : 240

SOLIDOS DISUELTOS : 192

DETERMINACIONES		ANALISIS	NORMAS	DETERMINACIONES COMO CaCO3		ANALISIS	NORMAS	DETERMINACIONES		ANALISIS	NORMAS
SILICE				ALCALINIDAD TOTAL :		116	400	NITRITOS, EN N :			0.05
CO2 LIBRE				DUREZA TOTAL :		104		NITRATOS, EN N :		0.01	5.00
CALCIO (Ca)		10		DUREZA DE CALCIO :		24	300				
MAGNESIO (Mg)		19	125								
HIERRO (Fe)		0.64	0.3								
MANGANESO (Mn)		0.10	0.15								
SODIO (Na)		13									
CARBONATO (CO3)*		2		COMBINACIONES HIPOTETICAS							
BICARBONATO (HCO3)		137		CaCO3	4						
SULFATO (SO4)*		2.00	250	CaHPO4	32						
CLORURO (Cl)-		10	250	MgHCO3	117						
FLUORURO (F)-		0.55	1.5	MgCO3	20						
				MgSO4	3						
				CaCl2	16						
ESTABILIDAD DE AGUA (INDICE LAZELIER)											
				a		20	°C	PHa		8.2	
				PHb		6.1		Ia		0.1	

OBSERVACIONES :

REQUISITOS EXPRESADOS EN COM. EXCEPTO (*)

SEAL. ESTADAL DE AGUA Y SANEAMIENTO
14-1574

RESPONSABLE

EL JEFE DEL LABORATORIO

GOBIERNO DEL ESTADO DE MEXICO COMISION ESTATAL

agua y saneamiento



GOBIERNO DEL ESTADO DE MEXICO
COMISION ESTATAL DE AGUA Y SANEAMIENTO
DIRECCION DE OPERACION
LABORATORIO DE CONTROL DE CALIDAD DEL AGUA



INFORME DE ANALISIS FIELES - QUIMICO NO. 92-5551

TIPO DE ENTIDAD POR: GERENCIA COATEPEC HARINAS

TIPO DE MUESTRA: POZO PROFUNDO

LUGAR: LA CIENEGA

MUNICIPIO: 6089 TENANCAHUTO

ESTADO: DE MEXICO

FECHA DE MUESTREO: 11/18/92

FECHA DE RECEPCION: 11/18/92

FECHA DE EMISION: 11/26/92

TIPO DE MUESTRA: LIQUIDO POR: ACIDO SULFURICO (CARACTERISTICO) SABOR: CARACTERISTICO

PH: 2.5 MAX. DE H. COLOR APARENTE: TURBIDEZ: 4.6 MAX. DE H. SILICIO: TEMPERATURA: 20
 PH: 9.0 CONDUCTIVIDAD ELECTROICA: 211 MICROHARDNESS:
 SOLIDOS TOTALES: 167 SOLIDOS DISUELTOS: 134

DETERMINACIONES	ANALISIS	UNIDAD	DETERMINACIONES COMPARADA	ANALISIS	UNIDAD	DETERMINACIONES	ANALISIS	UNIDAD
ALCALINIDAD TOTAL				76	400	SITRATOS, EN G/L		0.05
DUREZA TOTAL				76				
DUREZA DE CALCIO				24	300	SITRATOS, EN G/L	0.04	5.00
COMBINACIONES HIPOTETICAS								
Calcio	0		Calcio	39				
Magnesio	93		Magnesio	76				
Carbonato	4.00	250	Carbonato	6				
Sulfato	8	250	Sulfato	13				
Cloruro	0.19	1.5						

ESTABILIDAD DE AGUA (INDICE LAURELIER)

A 20 GC PH 8.0 PHs 8.2 Ia 0.2

RECOMENDACIONES: DE TRATAMIENTO DE AERACION, CON LO CUAL SE ELIMINA LA PRESENCIA DE ACIDO SULFURICO Y SE RECOMIENDA LA APLICACION DE UN AGENTE OXIDANTE COMO HIPOCLORITO DE SODIO PARA ELIMINAR BACTERIAS.

RECOMENDACIONES EN CASO DE EMERGENCIAS

24

[Signature]
RESPONSABLE

[Signature]
RESPONSABLE

[Signature]
JEFE DE LABORATORIO

GOBIERNO DEL ESTADO DE MEXICO COMISION ESTATAL

agua y saneamiento



GOBIERNO DEL ESTADO DE MEXICO
COMISION ESTATAL DE AGUA Y SANEAMIENTO
DIRECCION DE OPERACION
LABORATORIO DE CONTROL DE CALIDAD DEL AGUA



INFORME BACTERIOLOGICO DE AGUA No. 6289 - 6289 /92

MUESTRAS REMITIDAS POR : GERENCIA COSTEPEC HARIWAS

LOCALIDAD: LA CIENEGUA

MUNICIPIO : 6089 TENANCIENGO

ESTADO: DE MEXICO

MUESTRA	ESTACION DE MUESTREO	TOMA DE MUESTRA		S I E M B R A		L E C T U R A		R E S U L T A D O S	
		FECHA	HORA	FECHA	HORA	FECHA	HORA	TOTALES	FECAL
101	POZO ARRANCO	11/18/92	8:30	11/18/92	12:00	11/19/92	12:00	4100	0

COLIFORMES TOTALES: 2 COL/100 ml.

NOTAS:

COLIFORMES FECALIS: 0 COL/100 ml.

TECNICA EMPLEADA PARA LA DETERMINACION: FILTRACION A TRAVES DE MEMBRANA
 TIEMPO DE INCUBACION: 24 HORAS TEMPERATURA DE INCUBACION: 35 DE Y 44 DE
 OBSERVACIONES: LAS MUESTRAS
 IDENTIFICACION: POZO ARRANCO 6289 RESULTACION: COLIFORMES TOTALES

[Firma]
ANALISTA

[Firma]
RESPONSABLE

[Firma]
JEFE DEL LABORATORIO



GOBIERNO DEL ESTADO DE MEXICO
COMISION ESTATAL DE AGUA Y SANEAMIENTO
DIRECCION DE OPERACION
LABORATORIO DE CONTROL DE CALIDAD DEL AGUA

INFORME DE ANALISIS FISICO - QUIMICO No. 92-4421

RECEBIDO
LABORATORIO DE CONTROL DE CALIDAD DEL AGUA
COMISION ESTATAL DE AGUA Y SANEAMIENTO
GOBIERNO DEL ESTADO DE MEXICO
92/28/92

MUESTRA REMITIDA POR: GERENCIA COATEPEC HARINAS

ESTACION DE MUESTREO: POZO PROFUNDO LA CIENEGA

LOCALIDAD: LA CIENEGA

MUNICIPIO: 5036 EL ORO

ESTADO: DE MEXICO

FECHAS DE MUESTREO: 09/25/92

DE RECEPCION: 09/28/92

DE ANALISIS: 10/05/92

ESTADO: LIQUIDO (LIQUIDO)* OLOR: CARACTERISTICO (CARACTERISTICO)* SABOR: CARACTERISTICO (CARACTERISTICO)*

COLOR: 7.5 (MAX. 20 U COLOR PT/CO)* TURBIDEZ: 5.6 (MAX. 10 U. SILICE)* TEMPERATURA: 20 °C *

PH: 7.0

CONDUCTIVIDAD ELECTRICA: 219 (MICROMHOS/CM.)*

SOLIDOS TOTALES: 251

SOLIDOS DISUELTOS: 201

DETERMINACIONES	ANALISIS	NORMAS	DETERMINACIONES COMO CaCO3	ANALISIS	NORMAS	DETERMINACIONES	ANALISIS	NORMAS
SILICE			ALCALINIDAD TOTAL:	116	400	NITRITOS, EN N:		0.05
CO2 LIBRE								
CALCIO [Ca]	8							
MAGNESIO [Mg]	17	125						
HIERRO [Fe]	0.57	0.3	DUREZA TOTAL:	92				
MANGANESO [Mn]	0.00	0.15						
SODIO [Na]	20		DUREZA DE CALCIO:	20	300	NITRATOS, EN N:	0.11	5.00

BI-CARBONATO (CO3)-	0	
BICARBONATO (HCO3)	142	
SULFATO (SO4)-	1.00	250
CLORURO (Cl)-	14	250
FLUORURO (F)-	0.36	1.5

COMBINACIONES HIPOTETICAS

Ca(HCO3)2	32
Mg(HCO3)2	105
NaHCO3	40
Na2SO4	1
NaCl	23

ESTABILIDAD DE AGUA (INDICE LANGELIER)

A 20 °C PHa 7.0 PHs 0.2 Is -0.4

OBSERVACIONES:

RESULTADOS EXPRESADOS EN mg/l. EXCEPTO(*)

DR. EDUARDO CAMACHO GUERRERO
ANALISTA

DR. MARIA V. GONZALEZ V.
RESPONSABLE

DR. COAUNTEMOC CARRERA P.
JEFE DE LABORATORIO

GOBIERNO DEL ESTADO DE MEXICO COMISION ESTATAL

AGUA Y SANEAMIENTO



GOBIERNO DEL ESTADO DE MEXICO
COMISION ESTATAL DE AGUA Y SANEAMIENTO
DIRECCION DE OPERACION
LABORATORIO DE CONTROL DE CALIDAD DEL AGUA

INFORME DE ANALISIS FISICO - QUIMICO No. 92-4422



MUESTRA REMITIDA POR: GERENCIA COATEPEC HARINAS

ESTACION DE MUESTREO: CARACAMO
{F.A. P.P. LA CIENEGA}

LOCALIDAD: LA CIENEGA

MUNICIPIO: 6089 TENANCINGO

ESTADO: DE MEXICO

FECHAS DE MUESTREO: 09/28/92

DE RECEPCION : 09/28/92

DE ANALISIS: 10/05/92

EFECTO: LIQUIDO (LIQUIDO)* OLOR: CARACTERISTICO (CARACTERISTICO)* SABOR: CARACTERISTICO (CARACTERISTICO)*

COLOR : 10.0 (MAX. 20 U COLOR PT/CO)* TURBIDEZ : 4.6 (MAX. 10 U. SILICE)* TEMPERATURA : 20 °C *

PH. : 0.2

CONDUCTIVIDAD ELECTRICA : 209 (MICROMHOS/CM.)*

SOLIDOS TOTALES : 246

SOLIDOS DISUELTOS : 197

DETERMINACIONES	ANALISIS		NORMAS		DETERMINACIONES COMO CaCO3	ANALISIS		NORMAS	
	ANALISIS	NORMAS	ANALISIS	NORMAS		ANALISIS	NORMAS		
SILICE					ALCALINIDAD TOTAL :	114	400	NITRITOS, EN N :	0.05
CO2 LIBRE									
CALCIO (Ca)	5				DUREZA TOTAL :	88			
MAGNESIO (Mg)	18	125			DUREZA DE CALCIO :	12	300	NITRATOS, EN N :	0.53
HIERRO (Fe)	0.56	0.3							5.00
MANGANESO (Mn)	0.03	0.15							
SODIO (Na)	21								
					COMBINACIONES HIPOTETICAS				
BI-CARBATO (CO3)*	0				CaHCO312	19			
DI-CARBATO (HCO3)	139				MgHCO312	111			
SULFATO (SO4)*	0.00	250			NaHCO3	44			
CLORURO (Cl)-	14	250			NaCl	23			
FLUORURO (F)-	0.36	1.5							
ESTABILIDAD DE AGUA (INDICE LANGELIER)									
A <u>20</u> °C PHa <u>0.2</u> PHs <u>0.4</u> Is <u>-0.2</u>									

OBSERVACIONES :

RESULTADOS EXPRESADOS EN mg/l. EXCEPTO (*)

DR. EDUARDO GUERRERO
ANALISTA

DR. MARIA R. GONZALEZ V.
RESPONSABLE

DR. CUAUHTEROC CABRE J. R.
JEFE DE LABORATORIO

GOBIERNO DEL ESTADO DE MEXICO COMISION ESTATAL
AGUA Y SANEAMIENTO

5. OBRAS DE CONDUCCIÓN.

CONCEPTOS BÁSICOS.

Una vez definida la fuente de abastecimiento que en nuestro caso es un pozo profundo ubicado en La Ciénaga, se bombeará el agua a un tanque a nivel de piso que servirá para almacenaje y como cascamo de bombeo y de este a un tanque elevado. De este tanque se alimentaran los tanques de El Llano, San José el Cuartel y colonia Valle de Guadalupe.

DEFINICIÓN.

Una conducción se entiende como la acción de transportar agua desde una fuente de abastecimiento hasta un lugar o comunidad por medio de conductos abiertos o cerrados, en nuestro caso la línea de conducción será cerrada o por tubería y servirá para uso humano.

Un conducto a presión es una tubería que transporta un líquido a sección transversal llena, con una presión interna diferente de la atmosférica.

CARACTERÍSTICAS DE LAS CONDUCCIONES A PRESIÓN.

Las características de las conducciones a presión son las siguientes:

El diámetro del tubo es muy pequeño en comparación con su longitud, por lo que a este tipo de conducciones se les llamara como "conducciones largas".

La conducción no tiene derivaciones ni aportaciones, es decir, parte de un punto en la toma y termina en otro punto en la entrega sin recibir nuevas aportaciones, ni entregar gastos en ruta.

La línea de conducción opera en condiciones de flujo estacionario, a menos que se presente algún fenómeno transitorio y deberá ser diseñando para ambas condiciones de flujo.

CLASIFICACIÓN DE LAS CONDUCCIONES A PRESIÓN.

Cualquier línea de conducción para que cumpla su cometido necesitara forzosamente de una energía para que funcione, esta energía se obtiene de un sistema de bombeo o, de la fuerza gravitatoria terrestre; de lo anterior podemos distinguir tres tipos de línea conductora de agua, en cuanto a energía de funcionamiento se refiere y son los siguientes:

Por Bombeo

Por Gravedad

Combinado

Por Bombeo.-

Esta condición de operación se aplica a los trazos verticales de tipo ascendente, debido a que el punto de entrega se encuentra en una cota mayor que la toma, el flujo se logra por la acción de una bomba.

Por Gravedad.-

Esta condición de operación se aplica a los trazos verticales de tipo descendente, debido a que el punto de entrega se encuentra en una cota menor que la toma, el flujo se logra por la acción de la Gravedad.

Combinado.-

Esta condición de operación se aplica a los trazos verticales de tipo ascendente y descendente debido a que el punto de entrega puede ser mayor o menor que la toma , es decir combinando ambos tipos.

En nuestro caso se utilizara esta condición, ya que la obra de toma es de un pozo profundo y hay que bombear a un tanque elevado y que de este corra por Gravedad a otros tres tanques.

5.2. FUENTES DE CAPTACION

TIPOS DE CAPTACION.

La obra de captación es la estructura que permite regular o dar salida al agua almacenada en un depósito o bien tomarla de algún sitio de acuerdo con una ley determinada. Y ésta deberá proporcionar, cuando menos, el gasto máximo diario para el periodo de vida útil de la obra, sin peligro de reducción o sequía o cualquier otra causa.

LA CAPTACION PUEDE SER DE:

Agua de lluvia. En las zonas rurales donde no se dispone de aguas superficiales ni subterráneas o que se dispone de ellas pero no son económicamente accesibles, ya sea por su profundidad o por su distancia, se almacena el agua en cisternas o aljibes cuyas dimensiones varían según sean unifamiliares o para un conjunto de viviendas.

Aguas superficiales. Son aquellas que se encuentran en el seno de los ríos, lagos, lagunas o los embalses de presas, presentándose en la superficie libre y sometida a la presión atmosférica

Aguas subterráneas. Las regiones no favorecidas por las precipitaciones en cuanto a su distribución anual y abundancia, así como de la inexistencia de corrientes naturales, las cuales puedan aprovecharse, tienen la posibilidad del aprovechamiento del agua subterránea, mismo que será factible utilizar cuando ésta se presente con calidad aceptable, así como en cantidad necesaria para satisfacer determinado propósito.

Las aguas subterráneas se originan por la precipitación que al llegar a la superficie del terreno se filtran a través de él hasta llegar a profundidades considerables por condiciones del propio subsuelo.

El proyecto a realizar se abocará al aprovechamiento del agua subterránea; para tal efecto estudiaremos las obras de toma a través de pozos perforados.

La construcción de dichos pozos se lleva a cabo perforando en un material no consolidado, empleando barrenas accionadas por equipos de perforación fabricadas especialmente para esa finalidad, que pueden ser de percusión, de rotación o combinadas.

HIDRAULICA DE POZOS

Cuando se construye un pozo en un acuífero y se extrae agua por medio de un bombeo, se producirá un descenso o abatimiento del nivel del agua o de la superficie piezométrica, según se trate de acuífero libre o confinado respectivamente. El descenso o abatimiento producido en un punto cualquiera del acuífero es la distancia entre el nivel original del agua y el nivel que alcanza durante la extracción.

De acuerdo con las experiencias realizadas por Darcy para el estudio del escurrimiento del agua en medios porosos, se tiene que el caudal es proporcional a la pérdida de carga e inversamente proporcional a la longitud de la trayectoria del escurrimiento, por lo tanto:

$$Q = A K h/L$$

Donde:

- Q = gasto o caudal
- h = Pérdida de carga
(La relación de ambos valores, define el gradiente hidráulico)
- L = Longitud de la trayectoria
- K = Constante de proporcionalidad, llamada permeabilidad.
- A = Area de la sección considerada

La Ley de Darcy tiene aplicación en los escurrimientos laminares, los que se verifican en la mayoría de las ocasiones en medios porosos.

De acuerdo con esta ley el gradiente hidráulico varía directamente con la velocidad. Esto significa que a medida que el agua se acerca al pozo el gradiente aumenta, lo cual es causa de que la superficie del agua tenga una pérdida descendente continua hacia el pozo, dando origen a la formación del "Cono de Depresión" figura "A"

Para el análisis del comportamiento hidráulico de los pozos, definiremos los siguientes términos de uso común:

Nivel Estático.- Es el nivel que toma el agua en un pozo cuando este no es bombeado o bien no es afectado por el bombeo de otros pozos. Este nivel puede variar debido a fuertes precipitaciones, sequías, cambios de presión barométrica.

Abatimiento.- Es la distancia que media entre el nivel estático del agua y el nivel de ésta durante el bombeo.

Radio de Influencia.- Es la distancia que media desde el centro del pozo hasta el límite del cono de depresión.

Capacidad Específica o Rendimiento Específico.- Es la relación entre el caudal extraído del pozo y su abatimiento.

Porosidad.- Es la relación de huecos al volumen total de terreno que los contiene y depende de un gran número de factores, tales como sus componentes, grado de cementación o compactación, efecto de disolución, fisuración, etc.

La cantidad de agua contenida en un terreno será el producto del volumen del suelo saturado por su porosidad.

Coefficiente de Permeabilidad.- Es una medida de la capacidad del terreno para permitir el paso del agua, se define como el gasto o caudal que se filtra a través de una sección unitaria de terreno bajo la carga producida por un gradiente hidráulico unitario, estando el agua a una temperatura determinada, para establecer unidades podemos decir que la permeabilidad es la cantidad de metros cúbicos de agua por día que pasa por un metro cuadrado de terreno a 10 grados centígrados, bajo un gradiente hidráulico de un metro.

Coefficiente de Transmisibilidad.- Se define como el gasto o caudal que se filtra a través de una franja vertical de terreno, de ancho unitario y a una altura igual a la del manto permeable saturado, bajo un gradiente hidráulico unitario a una temperatura determinada

Coefficiente de Almacenamiento.- Se define como el volumen de agua que el acuífero descarga o toma por un área de superficie unitaria por un cambio unitario de la carga normal a la superficie. Es una medida de la cantidad de agua que la formación producirá bajo la acción de un cambio dado de la altura piezométrica.

Los coeficientes de transmisibilidad y de almacenamiento son dos elementos importantes para definir las características hidráulicas de una formación acuífera. El coeficiente de transmisibilidad indica la cantidad de agua que se mueve a través de la formación y el de almacenamiento la cantidad de agua almacenada que puede ser removida por bombeo o drenaje.

Estos dos coeficientes pueden determinarse en cualquier formación por medio de ensayos de bombeo y su conocimiento permite realizar predicciones de gran significado.

CONDICIONES DE EQUILIBRIO.

Si perforamos un pozo por medio del cual se extrae un gasto Q uniforme y continuo durante un tiempo suficiente, para aproximarnos a las condiciones de un movimiento permanente, es decir que las variaciones del gasto de extracción sean prácticamente despreciables con el tiempo y si el flujo es radial y laminar y el pozo recibe agua de la totalidad del espesor del acuífero, que se supone homogéneo, de permeabilidad igual en cualquier dirección y de área infinita, se formará un cono de depresión que se irá extendiendo hasta que finalmente llega a una situación de equilibrio en la que dicho cono permanece invariable. Esto significa que el acuífero tiene una recarga suficiente para equilibrar el gasto extraído.

Esta recarga puede tener su origen en el hecho de que el cono de depresión haya tomado contacto con una zona de recarga alimentada directamente por infiltración de aguas superficiales o haber interceptado una corriente de agua subterránea cercana, la cual puede asimismo estar recargada suficientemente o tal vez puede alcanzar una extensión tal que tomara contacto con una zona muy permeable que reciba carga por infiltración directa.

La permeabilidad y la transmisibilidad puede obtenerse a través de ensayos de bombeo en base a las condiciones de equilibrio, extrayendo un gasto constante y midiendo los abatimientos en pozos de observación.

CALCULO DEL DIAMETRO DE PERFORACION DEL POZO Y TUBERIA DEL ADEME

CAMARA DE BOMBEO. El diámetro de la cámara de bombeo queda definido fundamentalmente por el gasto que se va a explotar ya que de este depende el diámetro de los tazones de la bomba.

Generalmente al ademe ciego que formara la cámara de bombeo se le asigna un diámetro adicional mínimo de 10 cm. (4"), mayor que el diámetro de los tazones de la bomba. En lo que respecta al diámetro de los tazones en términos generales, es igual en pulgadas a la raíz cuadrada del gasto máximo diario expresado en litros por segundo mas una pulgada.

DIAMETRO DE LOS TAZONES. Se calcula tomando el GASTO MAXIMO DIARIO, que para este proyecto es igual a 12.42 l.p.s., por lo tanto tenemos que:

$$Dt = \sqrt{Qo} + 1$$

donde:

Dt = Diámetro de los tazones
Qo = Gasto Máximo diario

Empleando la ecuación anterior tenemos:

$$Dt = \sqrt{12.42} + 1 = 4.52$$

Considerando el diámetro comercial próximo, tenemos que:

Diámetro de los tazones = Dt = 6"

Diámetro del ademe que formara la cámara de bombeo (Da)

Diámetro de ademe = Da = Dt + 4" = 6 + 4 = 10"

Considerando que este es un diámetro comercial y previniendo que los tazones de la bomba a colocar fueran mayores al estimado se colocará un ademe ciego de:

Da= 12"

Diámetro de perforación del Pozo (Dp)

Diámetro de perforación = Dp = Da + (3 espacio anular para filtro o grava)

Por lo tanto:

Dp = 12 + (6) = 18" (en el tramo que aloja la cámara de bombeo)

PROFUNDIDAD. La profundidad definitiva de determino en función de los estudios realizados siendo de 186.00 m.

TUBERIA DE ADEME. Atendiendo la ubicación del nivel dinámico probable del pozo y de los acuíferos localizados por los estudios realizados, se diseña la distribución de los tramos lisos y ranurados de la tubería de ademe.. para nuestro proyecto colocaremos tubería lisa hasta 110.00 mts. de profundidad y 76.00 mts. serán de tubería ranurada.

RESUMEN DE DATOS

Una vez analizados todos los estudios correspondientes se tiene el siguiente pozo para el abastecimiento de agua:

I.- PERFORACION:

Nombre del pozo	Pozo la Ciénega
Localización	Mpio. de Tenancingo, Edo. México.
Profundidad	186.00 m.
Perforación de 12" de diámetro en ademe	186.00 m..

Perforación de 18" de diámetro en contra ademe	100.00 m.
---	-----------

II.- DISEÑO DEL POZO:

Tubería ranurada de 12" de diámetro en ademe.	76.00 m.
Tubería lisa de 12" de diámetro en ademe	110.00 m.
Tubería lisa de 18" de diámetro en contra ademe	100.00 m.
Cementación	100.00 m.
Tapón de cemento	0.50 m.

III.- CARACTERISTICAS HIDRAULICAS:

Nivel Estático.	21.00 m.
Nivel Dinámico	53.00 m.
Gasto de aforo	70 l.p.s.
Gasto de operación	12.42 l.p.s.

BOMBAS PARA POZOS PROFUNDOS

Las bombas de pozo profundo son las que se instalan dentro del pozo y se emplean para extraer agua desde profundidades mayores de 25 pies (7.6 m.) bajo la superficie del suelo, y éstas pueden ser accionadas por un motor situado en la superficie del pozo, acoplado a la bomba por medio de un eje de transmisión, o por motores sumergibles dispuestos debajo de la bomba en el fondo del pozo.

Generalmente el agua de pozos profundos se bombea, por medio de bombas centrifugas multicelulares, las cuales son capaces de vencer grandes alturas a base de disponer de rodets pequeños en serie en lugar de uno solo de mayor tamaño.

Tipos de Bombas

Bombas de desplazamiento constantes. Son aquellas que están diseñadas para una descarga mas o menos constante de agua sin tomar en cuenta la carga de presión contra la que se encuentran operando.

Bombas de desplazamiento variable, que entregan agua en cantidad que varia inversamente con la carga la cual están operando.

Los dos tipos principales de bomba de desplazamiento variable empleadas en los pozos profundos son las centrifugas y las de chorro.

Centrifugas. Son bombas que transforman la energía mediante un rotor, que es una especie de rueda con aspas llamadas "alabes" que giran sobre su propio eje y por el cual pasa el fluido en forma continua.

Las bombas centrifugas de pozo profundo son de diseño tipo turbina, el cual está mejor adaptado para usarse donde debe limitarse el diámetro de la bomba en este caso, por el de la envolvente del pozo.

Bombas de chorro. Las bombas eyectoras están construidas por una bomba centrífuga de una sola etapa, instalada en la superficie del terreno, la cual dirige una parte del caudal descargado a través de un eyector desde donde se retorna a la entrada de la bomba. El eyector puede estar tanto en la superficie, cuando el pozo es de poca profundidad, como en el fondo del pozo cuando éste es profundo. Esta técnica da lugar a una presión reducida debajo del eyector y a una gran presión en la entrada de la bomba, induciendo de esta manera, el flujo de agua desde el acuífero. El caudal que atraviesa el eyector oscila entre 150% y 250% del flujo inducido según la altura de impulsión.)

NIVELES DE BOMBEO.

Nivel Estático.- Es la distancia vertical que existe entre la referencia y el espejo del líquido cuando no opera la bomba.

Nivel Dinámico.- Es la distancia vertical que existe entre la referencia y el espejo del líquido cuando esta operando la bomba.

Nivel de Sumergencia.- Es la distancia vertical que existe entre la superficie libre del líquido a bombear y la campana de succión, este nivel elimina o previene la posible entrada de aire a la cámara de presión por la variación de niveles, llamado vórtice y su valor se obtiene experimentalmente por el fabricante de la bomba.

Nivel de Cavitación.- Se puede definir como la carga estática que actúa en la bomba debido al inundamiento del primer impulsor y numéricamente es la distancia vertical entre el nivel del líquido en el cárcamo y el eje horizontal del primer impulsor, que es adyacente a la campana de succión.

CALCULO DE LA CARGA Y POTENCIA DE BOMBEO

La función de una bomba es proporcionarle al fluido una **potencia** tal que se pueda conducir un gasto (Q), de agua de la toma a la entrega.

Para lograr lo anterior se tiene que vencer la diferencia topográfica entre los niveles del agua en la toma y la entrega. Esta diferencia se conoce como carga estática y se representa con H_e en la figura "B"

De manera que la Potencia será:

$$P = \frac{\gamma \cdot Q H_T}{76 \eta}$$

Si consideramos que: $H_T = H_e + h_f$

donde:

- P = Potencia de bombeo, (HP)
- Q = Gasto de bombeo (m³/s)
- γ = Gasto específico del fluido, (kg/m³)
- H_T = Carga total de bombeo, (m)
- η = Eficiencia de la bomba.
- H_f = Pérdidas por fricción

El cálculo de las pérdidas se hará empleando la fórmula de Hazzen-Williams y que a continuación se presenta:

$$h_f = \frac{Q^{1.85} \times L}{(0.2788 \times C \times D^{2.63})^{1.85}}$$

donde

- Q Gasto del tramo, en m³/seg.
- L Longitud del tramo, en m.
- D Diámetro de la tubería, en m.
- C Coeficiente de rugosidad, es función del tipo de material de la tubería (c=100).
- h_f Pérdidas por fricción en el tramo, en m.

Con los datos obtenidos: Q = 12.42 l.p.s.; L = 64.05 m.; C = 110; D = 0.1016 m.

$$h_f = \frac{(0.01242)^{1.85} \times (64.05)}{(0.2788 \times (110) \times (0.1016)^{2.63})^{1.85}} = 2.26$$

$$H_e = 2028.465 - 1971.15 = 56.10 \text{ m}$$

$$H_T = 56.10 + 2.26 = 58.36 \text{ m.}$$

Sustituyendo en la formula para calcular la potencia tenemos:

$$P = \frac{(1000)(0.01242)(58.36)}{76(0.67)} = 14.23$$

$$P = 15.00 \text{ H. P.}$$

Luego entonces tenemos que para una potencia comercial:

$$P = 20 \text{ H. P.}$$

SELECCION DE LA BOMBA

1.- Datos obtenidos:

$$Q = 12.42 \text{ LPS} \quad H = 64.40 \text{ m.}$$

2.- **Bomba Sumergible.** Determinación de las características del funcionamiento de la bomba.

De acuerdo con la gráfica "A" para el gasto de proyecto tenemos:

$$3 \text{ tazones; } \eta = 67 \% ; \text{ Sumergencia mínima} = 2.00 \text{ mts.; } H = 60 \text{ m.}$$

Tomando la curva superior ya que la carga a 58.38 m nos manda a la mitad entre las curvas 2 y 3r¹

Este tipo de bomba tiene acoplado el motor y de acuerdo a la curva característica correspondiente tiene una potencia de 20 H.P. por lo que cubre la potencia requerida.

ANALISIS DE LA CARGA NETA POSITIVA DE SUCCION (NPSH)

La Carga Neta Positiva de Succión es un concepto que establece las condiciones mínimas de succión que se deben tener para evitar la CAVITACION.

NPSHreq = Característica propia de la bomba y su valor es dado por el fabricante.(30 ft)

NPSHdisp = Es el que se calcula y depende del sitio de bombeo, así como de las características físicas de la instalación.

Para este cálculo tenemos:

$$NPSHdisp = \frac{Pa}{\gamma} - Pv \pm Zs - hf$$

donde:

Pa = Presión atmosférica

Pv = Presión de vaporización del líquido bombeado

γ = Peso específico del agua

Zs = Altura de succión (se considera 9.00 m. a partir del nivel dinámico)

hf = Pérdidas de carga en la succión

Presión atmosférica $Ha = \frac{Pat}{\gamma}$

$$Ha = 10.33 - \frac{ELEV}{869.57}$$

$$Ha = 10.33 - \frac{21.40}{869.57} = 7.87 \text{ m.c.a}$$

La (Pv) presión de vapor a una temperatura de 18 °C como se tiene en el sitio del proyecto, es de : Pv = 0.224 m.c.a.

En toda la instalación y para cualquier condición de trabajo NPSHdisp. deberá ser como mínimo igual al valor del NPSHreq., por la bomba de que se trate, pero se recomienda que ese valor sea mayor.

Sustituyendo los valores encontrados en la ecuación de NPSHdisp :

$$\text{NPSH disp.} = 7.87 - 0.22 + 4.00 - 4.43 = 9.39 \text{ m.}$$

$$\text{Factor de seguridad} = \frac{\text{NPSHd}}{\text{NPSHr}} = \frac{9.39}{2.0} = 4.70$$

Por lo anterior se verifica que este equipo de bombeo cumple satisfactoriamente.

Así mismo el ojo del primer impulsor del equipo de bombeo esta a 4.00 m. del nivel dinámico, esto es para que la bomba trabaje eficientemente sin el fenómeno de la Cavitación.

De acuerdo a los datos proporcionados por el fabricante, el primer paso tiene como medida $18 \frac{5}{8}'' = 0.4730$ metros y los pasos adicionales (2) mide cada uno $5 \frac{7}{8}'' = 0.2985$ metros, la suma total del cuerpo de tazones es de 0.7715 metros; esto lo restamos de los 68.00 metros con lo que es la longitud total quedando de la siguiente forma:

$$64.05 - 0.7715 = 63.28 \text{ m}$$

Lo que nos indica que debemos calcular los tramos de columna y como estos son de 3.05 mts. tenemos que:

$$63.00 / 3.05 = 20.75 \text{ tramos.} \approx 21 \text{ tramos}$$

Por lo tanto se tienen 21 tramos completos.

RESUMEN DE LAS CARACTERISTICAS DE LA BOMBA Y MOTOR ELECTRICO

BOMBA CENTRIFUGA VERTICAL SUMERGIBLE	132130/8-MSU25/6
MARCA	BAMSA
R.P.M.	3450
N.P.S.H. REQUERIDO	2 m (mínimo)
DIAMETRO DEL IMPULSOR CERRADO	5 1/8" = 0.130 MTS
DIAMETRO EXTERIOR DE MOTOR BOMBA Y CABLE.	7 3/4" = 0.2222 MTS
GASTO (Q)	12.42 lps
CARGA (H)	58.38 M.
PASOS (N)	N = 3 PASOS
TRAMOS DE COLUMNA DE 4"	21 TRAMOS DE 3.05 M.
MOTOR SUMERGIBLE ACOPLADO A LA BOMBA CON DATOS PROPORCIONADOS POR EL FABRICANTE	
MOTOR ELECTRICO SUMERGIBLE ACOPLADO A LA BOMBA.	MSU
POTENCIA	20 H.P.
VELOCIDAD	3450 RPM
VOLTAJE	220 VOLTS.
CORRIENTE	3 FASES, 2 POLOS.

CISTERNA DE ALMACENAMIENTO

Previendo una posible falla en la bomba y que la línea se quede sin suministro, se propone una cisterna que tiene como propósito almacenar 12 horas del gasto medio con el fin de seguir alimentando a la línea de conducción, para tal efecto será necesario hacer otro bombeo de la cisterna a un pequeño tanque elevado que además servirá para dar carga y de este punto llevar el agua a través de la línea por gravedad.

Las dimensiones de la cisterna de almacenamiento se realizarán de acuerdo a los siguientes datos:

$$Q_{med.} = 10.35 \text{ l. p. s.} = 0.01035 \text{ m}^3/\text{seg.}$$

Almacenamiento por 16 hrs.

$$Q_a = 0.01035 (3600) (16) = 596.16 \text{ m}^3.$$

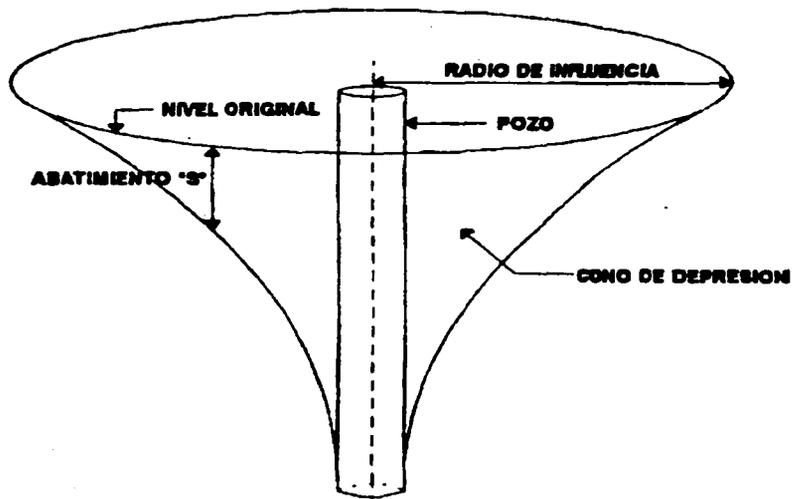
Por lo tanto tenemos la siguiente estructura (plano anexo No.)

Longitud libre de la cisterna = 15.00 m.

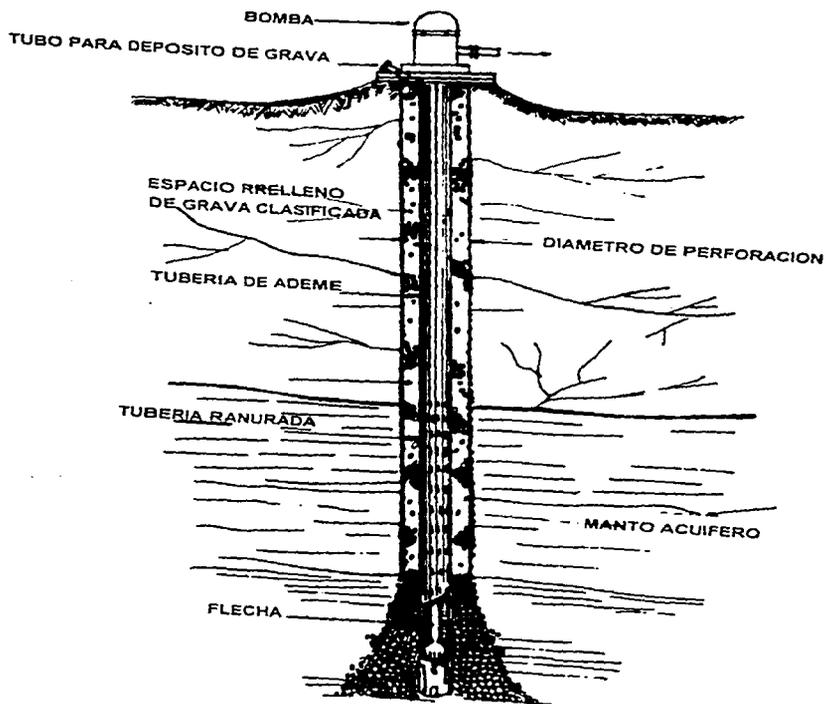
Ancho libre de la cisterna = 14.00 m

Profundidad libre de la cisterna = 3.00 m

$$\text{Volumen} = 15.00 \times 14.00 \times 3.00 = 630.00 \text{ m}^3.$$

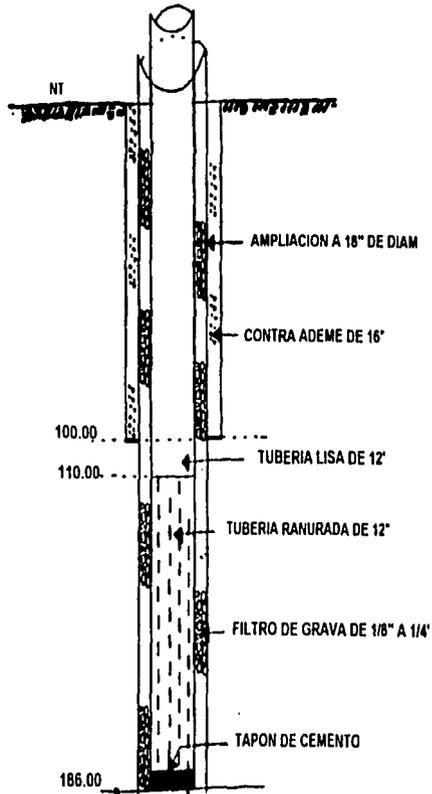


CONO DE DEPRESION

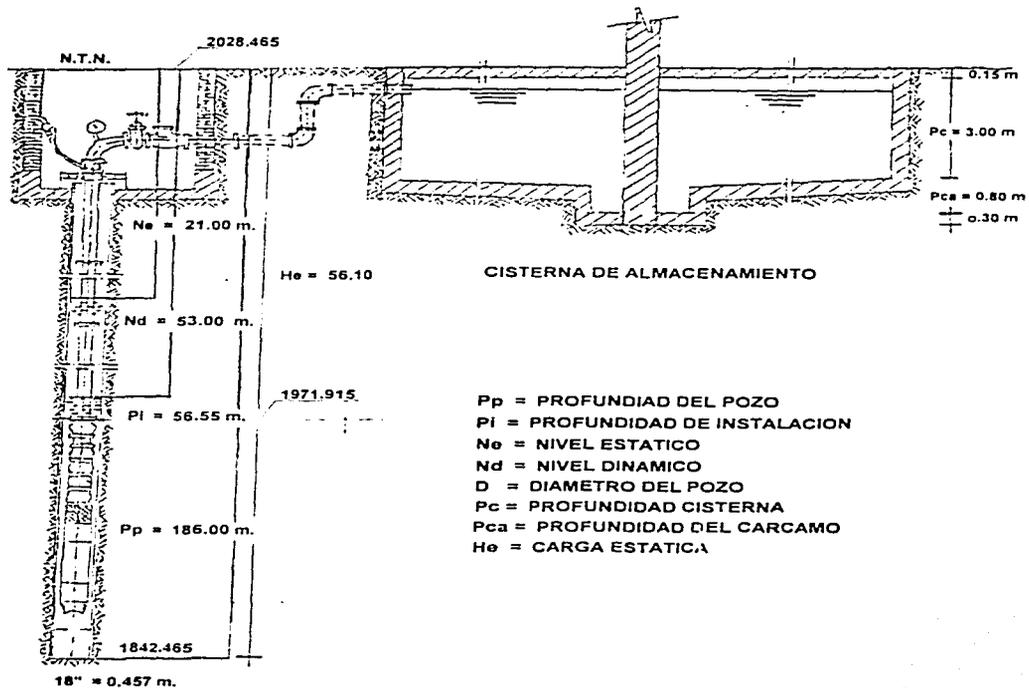


POZO PROFUNDO

POZO "LA CIENEGA"



POZO "LA CIENEGA" Y CISTERNA DE ALMACENAMIENTO



5.3.- TANQUE DE REGULACION Y ALMACENAMIENTO.

El tanque de regulación o de almacenamiento, es la parte del que se envía un gasto constante desde la fuente de abastecimiento y satisface las demandas variables de la población.

Los tanques se pueden clasificar por el material con que se construyen y pueden ser metálicos, de concreto armado y de mampostería. Por su posición con respecto al nivel del suelo pueden ser **superficiales o elevados**.

Tanques superficiales. Son depósitos que se construyen al nivel del suelo cuyas paredes pueden construirse de mampostería de piedra o concreto reforzado, revistiéndolas en ambos casos con gunita o un impermeabilizante integral al concreto, los pisos y las tapas preferentemente son de concreto reforzado.

Tanques elevados. Se emplean cuando no es posible construir un tanque superficial por no tener en la proximidad de la zona a que servirá, una elevación natural adecuada. El "tanque elevado" se refiere a la estructura integral que consiste en el tanque, la torre y la tubería elevadora. Los más comunes son a base de acero, pero también pueden construirse de concreto reforzado tanto el tanque como la torre.

Cálculo del volumen del tanque

La regulación se hace por períodos de 24 horas (1 día) y básicamente el cálculo del volumen del tanque consiste en conciliar las leyes de suministro o de entrada y de demanda o de salida de los gastos que se estén considerando en un problema dado. Estas leyes pueden ser de tipo uniforme o variable y se representan gráficamente por medio de los hidrogramas correspondientes. La ley de demanda que representa el consumo de agua de las poblaciones en la República Mexicana expresada como porcentajes horarios del volumen o gasto horario en el día de máximo consumo fue determinada estadísticamente por el Banco Nacional de Obras y Servicios Públicos, S.A. Tomando en cuenta esta ley, el hidrograma de consumo de una población quedaría como se muestra en el siguiente Hidrograma de consumo para una Población pequeña.

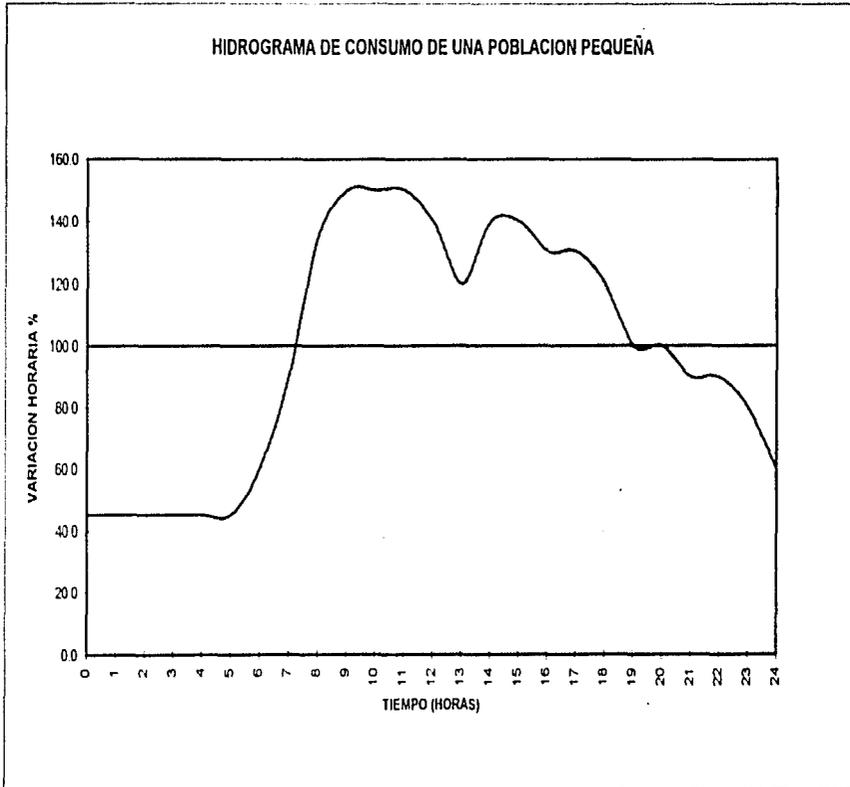


FIGURA 5.4. HIDROGRAMA DE CONSUMO DE UNA POBLACION PEQUEÑA

Cálculo del volumen de regulación.

El cálculo del volumen de almacenamiento en forma gráfica se hace combinando la curva masa de entrada y de salida para el mismo intervalo de tiempo. Esta combinación se hace trazando las dos curvas en un mismo sistema de ejes coordenados haciendo coincidir las escalas de tiempo.

Una vez trazadas las dos curvas masa, la diferencia de ordenadas entre las curvas para un tiempo dado representan el excedente o el faltante de volumen de almacenamiento para el momento considerado. Si la curva masa de entrada está por arriba de la salida, la diferencia de ordenada representará un excedente; en caso contrario, equivaldrá a un faltante.

UBICACION.

Para tener un máximo beneficio, los tanques elevados se deben ubicar cerca de la población a la que se va alimentar, pero cuando la zona es muy grande pueden existir varios tanques en diversos puntos del área.

El croquis del Plano general (se presenta en el anexo) muestra la ubicación de los tanques, la cual fue establecida por el CEAS y por los habitantes de cada población ya que los terrenos en los que se construirán son baldíos y han sido comprados por los pobladores del lugar para tal efecto. Dichos lotes se encuentran en la entrada de cada lugar.

ANALISIS HIDRAULICO.

Para determinar la altura a la que se encontrará cada tanque es necesario calcular las pérdidas en cada tramo empleando la ecuación de Hazzen-Williams:

$$hf = \frac{Q^{1.85} \cdot L}{(0.2788 \cdot C \cdot D^{2.63})^{1.85}}$$

donde:

- Q Gasto del tramo, en m³/seg.
- L Longitud del tramo, en m.
- D Diámetro de la tubería, en m.
- C Coeficiente de rugosidad, es función del tipo de material de la tubería (c=100).
- hf Pérdidas por fricción en el tramo, en m.

Estas alturas se muestran más adelante en la tabla de CALCULO DE PERDIDAS POR FRICCIÓN PARA DETERMINAR LAS ELEVACIONES DE CADA TANQUE, Alternativa 6, capítulo 6.

El tanque No. 1 (La Ciénega) alimentará a los habitantes de La Ciénega y a los otros tres tanques más, este tanque servirá además para dar carga y de ahí se alimentará por gravedad.

Por lo tanto:

$$\text{Elev T1} = H_T + H_i + D$$

$$H_T = hf_T + hf_L$$

donde:

- H_T Pérdidas totales del tramo más desfavorable, en m
- hf_T Pérdidas por fricción del tramo más desfavorable, en m.
- hf_L Pérdidas locales del tramo más desfavorable, en m
- H_i Altura necesaria para que el agua escurra por gravedad, en m.
- D Desnivel más desfavorable en m.

El tramo más desfavorable es del Tanque T1 al Tanque T4 de la misma tabla .. tenemos:

$$hf_T = 0.928 + 1.996 + 0.562 + 2.875 = 6.361 \text{ m}$$

$$hf_L = 0.012 + 0.014 + 0.020 + 0.198 = 0.244 \text{ m}$$

$$H_T = 6.361 + 0.244 = 6.605 \text{ m}$$

$$H_i = 14.06$$

$$D = 2032.15 - 2028.465 = 3.685 \text{ m}$$

$$\text{Elev T1} = 6.605 + 14.06 + 3.685 = 24.35 \text{ m}$$

El valor anterior se suma al valor de la cota de terreno natural y se tendrá el valor de la plantilla del tanque.

$$\text{Plantilla. T1} = 2028.465 + 24.349 = 2052.814$$

La elevación de cada uno de los tanques se calcula de la misma forma pero tomando los datos de cada tramo. cabe mencionar que la carga mínima que se requiere es de 15.00m para que llegue el agua hasta la última casa de cada localidad..

Cálculo del volumen del tanque. y Dimensionamiento.

Para calcular el volumen de los tanques se realizó una simulación de bombeo continuo durante 24 horas, empleando la ley de demandas horarias para poblaciones pequeñas y el volumen de regulación para un suministro de 24 hrs.

De la tabla de Volúmen de Regulación para el caso de Suministro las 24 horas (Bombeo Continuo). del Análisis Transitorio se obtuvieron los siguientes resultados:

Tanque la CIÉNEGA..

Volumen Maximo	= 209.18 m3.
Volumen Mínimo	= 0.41 m3
Capacidad	= 209.59 m3.
Area	= 34.93 m2.
Altura	= 6.00 m.
Diámetro	= 6.67 m

Tanque San José el Cuarte.

Volumen Maximo	= 114.68 m3.
Volumen Mínimo	= -28.23 m3
Capacidad	= 142.91 m3.
Area	= 28.58 m2.
Altura	= 5.00 m.
Diámetro	= 6.03 m

Tanque San José el Llano.

Volumen Máximo	=	19.13 m ³ .
Volumen Mínimo	=	-4.71 m ³ .
Capacidad	=	23.84 m ³ .
Area	=	7.95 m ² .
Altura	=	3.00 m.
Diámetro	=	3.18 m

Tanque Valle de Guadalupe.

Volumen Máximo	=	11.45 m ³ .
Volumen Mínimo	=	-2.82 m ³
Capacidad	=	14.27 m ³ .
Area	=	4.76 m ² .
Altura	=	3.00 m.
Diámetro	=	2.46 m.

Selección del diámetro económico.

Para el Tanque la Ciénega se colocarán dos bombas, realizando un bombeo alternativo continuo, por lo que tendremos lo siguiente:

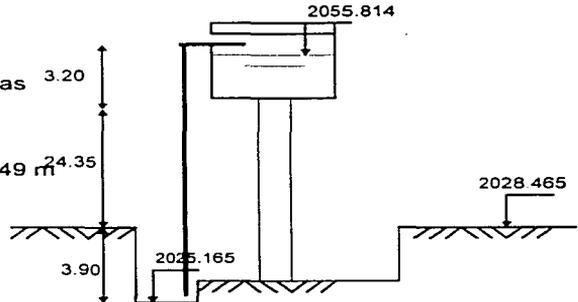
Gasto máximo diario = 14.319 lps
Eficiencia de Equipo = 70 %
Bombeo continuo alternativo empleando 2 bombas
Longitud de tubería = 30.349 m
Gasto de bombeo = 10.739 lps

Carga estática = 2055.814 - 2025.165 = 30.649 m

Se propone $V = 2$ m/seg.

$$\text{Si } Q = VA \Rightarrow A = \frac{Q}{V} = \frac{0.010739}{2} = 0.00537 \text{ m}^2$$

$$D = \sqrt{\frac{A}{0.785}} = \sqrt{\frac{0.00537}{0.785}} = 0.083 \text{ m} \approx 3.28 \text{ PULGADAS}$$



Pero el diámetro comercial más aproximado es el de 4 pulgadas por lo que se calcula nuevamente la velocidad, obteniendo $V = 1.77$ m/seg.

El diámetro requerido es de 4".

DATOS:

Elevación de la succión	2028.165 m.
Elevación de la descarga	2058.814 m
Gasto bombeo	0.010739 m ³ /seg
Longitud de la descarga	34.349 m

Carga estática

Elevación de la descarga	2058.814 m
Elevación de la succión	- 2028.165 m.
Carga estática	<u>30.649 m.</u>

Pérdidas por fricción

$$hf = KLQ^2 \text{ donde } K = \frac{10.3n^2}{D^{16/3}}$$

Empleando tubería de P.V.C. el coeficiente de fricción es de Manning es 0.009, por lo tanto tenemos:

$$K = \frac{10.3(0.009)^2}{(0.1016)^{16/3}} = 179.7$$

$$hf = 179.7 \times 34.349 \times (0.10739)^2 = 0.712 \text{ m}$$

La carga dinámica total, despreciando las pérdidas locales, será :

$$H = \text{Carga Estática} + \text{Pérdidas por fricción}$$

$$H = 30.649 + 0.712 = 31.361 \text{ m}$$

La potencia del equipo de bombeo que debe ser suministrada es:

$$P = \frac{1000 \times 0.010739 \times 31.361}{76(0.70)} = 6.3 \text{ H.P}$$

Sobrepresión por golpe de ariete.

Empleando los siguientes datos se sustituyen en la fórmula de Allievi.

$$v = 1.4 \text{ m/seg.}$$

$$Ea = 20,670 \text{ kg/cm}^2$$

$$Et = 31,400 \text{ kg/cm}^2$$

$$d = 10 \text{ cm}$$

$$e = 0.47 \text{ cm (espesor de la pared el del tubo de P.V.C. clase Rd - 26)}$$

$$h_i = \frac{145v}{\sqrt{1 + \frac{Ead}{Ete}}}$$

$$145v = 145 (1.4) = 198.26$$

$$Ead = 20670 (10) = 206700.00 \quad Ete = 31400 (0.47) = 14758$$

$$\sqrt{1 + \frac{206700}{14758}} = 3.874$$

$$h_i = 198.26/3.874 = 51.181$$

Sobrepresión absorbida por la válvula 80%

$$51.181 \times 0.8 = 40.940 \text{ m}$$

Sobrepresión absorbida por la tubería 20 %

$$51.181 \times 0.2 = 10.236 \text{ m}$$

La carga normal de operación (carga dinámica total) es, según hemos calculado:

$$H = 31.361 \text{ m}$$

Por lo tanto la carga total que se puede presentar es :

$$H_t = 20\% h_i + \text{carga normal de operación.}$$

$$H_t = 31.361 + 10.236 = 41.597 \text{ m} = 4.16 \text{ kg/cm}^2$$

Por lo anterior se colocará tubo P.V.C. clase Rd - 41 que soporta 7.1 kg/cm².

Selección del Equipo de Bombeo.

Con el gasto de bombeo, así como el diámetro económico se procede a seleccionar la bomba con los datos siguientes:

$$Q = 10.739 \text{ lps (170.216 GPM)}$$

$$HT = 31.730 \text{ m (105.77 ft)}$$

Con estos datos entramos a la gráfica (Anexo), que muestra diferentes tipo de válvulas para seleccionar el tipo, se observa que esta en el límite del rango de 1 ½ x 3-6 por lo que nos vamos a la gráfica correspondiente a este modelo encontrándose que la bomba a emplearse deberá tener las siguientes características.

Modelo	NM3196 ST
Tamaño	1 ½ x 3-6
Eficiencia	75 5%
Tamaño del Impulso	
Velocidad de giro	3500 RPM

5"

Calculamos la potencia

$$P = \frac{\gamma \cdot QHT}{76\eta} = \frac{1000(0.010739)(31.730)}{76(0.715)} = 6.27 \text{ H.P}$$

6. ALTERNATIVAS DE TRAZO.

Los estudios que deberán realizarse para tomar la decisión de un trazo definitivo de la línea de conducción , son los siguientes:

Topográficos.

Una vez trazadas las posibles rutas, se deberán obtener perfiles de las características topográficas para evitar que, con respecto a nuestra línea piezométrica, se tengan puntos o cargas muy altas porque influyen en el tipo y clase de la tubería, incrementando el costo de la obra, por lo tanto se tiene que cuidar que la línea trabaje a las menores cargas posibles.

Tipos de Terreno.

Este concepto es importante puesto que se tiene que conocer que tipo de suelo es a lo largo de la traza de la línea por la posible realización de excavaciones para enterrar la tubería si fuera necesario por el material de los tubos a usar, si se diera el caso de topar con un manto rocoso, la excavación o perforación en este material incrementa considerablemente el costo y dificulta mas la maniobra de instalación; También se debe de verificar la existencia y la profundidad del nivel freático del agua y la dirección del escurrimiento para evitar filtraciones o deslaves en las instalaciones propias de la conducción durante la construcción y la vida útil de la misma.

Auxiliándonos de una carta geológica editada por la INEGI se ubicaron los lugares por donde cruza nuestra línea e identificamos el tipo de subsuelo y sus características. Las zonas adyacentes a la línea son muy planas, por lo que la superficie del terreno esta cubierta por una capa vegetal y los materiales que existen se pueden clasificar en tipo A y B, siendo muy accesibles y económicos para la realización de este proyecto.

Cruzamientos y Afectaciones.

Una vez definida la ruta que seguirá la línea de conducción trazada en la carta topográfica es obligada la realización de uno o varios recorridos a pie para verificar personalmente que no haya cruces de la línea por terrenos ejidales o propiedades privadas que puedan acarrear conflictos de tipo social afectando considerablemente a nuestro diseño. Ese mismo recorrido servirá para ubicar los sitios mas apropiados para hacer cruces en carreteras, caminos rurales, arroyos, etc. procurando llevar la línea de ser posible por zonas comprendidas dentro de los derechos de vía federal asignados para carreteras, vías férreas, líneas de energía, etc.

Costos de Ejecución.

El objetivo primordial después de realizado el análisis preliminar del proyecto, es que la línea sea optima en cuanto a funcionamiento hidráulico y que los costos de ejecución y mantenimiento sean mínimos, para ello deben de analizarse todas las posibilidades existentes como son:

El tipo y clase de la tubería a usar, el diámetro económico, si será superficial o enterrada, con protección o sin ella o si funcionara por bombeo o gravedad.

Estudio General de la Topografía.

La región que nos ocupa es muy plana y los limites de los terrenos están muy bien identificados motivo por el cual no hubo alternativas de trazo, ya que la Comisión Estatal de Aguas y Saneamiento nos proporcionaron el levantamiento topográfico real de la línea, donde se consideraron todos los factores antes mencionados. Pero si se observo que el trazo de la línea estuvo adecuadamente seleccionado, respetando limites, propiedades, bordos, etc..

Datos Generales del Proyecto.

6.1 ANÁLISIS HIDRÁULICO DE ALTERNATIVAS

Para el **CALCULO DE PERDIDAS POR FRICCIÓN PARA DETERMINAR LAS ELEVACIONES DE CADA TANQUE** se hicieron 6 alternativas variando el diámetro en los 5 tramos de la red para ver cual es el mas recomendable y económico.

Los resultados arrojados son los siguientes:

ALTERNATIVA 1

CALCULO DE PERDIDAS POR FRICCION PARA DETERMINAR LAS ELEVACIONES DE CADA TANQUE												
TRAMO	Q	Longitud	DIAMETRO	Diam.	coeficiente	COTA DE	COTA DE	hf	pérdidas		CARGA	
DE	AL	(m3/seg)	(m)	plg	m	C	TERRENO	PLANTILLA	Hazen-W	locales	totales	DISPONIBLE
	T1						2028.465	2052.814				24.349
T1	2	0.012417	482.21	6.00	0.1524	100.000	2028.317	2049.742	2.87	0.198	3.072	21.425
2	T2	0.009802	793.52	6.00	0.1524	100.000	2028.655	2046.610	3.05	0.078	3.132	17.955
	2						2028.317	2049.742				21.425
2	3	0.002615	233.90	6.00	0.1524	100.000	2031.599	2049.644	0.08	0.020	0.098	18.045
	3						2031.599	2049.644				18.015
3	T3	0.000979	1262.40	4.00	0.1016	100.000	2032.150	2049.137	0.49	0.014	0.507	16.987
3	T4	0.001636	93.50	6.00	0.1524	100.000	2031.856	2049.619	0.01	0.012	0.025	17.763
												2047.814
TANQUE			hf	hfl	desnivel	hft	altura inicial	cota de plantilla				
	1	3.45	3.46	0.24	3.685	3.7013	14.060	21.446				
	2		5.93	0.28	0.190	6.2038		15.053				
	3		3.45	0.23	3.685	3.6766		14.085				
	4		2.97	0.23	3.391	3.1946		14.861				
hf =	pérdidas por fricción, en m											
hfl =	pérdidas locales, en m (5% de hf)											
hft =	pérdidas totales en cada tramo, en m											

ALTERNATIVA 2

CALCULO DE PERDIDAS POR FRICCION PARA DETERMINAR LAS ELEVACIONES DE CADA TANQUE

TRAMO		Q	Longitud	IAMETR	Diam.	coeficiente	COTA DE	COTA DE	hf	pérdidas		CARGA
DE	AL	(m ³ /seg)	(m)	plg	m	C	TERRENO	PLANTILLA	Hazen-W	locales	totales	DISPONIBLE
	T1						2028.465	2052.814				24.349
T1	2	0.012417	482.21	6.00	0.1524	100.000	2028.317	2049.742	2.87	0.198	3.072	21.425
2	T2	0.009802	793.52	6.00	0.1524	100.000	2028.655	2046.610	3.05	0.078	3.132	17.955
	2						2028.317	2049.742				21.425
2	3	0.002615	233.90	6.00	0.1524	100.000	2031.599	2049.644	0.08	0.020	0.098	18.045
	3						2031.599	2049.644				18.045
3	T3	0.000979	1262.40	4.00	0.1016	100.000	2032.150	2049.137	0.49	0.014	0.507	16.987
3	T4	0.001636	93.50	4.00	0.1016	100.000	2031.856	2049.538	0.09	0.012	0.106	17.682
												2047.814
TANQUE			hf	hfl	desnivel	hft	altura inicial	cota de plantilla				
	1	3.45	3.54	0.24	3.685	3.7825	14.060	21.528				
	2		5.93	0.28	0.190	6.2038		15.134				
	3		3.45	0.23	3.685	3.6766		14.166				
	4		3.05	0.23	3.391	3.2758		14.861				
	hf =	pérdidas por fricción, en m										
	hfl =	pérdidas locales, en m (5% de hf)										
	hft =	pérdidas totales en cada tramo, en m										

ALTERNATIVA 3

CALCULO DE PERDIDAS POR FRICCIÓN PARA DETERMINAR LAS ELEVACIONES DE CADA TANQUE

TRAMO	Q	Longitud	DIAMETRO	Diam.	coeficiente	COTA DE	COTA DE	hf	pérdidas		CARGA	
DE	AL	(m3/seg)	(m)	plg	m	C	TERRENO	PLANTILLA	Hazen-W	locales	totales	DISPONIBLE
	T1						2028.465	2052.814				24.349
T1	2	0.012417	482.21	6.00	0.1524	100.000	2028.317	2049.742	2.87	0.198	3.07	21.425
2	T2	0.009802	793.52	4.00	0.1016	100.000	2028.655	2027.703	21.96	0.078	22.04	-0.952
	2						2028.317	2049.742				21.425
2	3	0.002615	233.90	4.00	0.1016	100.000	2031.599	2049.160	0.56	0.020	0.581	17.561
	3						2031.599	2049.160				17.561
3	T3	0.000979	1262.40	4.00	0.1016	100.000	2032.150	2048.654	0.49	0.014	0.507	16.504
3	T4	0.001636	93.50	4.00	0.1016	100.000	2031.856	2049.055	0.09	0.012	0.106	17.199
												2047.814
TANQUE			hf	hfl	desnivel	hft	altura inicial	cota de plantilla				
	1	3.93	4.02	0.24	3.685	4.2661	14.060	22.011				
	2		24.84	0.28	0.190	25.1110		-3.290				
	3		3.93	0.23	3.685	4.1602		14.166				
	4		3.53	0.23	3.391	3.7594		14.861				
	hf =	pérdidas por fricción, en m										
	hfl =	pérdidas locales, en m (5% de hf)										
	hft =	pérdidas totales en cada tramo, en m										

ALTERNATIVA 4

CALCULO DE PERDIDAS POR FRICCION PARA DETERMINAR LAS ELEVACIONES DE CADA TANQUE

TRAMO DE	Q (m3/seg)	Longitud (m)	DIAMETRO plg	Diam. m	coeficiente C	COTA DE TERRENO	COTA DE PLANTILLA	hf Hazzen-W	pérdidas locales	pérdidas totales	CARGA DISPONIBLE
T1						2028.465	2052.814				24.349
2	0.012417	482.21	6.00	0.1524	100.000	2028.317	2049.742	2.87	0.198	3.07	21.425
2	0.009802	793.52	6.00	0.1524	100.000	2028.655	2046.610	3.05	0.078	3.13	17.955
2						2028.317	2049.742				21.425
2	0.002615	233.90	3.00	0.0762	100.000	2031.599	2047.445	2.28	0.020	2.297	15.846
3						2031.599	2047.445				15.846
3	0.000979	1262.40	3.00	0.0762	100.000	2032.150	2045.434	2.00	0.014	2.010	13.284
3	0.001636	93.50	2.50	0.0635	100.000	2031.856	2046.505	0.93	0.012	0.940	14.649
											2047.814
TANQUE		hf	hfl	desnivel	hft	altura inicial	cola de plantilla				
1	7.15	8.08	0.24	3.685	8.3193	14.060	26.064				
2		5.93	0.28	0.190	6.2038		19.670				
3		7.15	0.23	3.685	7.3795		15.000				
4		6.08	0.23	3.391	6.3088		16.364				
hf =	pérdidas por fricción , en m										
hfl =	pérdidas locales, en m (5% de hf)										
hft =	pérdidas totales en cada tramo, en m										

ALTERNATIVA 5

CALCULO DE PERDIDAS POR FRICCION PARA DETERMINAR LAS ELEVACIONES DE CADA TANQUE

TRAMO		Q	Longitud	DIAMETRO	Diam.	coeficiente	COTA DE	COTA DE	hf	pérdidas		CARGA
DE	AL	(m3/seg)	(m)	plg	m	C	TERRENO	PLANTILLA	Hazzen-W	locales	totales	DISPONIBLE
	T1						2028.465	2052.814				24.349
T1	2	0.012417	482.21	6.00	0.1524	100.000	2028.317	2049.742	2.87	0.198	3.07	21.425
2	T2	0.009802	793.52	6.00	0.1524	100.000	2028.655	2046.610	3.05	0.078	3.13	17.955
	2						2028.317	2049.742				21.425
2	3	0.002615	233.90	4.00	0.1016	100.000	2031.599	2049.160	0.56	0.020	0.581	17.561
	3						2031.599	2049.160				17.561
3	T3	0.000979	1262.40	3.00	0.0762	100.000	2032.150	2047.150	2.00	0.014	2.010	15.000
3	T4	0.001636	93.50	3.00	0.0762	100.000	2031.856	2048.767	0.38	0.012	0.394	16.911
												2047.814
TANQUE			hf	hfl	desnivel	hft	altura inicial	cota de plantilla				
	1	5.43	5.81	0.24	3.685	6.0579	14.060	23.803				
	2		5.93	0.28	0.190	6.2038		17.409				
	3		5.43	0.23	3.685	5.6640		14.454				
	4		3.82	0.23	3.391	4.0474		16.364				
	hf =	pérdidas por fricción , en m										
	hfl =	pérdidas locales, en m (5% de hf)										
	hft =	pérdidas totales en cada tramo, en m										

ALTERNATIVA 6

CALCULO DE PERDIDAS POR FRICCION PARA DETERMINAR LAS ELEVACIONES DE CADA TANQUE

TRAMO		Q	Longitud	DIAMETRO	Diam.	coeficiente	COTA DE	COTA DE	hf	pérdidas		CARGA
DE	AL	(m ³ /seg)	(m)	plg	m	C	TERRENO	PLANTILLA	Hazen-W	locales	totales	DISPONIBLE
	T1						2028.465	2052.814				24.349
T1	2	0.012417	482.21	6.00	0.1524	100.000	2028.317	2049.742	2.87	0.198	3.072	21.425
2	T2	0.009802	793.52	6.00	0.1524	100.000	2028.655	2046.610	3.05	0.078	3.132	17.955
	2						2028.317	2049.742				21.425
2	3	0.002615	233.90	4.00	0.1016	100.000	2031.599	2049.160	0.56	0.020	0.581	17.561
	3						2031.599	2049.160				17.561
3	T3	0.000979	1262.40	3.00	0.0762	100.000	2032.150	2047.150	2.00	0.014	2.010	15.000
3	T4	0.001636	93.50	2.50	0.0635	100.000	2031.856	2048.221	0.93	0.012	0.940	16.365
												2047.814
TANQUE			hf	hfl	desnivel	hft	altura inicial	cota de plantilla				
	1	5.43	6.36	0.24	3.685	6.6037	14.060	24.349				
	2		5.93	0.28	0.190	6.2038		17.955				
	3		5.43	0.23	3.685	5.6640		15.000				
	4		4.36	0.23	3.391	4.5932		16.364				
hf =	pérdidas por fricción , en m											
hfl =	pérdidas locales, en m (5% de hf)											
hft =	pérdidas totales en cada tramo, en m											

6.2. ANÁLISIS ECONÓMICO DE ALTERNATIVAS.

La alternativa 1.

Es una alternativa que en primer lugar no cubre las necesidades de altura de los tanques 3 y 4, debido a que la norma del CEAS, recomiendan que la carga mínima del tanque a la vivienda mas desfavorable sea de 10 m. y considerando que la altura de la vivienda en dos plantas sea igual a 5 m. Tomamos que la altura mínima en el tanque será de 15 metros.

El costo seria mayor debido a que son 1603.17 m. de tubería de 6" y 1262.40 m. de tubería de 4", por tanto también seria mayor el volumen de excavación.

La alternativa 2.

Esta alternativa semejante a la 1, no cubre con la carga necesaria para dar un buen funcionamiento a la población, y el costo sigue siendo mayor debido a que son 1509.67 m. de tubería de 6" y 1355.9 de tubería de 4".

La alternativa 3.

Esta alternativa de entrada debido a sus diámetros se considera que podría ser una buena opción, pero del punto 2 al tanque 2 que es San José del Cuartel, el diámetro propuesto es muy chico y al disminuir el diámetro las perdidas aumentan de modo que el tanque tendría que estar 3m. bajo tierra y ya no cubre las necesidades de las que estamos partiendo ; Además de que ahorraríamos en el tramo del punto 2 a tanque 2, pero del punto 3 al tanque 3 y 4 gastaríamos mas en tubería por el diámetro y no cubriríamos las necesidades de carga para col. Valle de Guadalupe ni el Llano.

La Alternativa 4.

Sabemos que el sistema depende de sus diámetros para un buen funcionamiento, pero esta podría ser una alternativa aceptable, aunque al analizarla encontramos que es menos económica; Ya que al reducir el diámetro en el tramo del punto 2 al punto 3 ocasiona pérdidas mayores y esto implica que la altura de los tanques 1 y 2, La Ciénaga y San José del Cuartel respectivamente tengan que elevarse 1.715 metros en estructura y podría por este solo cambio modificar la potencia de la bomba por una de mayor capacidad en el llenado del tanque 1 La Ciénaga lo cual incrementaría mas el costo.

La Alternativa 5.

Los diámetros utilizados en esta alternativa casi son los reales, únicamente del punto 3 al tanque 4, El Llano es de 3", pero al aumentar el diámetro en este tramo ocasiona que la carga disponible en el tanque 3, col. Valle de Guadalupe, no cubra las necesidades, motivo por el cual se descarta.

La Alternativa 6.

Los diámetros utilizados para esta alternativa son semejantes a los utilizados en la alternativa 4, únicamente del punto 2 al punto 3 se aumento a 4" y del punto 3 al Tanque 4, El Llano, se disminuyo a 2.5" y con estos pequeños cambios la altura del Tanque 1 y el Tanque 2 disminuyo 1.715 metros. Lo cual implica que la eficiencia de la bomba aumenta o que en su defecto se podría utilizar una de menor potencia para la elevación y ahorrar así en el consumo de energía eléctrica. La carga disponible en todos los tanques cubre las necesidades de cada población.

6.3 SELECCIÓN DE ALTERNATIVA.

Después de analizar todas las alternativas se encontró que la mas funcional y económica es LA ALTERNATIVA 6, y que los diámetros con los que trabajaremos son los siguientes:

Del Tanque 1, La Ciénaga al punto 2 de 6", del punto 2 al Tanque 2, San José el Cuartel de 6", del punto 2 al punto 3 de 4", del punto 3 al Tanque 3, col. Valle de Guadalupe de 3" y del punto 3 al Tanque 4, El Llano de 2.5". Según la tabla.

Es importante mencionar que inicialmente se calcularon los diámetros y una vez encontrados conocimos la altura de los tanques, con la altura de los tanques sacamos la longitud real y volvimos a calcular la altura definitiva de los tanques, con el trazo de la línea sacamos una lista de las piezas especiales y calculamos las pérdidas locales; Los cálculos para las pérdidas por fricción los calculamos con la fórmula de **HAZZEN WILLIAMS**.

CRUZ

TE

EXTREMIDAD CAMPANA

EXTREMIDAD ESPIGA

REDUCCION CAMPANA

REDUCCION ESPIGA

COPEL DOBLE

ADAPTADOR CAMPANA

ADAPTADOR ESPIGA

TAPON CAMPANA

TAPON ESPIGA

CODO DE 90°

CODO DE 45°

CODO DE 22° 30'



FIG. 8.9. SIGNOS CONVENCIONALES DE PIEZAS ESPECIALES DE P.V.C.

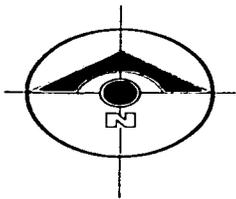
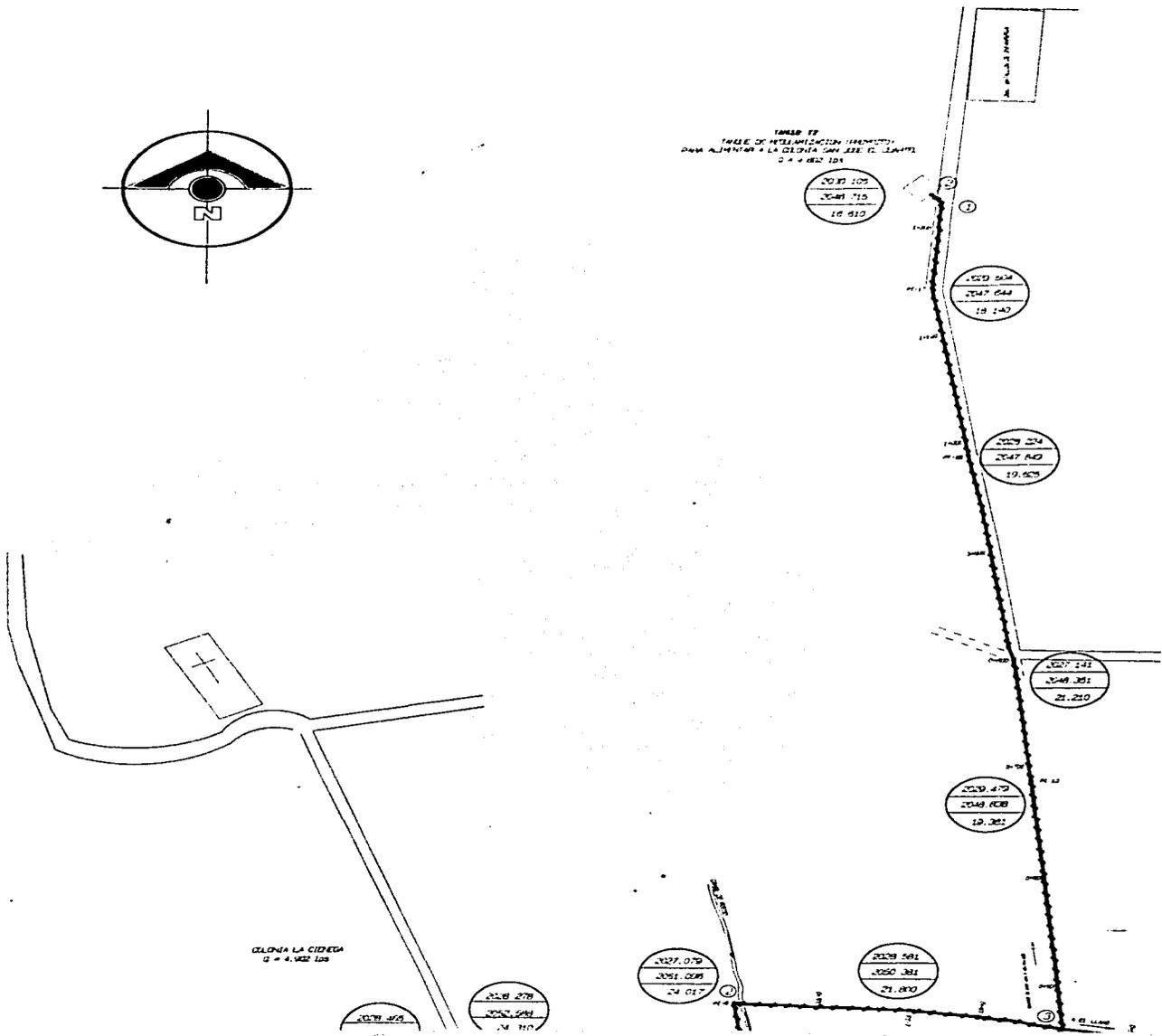


TABLE 17
TABLE OF HYDRAULIC INFORMATION
DATA RELATING TO THE DESIGN AND SIZE OF CHANNELS
D # 4-102-101



2037 105
2041 715
10 810

2020 524
2047 644
10 140

2029 524
2047 640
10 500

2027 142
2048 351
21 250

2029 470
2048 600
10 351

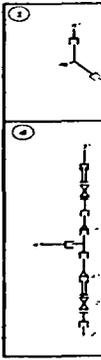
2027 070
2051 005
24 017

2028 561
2050 351
24 090

2028 278
2047 591
24 110

2028 400
2047 591
24 110

CELONIA LA CIEBETA
D # 4-102-101



PROYECTO DE
REGULARIZACION (PROYECTO)
A CALIDAD SAN JUAN EL CLAYTON
2 x 3 027 124

2030 105
2049 715
15 610

2033 244
2047 644
18 147

2039 224
2047 642
19 825

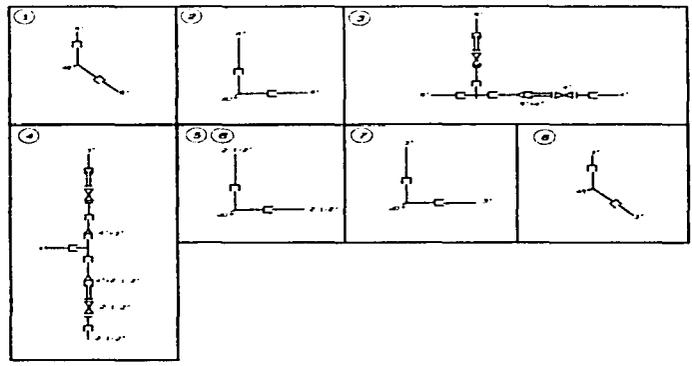
2037 241
2049 351
21 210

2039 472
2049 638
19 381

2038 581
2050 381
21 800

2031 600
2043 100

CRUCEROS



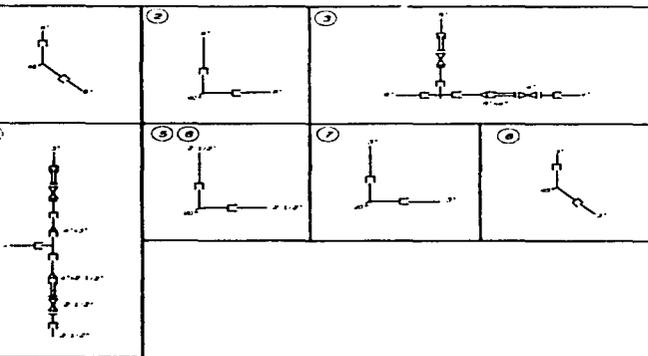
DATOS DE PROYECTO

LOCALIDAD	LA CIENEGA SAN JUAN EL CLAYTON EL LLANO
MUNICIPIO	VALLE DE GUADALUPE
ESTADO	TEHUACATEPEC, EDO. MEX.
POBLACION (1991)	150 11/HABITANTES
POBLACION DE PROYECTO (2010)	6 350 HAB.
COEF. DE VAR. DIAMETRO	0,313
COEF. DE VAR. PENDIENTE	1,20
GASTO MEDIO	1,50
GASTO MAXIMO DIARIO	10,347 lps
GASTO MAXIMO HORARIO	12,417 lps
FUENTE	25,878 lps
REGULARIZACION	PROYECTO LA CIENEGA
DISTRIBUCION	COMBINADO (LINEAS Y GRAVEDAD) TANQUE POR GRAVEDAD

VOLUMENES DE OBRA

VOLUMEN DE EXCAVACION MAT. B	2.791,33 M3
PLANTILLA APISONADA A MANO	233,76 M3
RELLENDO APISONADO Y COMPACTADO	2.449,80 M3
TUBERIA DE 2 1/2" (63 MM) DE DIAM.	93,20 M
TUBERIA DE 3" (76 MM) DE DIAM.	1.262,30 M
TUBERIA DE 4" (102 MM) DE DIAM.	233,90 M
TUBERIA DE 6" (152 MM) DE DIAM.	1.275,60 M
ATRAQUES DE CONCRETO F'c=100 Kg/cm2	3,50 M3

CRUCEROS



DATOS DE PROYECTO

LOCALIDAD	LA CIENEGA SAN JES. EL QUINTEL EL LLANO
MUNICIPIO	COL. VALLE DE GUACALIFE
ESTACION	TRAFICANDO, EDO. MEX.
POBLACION (1980)	150 167 HABITANTES
POBLACION DE PROYECTO (2010)	6,350 HAB.
COEF. DE VAR. DIARIA	0.313 HAB.
COEF. DE VAR. HORARIA	1.20
GASTO MEDIO	10.347 lps
GASTO MAXIMO DIARIO	12.417 lps
GASTO MAXIMO HORARIO	25.078 lps
FUENTE	POZO LA CIENEGA
CONDUCCION	CONCRETO (100 MED Y DIMENSION)
REGULARIZACION	TANQUE
DISTRIBUCION	POB. UNIDAD

VOLUMENES DE OBRA

VOLUMEN DE EXCAVACION MAT. B	2,791.30 MG
PLANTILLA APISONADA A MANO	233.76 MG
RELLENO APISONADA Y COMPACTADO	2,449.60 MG
TUBERIA DE 2 1/2" (63 MM) DE DIAM.	93.20 M
TUBERIA DE 3" (76 MM) DE DIAM.	1,262.30 M
TUBERIA DE 4" (102 MM) DE DIAM.	233.90 M
TUBERIA DE 6" (152 MM) DE DIAM.	1,275.60 M
ATRAQUES DE CONCRETO F ¹ C=100 Kg/CM ²	3.50 MG

CRUCIOS DE LOCALIZACION

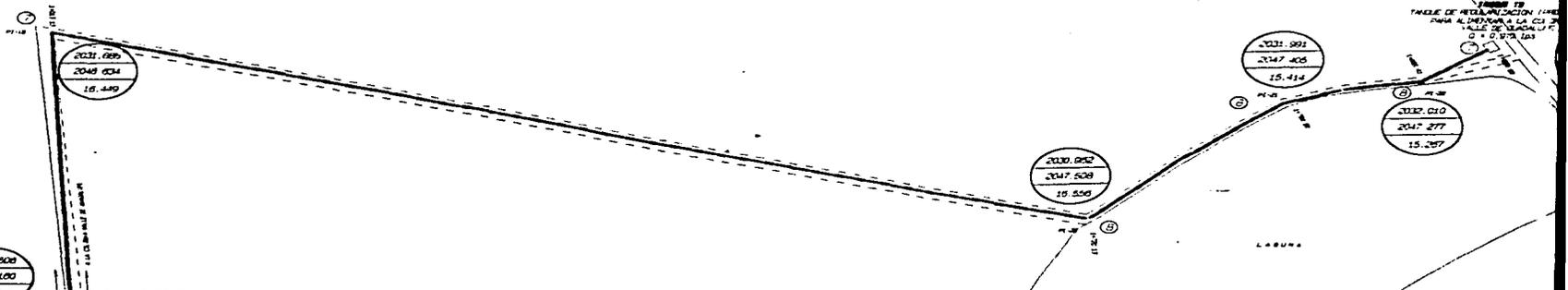
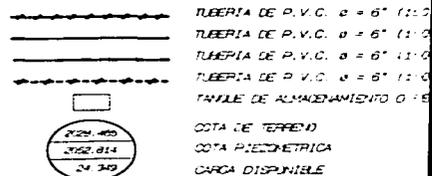
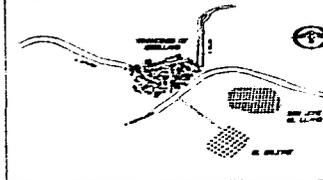


FIGURA 12
TANQUE DE REGULARIZACION (1000)
PARA ALIMENTAR A LA C.C. 2A
VALLE DE GUACALIFE
Ø = Ø 378 103

GRUPOS DE LOCALIZACION



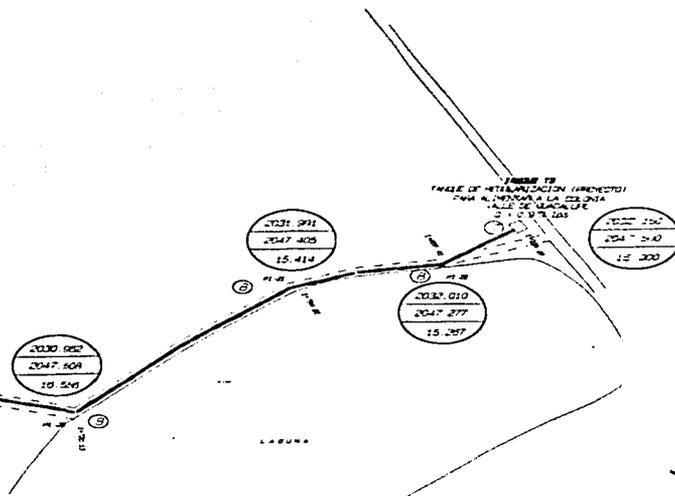
DATOS DE PROYECTO

LOCALIDAD	LA CIENEGA SAN JEJE EL OMITLIL EL LLANO
MUNICIPIO	COL. VALLE DE CUADALLA
DOTACION	TEHUACANCO, EDO. MEX.
POBLACION (1998)	150 11/m ² /c/ha
POBLACION DE PROYECTO (2010)	9,313 HAB.
COEF. DE VAR. DIARIA	1.20
COEF. DE VAR. HORARIA	1.30
GASTO MEDIO	10,347 lps
GASTO MAXIMO DIARIO	12,417 lps
GASTO MAXIMO HORARIO	25,978 lps
FUENTE	POZO LA CIENEGA
CONDICION	CONFINADO (TIENDE Y GRAVEDAD)
REGULARIZACION	TANQUE
DISTRIBUCION	POR GRAVEDAD

VOLUMENES DE OBRA

VOLUMEN DE EXCAVACION NAT. B	2,791.33 MG
PLANTILLA APISONADA A MANO	233.76 MG
RELLENO APISONADA Y COMPACTADO	2,449.60 MG
TUBERIA DE 2 1/2" (63 MM) DE DIAM.	93.20 M
TUBERIA DE 3" (76 MM) DE DIAM.	1,262.30 M
TUBERIA DE 4" (76 MM) DE DIAM.	233.90 M
TUBERIA DE 6" (76 MM) DE DIAM.	1,275.60 M
ATRAQUES DE CONCRETO F'c=100 Kg/cm ²	3.50 MG

	TUBERIA DE P.V.C. 2 1/2" (63 mm)
	TUBERIA DE P.V.C. 3" (76 mm)
	TUBERIA DE P.V.C. 4" (102 mm)
	TUBERIA DE P.V.C. 6" (152 mm)
	TANQUE DE ALMACENAMIENTO O REGULACION
	COTA DE TERRENO
	COTA PIEZOMETRICA
	CARGA DISPONIBLE





CELESTIA LA CIEDEGA
Q = 4.002 LOS

TABLA 11
CISTERNA Y TUBO PLENADO
Q = 12.016 LOS
SANTANDREA - VEC. INDIANOS
LA CIEDEGA

2029 400
2043 814
20 840

2029 400
2043 814
20 840

2029 400
2043 814
20 840

2029 400
2043 814
20 840

2049 851
21 210

2029 400
2043 814
20 840

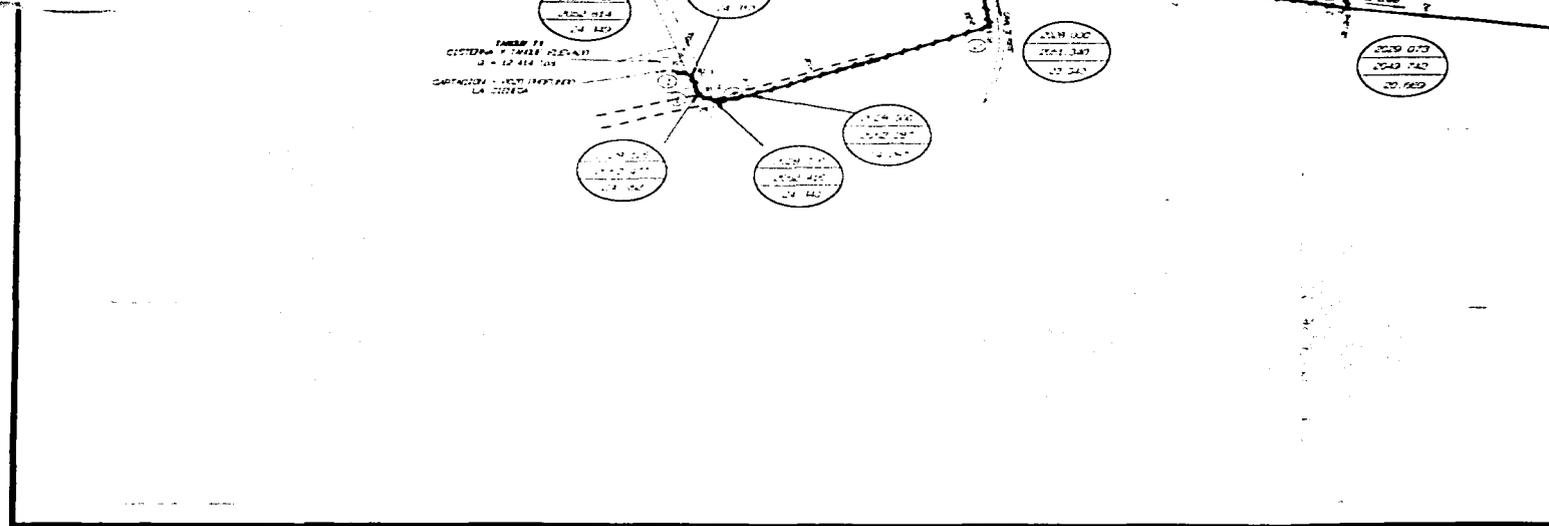
2029 400
2043 814
20 840

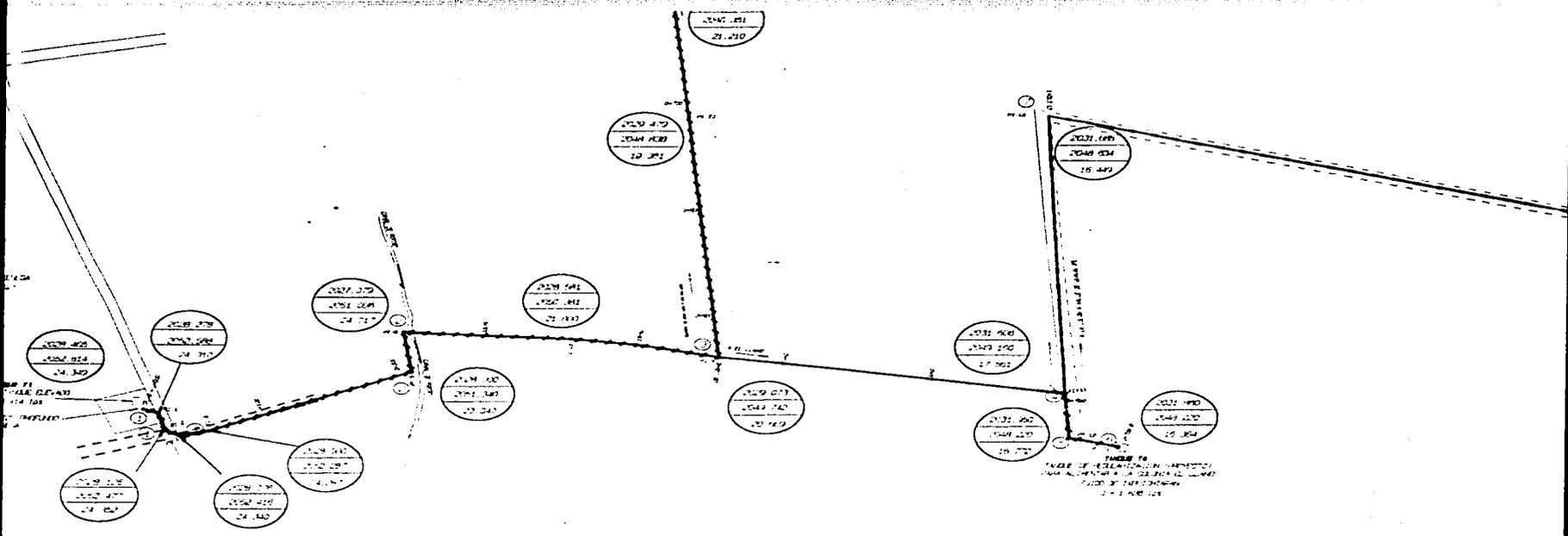
2029 400
2043 814
20 840

2029 400
2043 814
20 840

2029 400
2043 814
20 840

2029 400
2043 814
20 840





POINT 101
 POINT 102
 POINT 103

POINT 104
 POINT 105
 POINT 106

POINT 107
 POINT 108
 POINT 109

POINT 110
 POINT 111
 POINT 112

POINT 113
 POINT 114
 POINT 115

POINT 116
 POINT 117
 POINT 118

POINT 119
 POINT 120
 POINT 121

POINT 122
 POINT 123
 POINT 124

POINT 125
 POINT 126
 POINT 127

POINT 128
 POINT 129
 POINT 130

POINT 131
 POINT 132
 POINT 133

POINT 134
 POINT 135
 POINT 136

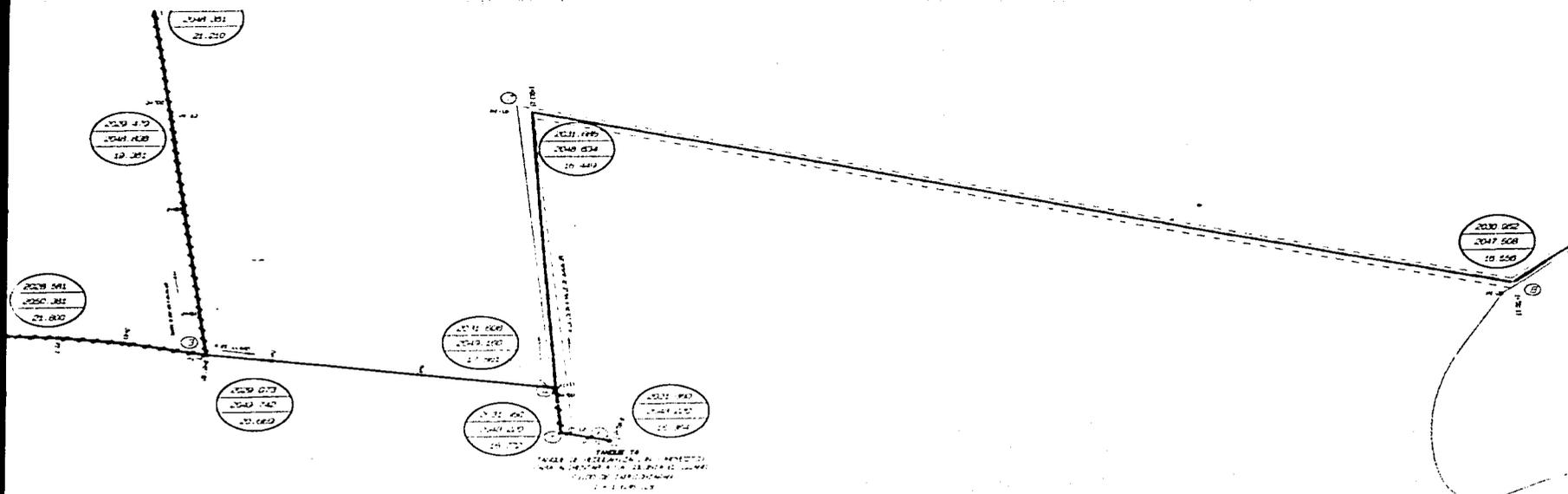
POINT 137
 POINT 138
 POINT 139

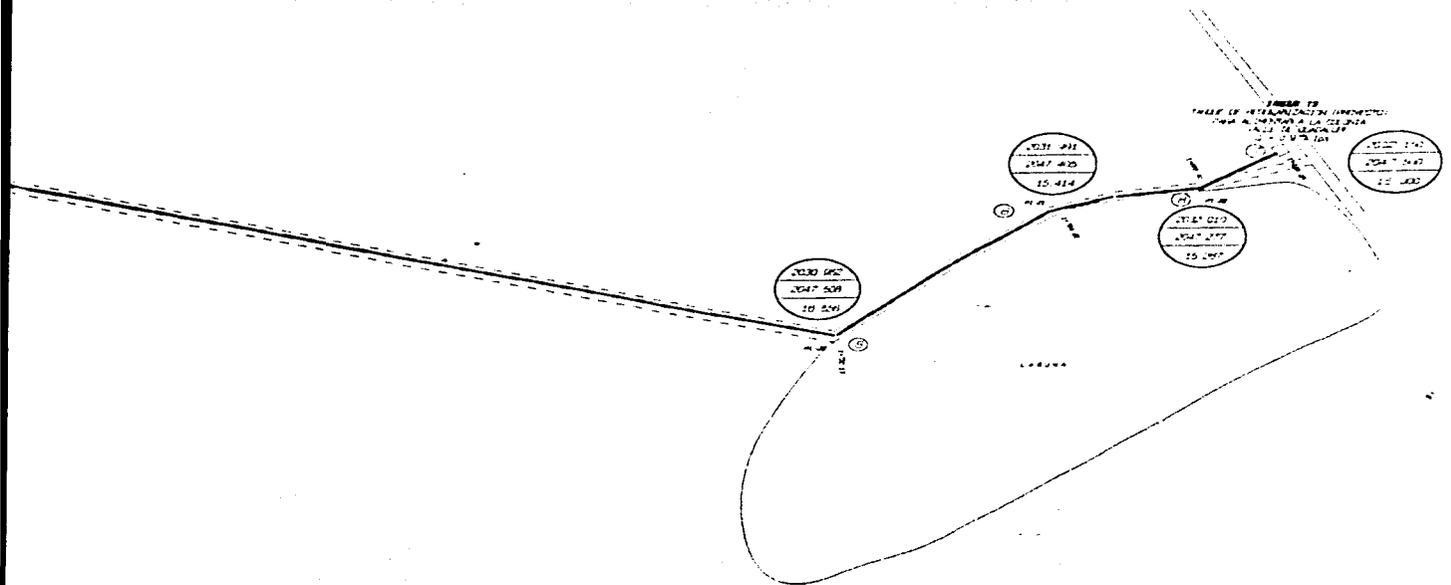
POINT 140
 POINT 141
 POINT 142

POINT 143
 POINT 144
 POINT 145

POINT 146
 POINT 147
 POINT 148

TABLE OF RELATIONS IN CONNECTION
 WITH THE POINTS AND LINES SHOWN
 ON THIS PLAN
 1912





SANEAMIENTO
 PLAN DE RECONSTRUCCIÓN (PROYECTO)
 PARA EL POBLADO DE SAN JOSE EL LLANO
 MUNICIPIO DE TENANINGUO, EDO. DE MEXICO

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO ESCUELA NACIONAL DE ESTUDIOS PROFESIONALES PLANTEL AGATLAN		
PLANO GENERAL LINEA DE CONDUCCION DE AGUA POTABLE DEL POBLADO SAN JOSE EL LLANO, UBICADO EN EL MUNICIPIO DE TENANINGUO, EDO. DE MEXICO		
SEMINARIO TALLER-EXTRACURRICULAR "CONDUCCIONES A PRESION"		
AREA:	PLANO:	CLAVE:

7. LÍNEA DE CONDUCCIÓN.

7.1. Selección del Diámetro, Material y Clase de Tubería.

Con los datos de la población, la dotación por habitante por zona, el coeficiente de variación diaria, las longitudes de tanque a tanque. Se pueden calcular los diámetros.

Los diámetros, seleccionados aparecen en la siguiente tabla .

TABLA DE PERDIDAS POR FRICCION DE LA LINEA DE CONDUCCION PARA EL LLANO, SAN JOSE DEL CUARTEL Y COLONIA VALLE DE GUADALUPE ALTERNATIVA 1

CALCULO DE PERDIDAS POR FRICCION PARA DETERMINAR LAS ELEVACIONES DE CADA TANQUE												
TRAMO	Q	Longitud	DIAMETRO	Diarr.	coeficiente	COTA DE	COTA DE	hf	pérdidas		CARGA	
DE	AL	(m3/seg)	(m)	plg	m	C	TERRENO	PLANTILLA	Hazzen-W	locales	totales	DISPONIBLE
	T1						2028.465	2052.814				24.349
T1	2	0.012417	482.21	6.00	0.1524	100.000	2028.317	2049.742	2.87	0.198	3.072	21.425
2	T2	0.009802	793.52	6.00	0.1524	100.000	2028.655	2046.610	3.05	0.078	3.132	17.955
	2						2028.317	2049.742				21.425
2	3	0.002615	233.90	6.00	0.1524	100.000	2029.073	2049.644	0.08	0.020	0.098	20.571
	3						2029.073	2049.644				20.571
3	T3	0.000979	1262.40	4.00	0.1016	100.000	2032.150	2049.137	0.49	0.014	0.507	16.987
3	T4	0.001636	93.50	6.00	0.1524	100.000	2031.856	2049.619	0.01	0.012	0.025	17.763
												2047.814
TANQUE			hf	hfl	desnivel	hft	altura inicial	cota de plantilla				
	1	3.45	3.46	0.24	3.685	3.7013	14.060	21.446				
	2		5.93	0.28	0.190	6.2038		15.053				
	3		3.45	0.23	3.685	3.6766		14.085				
	4		2.97	0.23	3.391	3.1946		14.861				
	hf =	pérdidas por fricción , en m										
	hfl =	pérdidas locales, en m (5% de hf)										
	hft =	pérdidas totales en cada tramo, en m										

TABLA DE PERDIDAS POR FRICCION DE LA LINEA DE CONDUCCION PARA EL LLANO, SAN JOSE DEL CUARTEL Y COLONIA VALLE DE GUADALUPE.ALTERNATIVA 2

CALCULO DE PERDIDAS POR FRICCION PARA DETERMINAR LAS ELEVACIONES DE CADA TANQUE												
TRAMO		Q	Longitud	IAMETR	Diam.	coeficiente	COTA DE	COTA DE	hf	pérdidas		CARGA
DE	AL	(m3/seg)	(m)	pig	m	C	TERRENO	PLANTILLA	Hazzen-W	locales	totales	DISPONIBLE
	T1						2028.465	2052.814				24.349
T1	2	0.012417	482.21	6.00	0.1524	100.000	2028.317	2049.742	2.87	0.198	3.072	21.425
2	T2	0.009802	793.52	6.00	0.1524	100.000	2028.655	2046.610	3.05	0.078	3.132	17.955
	2						2028.317	2049.742				21.425
2	3	0.002615	233.90	6.00	0.1524	100.000	2029.073	2049.644	0.08	0.020	0.098	20.571
	3						2029.073	2049.644				20.571
3	T3	0.000979	1262.40	4.00	0.1016	100.000	2032.150	2049.137	0.49	0.014	0.507	16.987
3	T4	0.001636	93.50	4.00	0.1016	100.000	2031.856	2049.538	0.09	0.012	0.106	17.682
												2047.814
TANQUE			hf	hfl	desnivel	hft	altura inicial	cota de plantilla				
	1	3.45	3.54	0.24	3.685	3.7825	14.060	21.528				
	2		5.93	0.28	0.190	6.2038		15.134				
	3		3.45	0.23	3.685	3.6766		14.166				
	4		3.05	0.23	3.391	3.2758		14.861				
	hf =	pérdidas por fricción , en m										
	hfl =	pérdidas locales, en m (5% de hf)										
	hft =	pérdidas totales en cada tramo, en m										

TABLA DE PERDIDAS POR FRICCION DE LA LINEA DE CONDUCCION PARA EL LLANO, SAN JOSE DEL CUARTEL Y COLONIA VALLE DE GUADALUPE ALTERNATIVA 3

CALCULO DE PERDIDAS POR FRICCION PARA DETERMINAR LAS ELEVACIONES DE CADA TANQUE												
TRAMO	Q	Longitud	DIAMETRO	Diam.	coeficiente	COTA DE	COTA DE	hf	pérdidas		CARGA	
DE	AL	(m3/seg)	(m)	plg	m	C	TERRENO	PLANTILLA	Hazen-W	locales	totales	DISPONIBLE
	T1						2028.465	2052.814				24.349
T1	2	0.012417	482.21	6.00	0.1524	100.000	2028.317	2049.742	2.87	0.198	3.07	21.425
2	T2	0.009802	793.52	4.00	0.1016	100.000	2028.655	2027.703	21.96	0.078	22.04	-0.952
	2						2028.317	2049.742				21.425
2	3	0.002615	233.90	4.00	0.1016	100.000	2029.073	2049.160	0.56	0.020	0.581	20.087
	3						2029.073	2049.160				20.087
3	T3	0.000979	1262.40	4.00	0.1016	100.000	2032.150	2048.654	0.49	0.014	0.507	16.504
3	T4	0.001636	93.50	4.00	0.1016	100.000	2031.856	2049.055	0.09	0.012	0.106	17.199
												2047.814
TANQUE			hf	hfl	desnivel	hft	altura inicial	cota de plantilla				
	1	3.93	4.02	0.24	3.685	4.2661	14.060	22.011				
	2		24.84	0.28	0.190	25.1110		-3.290				
	3		3.93	0.23	3.685	4.1602		14.166				
	4		3.53	0.23	3.391	3.7594		14.861				
	hf =	pérdidas por fricción, en m										
	hfl =	pérdidas locales, en m (5% de hf)										
	hft =	pérdidas totales en cada tramo, en m										

TABLA DE PERDIDAS POR FRICCION DE LA LINEA DE CONDUCCION PARA EL LLANO, SAN JOSE DEL CUARTEL Y COLONIA VALLE DE GUADALUPE.ALTERNATIVA 4

CALCULO DE PERDIDAS POR FRICCION PARA DETERMINAR LAS ELEVACIONES DE CADA TANQUE

TRAMO		Q	Longitud	DIAMETRO	Diam.	coeficiente	COTA DE	COTA DE	hf	pérdidas		CARGA
DE	AL	(m3/seg)	(m)	plg	m	C	TERRENO	PLANTILLA	Hazen-W	locales	totales	DISPONIBLE
	T1						2028.465	2052.814				24.349
T1	2	0.012417	482.21	6.00	0.1524	100.000	2028.317	2049.742	2.87	0.198	3.07	21.425
2	T2	0.009802	793.52	6.00	0.1524	100.000	2028.655	2046.610	3.05	0.078	3.13	17.955
	2						2028.317	2049.742				21.425
2	3	0.002615	233.90	3.00	0.0762	100.000	2029.073	2047.445	2.28	0.020	2.297	18.372
	3						2029.073	2047.445				18.372
3	T3	0.000979	1262.40	3.00	0.0762	100.000	2032.150	2045.434	2.00	0.014	2.010	13.284
3	T4	0.001636	93.50	2.50	0.0635	100.000	2031.856	2046.505	0.93	0.012	0.940	14.649
TANQUE			hf	hfl	desnivel	hft	altura inicial	cola de plantilla				2047.814
	1	7.15	8.08	0.24	3.685	8.3193	14.060	26.064				
	2		5.93	0.28	0.190	6.2038		19.670				
	3		7.15	0.23	3.685	7.3795		15.000				
	4		6.08	0.23	3.391	6.3088		16.364				
	hf =	pérdidas por fricción , en m										
	hfl =	pérdidas locales, en m (5% de hf)										
	hft =	pérdidas totales en cada tramo, en m										

TABLA DE PERDIDAS POR FRICCION DE LA LINEA DE CONDUCCION PARA EL LLANO, SAN JOSE DEL CUARTEL Y COLONIA VALLE DE GUADALUPE.ALTERNATIVA 5

CALCULO DE PERDIDAS POR FRICCION PARA DETERMINAR LAS ELEVACIONES DE CADA TANQUE												
TRAMO	Q	Longitud	DIAMETRO	Diam.	coeficiente	COTA DE	COTA DE	hf	pérdidas		CARGA	
DE	AL	(m3/seg)	(m)	plg	m	C	TERRENO	PLANTILLA	Hazzen-W	locales	totales	DISPONIBLE
	T1						2028.465	2052.814				24.349
T1	2	0.012417	482.21	6.00	0.1524	100.000	2028.317	2049.742	2.87	0.198	3.07	21.425
2	T2	0.009802	793.52	6.00	0.1524	100.000	2028.655	2046.610	3.05	0.078	3.13	17.955
	2						2028.317	2049.742				21.425
2	3	0.002615	233.90	4.00	0.1016	100.000	2029.073	2049.160	0.56	0.020	0.581	20.087
	3						2029.073	2049.160				20.087
3	T3	0.000979	1262.40	3.00	0.0762	100.000	2032.150	2047.150	2.00	0.014	2.010	15.000
3	T4	0.001636	93.50	3.00	0.0762	100.000	2031.856	2048.767	0.38	0.012	0.394	16.911
												2047.814
TANQUE			hf	hfl	desnivel	hft	altura inicial	cota de plantilla				
	1	5.43	5.81	0.24	3.685	6.0579	14.060	23.803				
	2		5.93	0.28	0.190	6.2038		17.409				
	3		5.43	0.23	3.685	5.6640		14.454				
	4		3.82	0.23	3.391	4.0474		16.364				
hf =	pérdidas por fricción , en m											
hfl =	pérdidas locales, en m (5% de hf)											
hft =	pérdidas totales en cada tramo, en m											

TABLA DE PERDIDAS POR FRICCION DE LA LINEA DE CONDUCCION PARA EL LLANO, SAN JOSE DEL CUARTEL Y COLONIA VALLE DE GUADALUPE ALTERNATIVA 6

CALCULO DE PERDIDAS POR FRICCION PARA DETERMINAR LAS ELEVACIONES DE CADA TANQUE

TRAMO DE	AL	Q (m3/seg)	Longitud (m)	DIAMETRO plg	Diam. m	coeficiente C	COTA DE TERRENO	COTA DE PLANTILLA	hf Hazzen-W	pérdidas		CARGA DISPONIBLE
										locales	totales	
	T1						2028.465	2052.814				24.349
T1	1	0.012417	482.21	6.00	0.1524	100.000	2028.317	2049.742	2.87	0.198	3.072	21.425
2	T2	0.009802	793.52	6.00	0.1524	100.000	2028.655	2046.610	3.05	0.078	3.132	17.955
	2						2028.317	2049.742				21.425
2	3	0.002615	233.90	4.00	0.1016	100.000	2029.073	2049.160	0.56	0.020	0.581	20.087
	3						2029.073	2049.160				20.087
3	T3	0.000979	1262.40	3.00	0.0762	100.000	2032.150	2047.150	2.00	0.014	2.010	15.000
3	T4	0.001636	93.50	2.50	0.0635	100.000	2031.856	2048.221	0.93	0.012	0.940	16.365
												2047.814
TANQUE			hf	hfl	desnivel	hft	altura inicial	cota de plantilla				
1		5.43	6.36	0.24	3.685	6.6037	14.060	24.349				
2			5.93	0.28	0.190	6.2038		17.955				
3			5.43	0.23	3.685	5.6640		15.000				
4			4.36	0.23	3.391	4.5932		16.364				
hf =	pérdidas por fricción, en m											
hfl =	pérdidas locales, en m (5% de hf)											
hft =	pérdidas totales en cada tramo, en m											

Tomando en cuenta que la topografía del terreno es muy plana, que el tipo de material es muy blando y que las cargas disponibles en las tuberías no son extraordinarias, podemos considerar que la tubería de PVC es la más adecuada.

El PVC es un material termoplástico compuesto de polímeros de cloruro de vinilo; un sólido incoloro con alta resistencia al agua, alcoholes, ácidos y álcalis concentrados. Se obtiene en forma de gránulos, soluciones, líquidos y pastas.

Por otra parte, las tuberías de PVC presentan las siguientes **ventajas y desventajas:**

Ventajas:

- Resistencia a la corrosión y al ataque químico de ácidos, álcalis y soluciones salinas.
- Instalación rápida, fácil y económica.
- Su resistencia mecánica es superior a la de las tuberías de asbesto-cemento.
- Menor pérdida por fricción en comparación con las tuberías de asbesto-cemento, concreto y acero.
- Por su ligereza, el almacenamiento y transporte de la tubería se facilita notablemente.
- Por su costo, los diámetros de 50, 60, 75 y 100 mm., son más baratos que los de asbesto-cemento.

Desventajas:

- Alto costo en diámetros de 200 mm. y mayores.
- Las propiedades mecánicas se afectan si quedan expuestas a los rayos solares por mucho tiempo.
- Los tubos de extremos lisos requieren de mano de obra especializada para su unión por el cementado.

Para la conducción y distribución de gastos pequeños y cuando el diámetro sea igual o menor de 150 mm. son recomendadas las tuberías de policloruro de vinilo (PVC).

Para este proyecto se utilizara PVC, porque los diámetros son menores de 200 mm., las tuberías no estarán expuestas a los rayos del sol ya que el terreno es de tipo "A" y "B", y porque se utilizara tubería con campana integrada al tubo y anillo de hule.

Clases de tubería.

Esta dependerá de la presión interna de trabajo (carga piezometrica), pero también deberá considerarse, en una línea que trabaje a gravedad, la carga estática y la sobrepresion causada por el fenómeno conocido como golpe de ariete. El cual se calculara en otro trabajo y se resumirá posteriormente.

7.2 ANÁLISIS HIDRÁULICO.

Con el gasto requerido y los datos que se obtuvieron del levantamiento topográfico, se determino el diámetro teórico y comercial de la tubería. Y conociendo las perdidas por fricción y las perdidas locales, se determinaron las cargas disponibles. Conocidas las cargas se puede conocer el tipo de material y la clase (espesor), que estará en función de la presión de trabajo.

Para hacer la revisión hidráulica se toman en cuenta las perdidas por fricción por el método de HAZZEN WILLIAMS.

Y las pérdidas locales aplicando la siguiente formula:

$$h_l = \frac{V^2}{2g} * K \text{ donde:}$$

h_l = Perdida de energía local, en m.

$V^2 / 2g$ = La carga de Velocidad, aguas abajo, de la zona de alteración del flujo, en m.

K = Coeficiente de rugosidad, adimensional.

Y la ecuación de continuidad.

$$Q = V \cdot A \quad \text{donde:}$$

Q = Gasto en m³ / seg.

V = Velocidad en m / seg.

A = Área de la sección en m.

En la siguiente tabla encontramos los datos calculados para la alternativa seleccionada:

En el siguiente croquis encontramos los datos calculados para la alternativa seleccionada:

PERDIDAS POR FRICCIÓN CON HAZZEN WILLIAMS.

EJEMPLO:

FORMULA DE HAZZEN WILLIAMS

$$V = 0.354 C_{HW} D^{0.63} S^{0.54}$$

Datos:

$$Q = .012417 \text{ m}^3/\text{seg}$$

$$C_{HW} = 100$$

$$D = 0.1524 \text{ m}$$

$$L = 482.20 \text{ m.}$$

Calculando la velocidad de la formula de continuidad:

$$Q = V \cdot A \text{ despejando } V = \frac{Q}{A} \text{ de donde } A = \frac{\pi \cdot D^2}{4}$$

Donde $A = 0.0176715 \text{ m}^2$

Y $V = 0.702657 \text{ m / seg}$

Sustituyendo en formula:

$$0.702657 = 0.354 \cdot 100 \cdot 0.1524^{0.63} \cdot S^{0.54}$$

$$S = 0.0064402$$

Si $hf = S \cdot L$ tendremos que

$$\underline{hf = 3.10 \text{ m.}}$$

7.3. DISEÑO DE CRUCEROS, ACCESORIOS Y PIEZAS ESPECIALES.

Entendemos como elementos complementarios a todo aquel que de una u otra forma intervenga en el funcionamiento de una línea de conducción, ya sea como una pieza especial, accesorio, dispositivo de control o protección. Los objetos anteriores se hacen necesarios desde que aceptamos que una tubería conductora esta formada por tramos curvos y rectos para apegarse a los accidentes topográficos del terreno, por cambios que se presentan por la geometría de la sección y por distintos dispositivos que controlan el flujo y protegen a la misma línea.

Accesorios y Piezas Especiales.

Válvulas, criterios de selección, usos y tipos.

Existen varios tipos de válvulas y su selección depende del servicio que se requiera, tomando en cuenta sus características.

- Tipo de válvula (función y servicio).
- Materiales de construcción (fo.fo., bronce, acero inoxidable).
- Capacidad (presión).
- Material de las juntas.
- Costo.
- Disponibilidad en el mercado.

Una consideración importante en la selección de las válvulas es verificar que estas cumplan con las normas y especificaciones que regulan la construcción y el uso de las mismas, ya que el fabricante al apegarse a estos estándares, garantiza que su producto ha pasado satisfactoriamente las pruebas a las que debe ser sometido todo accesorio. Unas de las mas usuales son:

ANSI (American National Standard Institute).

MSS (Manufacturers Standarization Society of the Valve and Fitting Industry).

ASTM (American Society Testing of Materials).

API (American Petroleum Institute).

Posteriormente deberá establecerse el uso o la función que vaya a tener la válvula.

Usos de las Válvulas.

Control:

- Seccionamiento o bloqueo.
- De drenado o vaciado.
- De control de la cavitación.
- Bypass.

Regulación de Presión:

- Alivio de presión

De no Retorno

- Válvula check.

De Control de Aire:

- Eliminadoras de aire.
- De aire-vacio.

Válvulas de control.

Seccionamiento o bloqueo.- La función de estas válvulas es bloquear ciertas zonas, controlando los gastos que ingresan en ella.

De Drenado o Vaciado.- La función de estas válvulas en este caso es poder vaciar el agua contenida en las tuberías.

De Control de la Cavitación.- Este tipo de válvulas controla el flujo o disipa el exceso de energía, limitando con ello el valor de la cavitación a un valor aceptable.

Bypass.- La función de estas válvulas es recircular el agua en un arranque de bomba, en un llenado de tuberías o bien en una zona donde este instalada una válvula de difícil operación.

Válvulas Reguladoras de Presión.

Aliviadoras de Presión.- La función de estas válvulas es proteger a las tuberías de las presiones excesivas, principalmente las sobrepresiones por golpe de ariete.

Válvulas de no Retorno.

Válvula Check.- La función de estas válvulas es prevenir y evitar el flujo del agua en sentido inverso al flujo de la operación normal.

Válvulas de Control de Aire.

Eliminadoras de Aire.- Este tipo de válvulas expulsa pequeñas cantidades de aire que se acumula en los puntos altos de una línea de conducción. Este aire generalmente es arrastrado por el agua en su movimiento por la tubería, sobre todo en aquellas de gran longitud.

De Aire-Vacio.- Estas válvulas expulsan grandes volúmenes de aire de las líneas de conducción cuando se están llenando, e inyectan aire a la línea de conducción cuando se vacía.

Tipos de Válvulas.

- Válvula de Compuerta.
- Válvula de Mariposa.
- Válvula de Globo.
- Válvula Check.
- Válvula Aliviadora de Presión.
- Válvula Eliminadora de Aire.
- Válvula de Admisión y Expulsión de Aire.
- Válvula Combinada.
- Válvula de Desfogue o Drenaje.

Solo se mencionaran las válvulas que no han sido definidas.

Válvula de Compuerta.- Es una válvula de control que se usa para seccionar o drenar. Como su nombre lo indica consiste en una estructura que permite el deslizamiento de un disco en posición vertical para dar paso o cerrar, en forma hermética a altas presiones. Abierta totalmente causa pocas pérdidas, las válvulas de uso frecuente pueden ser de operación hidráulica o eléctrica, así como de operación manual.

Válvula de Mariposa.- Es una válvula de control que se usa para seccionar o drenar. La válvula consiste en un cuerpo tubular en donde va montado un disco denominado mariposa que pivotea sobre un eje central. En el exterior de la válvula se tiene un indicador para saber la posición del disco. Es mas ligera , de menor precio y tamaño.

Válvula de Globo.- Generalmente se usa en pequeños diámetros y son económicas. Constan de un disco horizontal accionado por un vástago para cerrar o abrir un orificio por el que circula el agua.

Válvula Combinada.- La válvula combinada para aire esta constituida por dos válvulas, una eliminadora de aire, acoplada a otra de admisión y expulsión de aire; la primera permite descargar pequeñas y continuas cantidades de aire, lo que por su diseño la segunda no lo permite realizar.

Atraques, Silletas, Criterios y Usos.

Atraques.- Con este nombre se define a ciertos elementos estructurales, generalmente de concreto, que impiden que en una tubería en operación se presenten movimientos por efecto de las fuerzas dinámicas, producidas por la presión y por el choque del agua en los puntos de cambio de dirección de flujo.

Para el diseño de los atraques se consideran fundamentalmente tres fuerzas:

- Fuerza de presión (incluyendo el golpe de ariete).
- Peso de la tubería.
- Peso del agua.

Las fuerzas anteriores combinadas con los cambios de dirección (ángulos de deflexión) y la resistencia del terreno nos permitirán diseñar el tamaño y tipo de atraque por instalar, siendo necesarios en ciertos puntos a lo largo de toda la línea de conducción.

Silletas.- Son elementos que generalmente soportan a las tuberías que se instalan a cielo abierto, evitan que esta se apoye directamente en el terreno con diversos fines, como por ejemplo impide que el agua de la lluvia se embalse en un costado de la tubería; y cuando el terreno es muy irregular el uso de las silletas evita las continuas deflexiones.

El criterio de diseño se basa en considerar que trabajan como apoyos libres. Por ello la tubería se analiza como una viga continua con apoyos libres. Las silletas se pueden construir de mampostería, de materiales de acero, o de concreto.

En nuestro caso las silletas no se utilizan debido a que la tubería de PVC va colocada en zanja.

Piezas Especiales Y Juntas de Dilatación.

Piezas Especiales.- Así son denominadas todas las conexiones necesarias en una línea de conducción y que se utilizan para continuar y guiar la tubería en las intersecciones, en los cambios de dirección, variación de diámetro, accesos a válvulas, etc.

Las piezas especiales de fierro fundido son las mas empleadas y se fabrican para todos los diámetros de tubería. Estas piezas se conectan a la tubería, entre si o a las válvulas por medio de bridas y tornillos, con un empaque o sello que puede ser de plomo, hule o plástico.

Por otra parte para interconectar la tubería hidráulica de PVC y formar líneas de conducción y circuitos, existen todas las conexiones necesarias ya sea para cambiar la dirección del flujo del agua, derivar o unir sistemas de igual o diferente diámetro, cerrar los extremos de una línea y unir tubería de PVC a válvulas , a piezas bridadas o con rosca.

Dentro de las piezas especiales se pueden encontrar las siguientes:

- Codos.
- Cruces.
- Tés.
- Reducciones.
- Tubos Cortos o Carretes.

Juntas de Dilatación.- La función de las juntas es absorber el alargamiento y contracciones del tubo, como consecuencia de las variaciones de temperatura.

En las tuberías expuestas a la intemperie y sobre todo en las metálicas se requiere instalar juntas de dilatación ya que de no colocarlas la línea de conducción podría fallar.

Para la colocación de las juntas de dilatación se debe calcular una separación máxima "S", que depende de la variación de la temperatura en el lugar y del alargamiento unitario del tipo de tubería por emplear.

Se conocen dos tipos de juntas:

- Tipo acordeón (metálica).
- Tipo unión o dresser (con empaque de hule).

Como en el proyecto utilizaremos tubería de PVC en zanja, no analizaremos las juntas de dilatación, debido a que este material tiene una baja conductividad térmica y además el tipo de acoplamiento llamado "espiga-campana" con el que cuenta la tubería, ya incluye un espacio predeterminado desde su fabricación, el cual funciona como junta de dilatación.

CALCULO DE ATRAQUES. EJEMPLO

Datos:

Horizontal 90°

Q = 0.012417 m³/seg

D = 0.1524 m

C_D = 21,425 Mts.

μ = Coeficiente del terreno. = .8

$$F_{PA} = C_D \gamma \cdot x \cdot A$$

$$F_{PA} = 378.61 \text{ Kgs.}$$

$$F_{PB} = C_D - P_{ACC} \gamma \cdot x \cdot A$$

$$F_{PB} = 371.008 \text{ Kgs.}$$

$$R_x = \frac{\gamma \cdot Q}{g} V_{AX} + F_{PAx}$$

$$R_x = 379.50$$

$$R_y = \frac{\gamma \cdot Q}{g} V_{BY} + F_{PBy}$$

$$R_y = 379.898$$

$$R = \sqrt{R_x^2 + R_y^2}$$

$$R = 531.346 \text{ Kgs.}$$

$$\theta = \text{AngTang} \frac{R_y}{R_x}$$

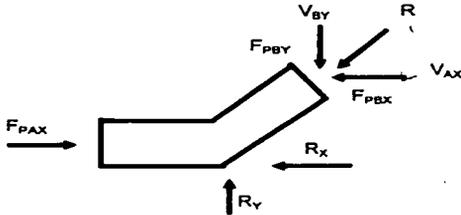
$$\theta = 44.42^\circ$$

$$R = Wx\mu$$

$$W = 664.18 \text{ Kgs.}$$

FORMULAS PARA EL CALCULO DE ATRAQUES:

HORIZONTAL 45°



$$R_x = \frac{\gamma \cdot Q}{g} V_{BX} - \frac{\gamma \cdot Q}{g} V_{AX} + F_{PBX} - F_{PAX}$$

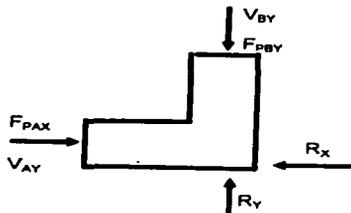
$$R_y = \frac{\gamma \cdot Q}{g} V_{BY} + F_{PBY}$$

VERTICAL 45°

$$R_x = \frac{\gamma \cdot Q}{g} V_{BX} - \frac{\gamma \cdot Q}{g} V_{AX} + F_{PBX} - F_{PAX}$$

$$R_y = \frac{\gamma \cdot Q}{g} V_{BY} + F_{PBY} + W$$

HORIZONTAL 90°



$$R_x = \frac{\gamma \cdot Q}{g} V_{AX} + F_{PAX}$$

$$R_y = \frac{\gamma \cdot Q}{g} V_{BY} + F_{PBY}$$

VERTICAL 90°

$$R_x = \frac{\gamma \cdot Q}{g} V_{AX} + F_{PAX}$$

$$R_y = \frac{\gamma \cdot Q}{g} V_{BY} + F_{PBY} + W$$

TABLA DE CALCULO DE ATRAQUES DE LA LINEA DE CONDUCCION PARA ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE DEL POBLADO DE "EL LLANO", SAN JOSE DEL CUARTEL Y COLONIA VALLE DE GUADALUPE. DEL MUNICIPIO DE TENANCINGO, ESTADO DE MEXICO.

ATRAQUE número	CADEN	YD/g	VEL1 X	VEL2 X	Y	RX	RY	RESULTANTE kg	ANGULO	ATRAQUE Kg	VOLUMEN	dimension beach
1	24.349	1.265749	0.703		0.703	428.56	420.00	600.05	44.42	750.07	0.31	0.68
2	37.349	1.265749	0.703		0.703	427.18	418.65	598.12	44.42	747.66	0.31	0.68
3	55.349	1.265749	0.703		0.703	425.24	416.75	595.40	44.42	744.25	0.31	0.68
4	65.349	1.265749	0.703		0.703	424.17	415.71	593.92	44.42	742.40	0.31	0.68
5	225.349	1.265749	0.703		0.703	407.03	398.91	569.92	44.42	712.40	0.30	0.67
6	263.349	1.265749	0.703		0.703	402.95	394.91	564.20	44.42	705.25	0.29	0.66
7	482.21	1.265749	0.703		0.703	379.50	371.93	531.37	44.42	664.21	0.28	0.65
8	716.11	0.266565	0.333		0.333	138.01	135.25	193.24	44.42	241.55	0.10	0.47
9	759.11	0.167176	0.526		0.526	53.18	52.12	74.47	44.42	93.08	0.04	0.34
10	793.25	0.166769	0.525		0.525	51.10	50.08	71.55	44.42	89.44	0.04	0.33
11	978.11	0.099796	0.222		0.222	75.26	73.75	105.37	44.42	131.72	0.05	0.38
12	1663.51	0.099796	0.222		0.222	69.11	67.73	96.77	44.42	120.96	0.05	0.37
13	1823.51	0.099796	0.222		0.222	68.49	67.12	95.89	44.42	119.86	0.05	0.37
14	1913.51	0.099796	0.222		0.222	66.87	65.54	93.63	44.42	117.04	0.05	0.37
15	1963.41	0.099796	0.222		0.222	66.29	64.96	92.82	44.42	116.02	0.05	0.36
16	1247.775	0.999185	0.555		0.555	320.00	313.61	448.06	44.42	560.07	0.23	0.62
17	1257.77	0.999185	0.555		0.555	319.24	312.87	446.99	44.42	558.74	0.23	0.62

TABLA DE CALCULO DE ATRAQUES DE LA LINEA DE CONDUCCION PARA ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE DEL POBLADO DE "EL LLANO", SAN JOSE DEL CUARTEL Y COLONIA VALLE DE GUADALUPE. DEL MUNICIPIO DE TENANCINGO, ESTADO DE MEXICO.

ATRACQUE Numero	CADEN metros	TIPO grapas	Codo	POSICION		DIAMETRO metros	CARGA		AREA m ²	FPa	FPb	FPa X	FPb X	Y	Volumen	W Kg.
				HOR.	VER.		INICIAL	FINAL								
1	24.349	90	0.01242	X		0.150	24.201		0.017672	427.67	419.11	427.67		419.11	0.008	7.95
2	37.349	45	0.01242	X		0.150	24.123		0.017672	426.29	417.76	426.29		417.76	0.008	7.95
3	55.349	45	0.01242	X		0.150	24.013		0.017672	424.35	415.86	424.35		415.86	0.008	7.95
4	65.349	45	0.01242	X		0.150	23.953		0.017672	423.29	414.82	423.29		414.82	0.008	7.95
5	225.349	90	0.01242	X		0.150	22.983		0.017672	406.14	398.02	406.14		398.02	0.008	7.95
6	263.349	90	0.01242	X		0.150	22.752		0.017672	402.06	394.02	402.06		394.02	0.008	7.95
7	482.21	90	0.01242		X	0.150	21.425		0.017672	378.61	371.04	378.61		371.04	0.008	7.95
8	716.11		0.00262	X		0.100	17.561		0.007854	137.92	135.17	137.92		135.17	0.002	2.36
9	759.11	90	0.00164	X		0.063	17.033		0.003117	53.10	52.03	53.10		52.03	0.001	0.59
10	793.25	90	0.00164		X	0.063	16.365		0.003117	51.01	49.99	51.01		49.99	0.001	0.59
11	978.11	90	0.00098	X		0.075	17.030		0.004418	75.24	73.73	75.24		73.73	0.001	0.99
12	1663.51	45	0.00098	X		0.075	15.639		0.004418	69.09	67.71	69.09		67.71	0.001	0.99
13	1823.51	45	0.00098	X		0.075	15.497		0.004418	68.46	67.09	68.46		67.09	0.001	0.99
14	1913.51	45	0.00098	X		0.075	15.132		0.004418	66.85	65.51	66.85		65.51	0.001	0.99
15	1963.41	90	0.00098		X	0.075	15.000		0.004418	66.27	64.94	66.27		64.94	0.001	0.99
16	1247.75	45	0.00980	X		0.150	18.077		0.017672	319.45	313.06	319.45		313.06	0.008	7.95
17	1257.77	90	0.00980		X	0.150	18.034		0.017672	318.69	312.31	318.69		312.31	0.008	7.95

7.4.- ANALISIS DE FENOMENOS TRANSITORIOS (GOLPE DE ARIETE)

ASPECTOS GENERALES

El golpe de ariete es un fenómeno que se origina debido a cambios en el flujo de un conducto a presión y que consiste en variaciones violentas de presión en forma de ondas elásticas que viajan por dicho conducto; se puede presentar en un tubería que conduzca un líquido a presión, cuando se tiene un frenado o una aceleración en el flujo.

Los transitorios hidráulicos ocurren siempre que se modifica el gasto en el acueducto, por lo que se debe tener especial cuidado en el diseño del sistema, debido a que las consecuencias sobre la instalación pueden causar graves daños. Si bien toda alteración en el gasto da a lugar a un transitorio hidráulico que se propaga con una celeridad del orden de 1000 m/s por todo el sistema; en el diseño, por razones de seguridad, se considera la alteración mas brusca del gasto cuando existe un paro de emergencia de las máquinas. Este tipo de paro generalmente ocurre cuando la planta de bombeo se queda sin energía eléctrica.

El paro repentino del bombeo produce un descenso de presión puede crear depresiones considerables en tramos largos de la conducción. Si estas depresiones llegan a alcanzar presiones cercanas a la presión de vapor puede ocurrir un eventual colapso de la tubería o la entrada masiva de aire en la conducción a través de la depresión es de tal magnitud que se alcanza la presión de vapor a la temperatura ambiente, se producirán grandes burbujas de vapor y aire en tramos largos de la conducción. Se tiene así el fenómeno de separación de columna. Este fenómeno es seguido de una reunión violenta de las columnas líquidas, lo cual genera una onda de sobrepresión de gran magnitud. Por todo ello, se trata en lo posible de reducir la intensidad de la onda de depresión primitiva mediante dispositivos de control.

El golpe de ariete es un fenómeno que consiste en la transformación de la energía cinética del agua a través de un conducto, cuando el flujo es permanente, en energía de deformación elástica de agua y del conducto; y en energía calorífera por rozamiento con las paredes de este último. Las condiciones originales de presión y velocidad del flujo varían en forma violenta de un estado permanente inicial a un estado final, presentándose el flujo transitorio en forma de ondas elásticas que viajan a través de la tubería.

CAUSAS Y EFECTOS PROVOCADOS POR EL GOLPE DE ARIETE.

El fenómeno transitorio se produce siempre que se alteren las condiciones flujo permanente, como por ejemplo:

- a) Cierre o apertura de válvulas
- b) Arranque o paro de bombas
- c) Cambios en la demanda de potencia de turbinas
- d) Cambios en la elevación de los embalses
- e) Vibración de impulsores de bombas y turbinas.

ANALISIS HIDRAULICO.

Considerando que el caso más crítico es el paro accidental de bomba, se realizará el cálculo del Golpe de Ariete por el método de Cartas o Gráficas de Chaudry.

Antes de iniciar el análisis se describirán las variables que intervienen en las expresiones que se utilizarán:

a	Velocidad onda de presión
E_R	Eficiencia de diseño de la bomba
g	Aceleración de la gravedad
H_R	Carga de diseño de la bomba
Hf	Pérdidas por fricción en la línea de descarga.
Hd	Carga mínima por el transitorio en la bomba
Hm	Carga mínima por el transitorio en la mitad del tubo
Hmr	Carga máxima por el transitorio en la mitad del tubo.
Hr	Carga máxima por el transitorio en la bomba
L	Longitud de la tubería de descarga.
N_R	Velocidad de rotación de diseño de la bomba.
Q_R	Gasto de diseño de la bomba.
t	Tiempo

To	Tiempo que transcurre desde la falla de la bomba, hasta que se produce el flujo inverso en la bomba.
V_R	Velocidad de la línea de descarga correspondiente a Q_R
WR^2	Momento de inercia del conjunto bomba-motor.

Golpe de Ariete generado por falla de una bomba.

Datos de la tubería

L = 31.349 m
a = 389.122 m/seg
D = 4"

Datos de la Bomba

$Q_R = 0.010739$ m³/seg
Pot = 6.31 H.P.
NR = 3500 R.P.M.
 $E_R = 71$ %
HR = 31.730 m

Cálculo de las cargas mínimas.

Cálculo de los valores de t y r

$$\tau = \frac{1}{2L \frac{K}{a}}$$

$$\rho = \frac{aV_R}{2gH_R}$$

donde $K = \frac{892770 H_R Q_R}{E_R I N_R^2}$

Q_R m³/seg
 WR^2 Kg-m²

H_R m
 N_R RPM

Calculo del Momento Polar (I).

$$I = 150 (\text{Pot}/N_R)^{1.435}$$

Pot potencia en H.P.

$$I = 150(6.27/3500)^{1.435} = 0.017 \text{ kg-m}^2$$

$$K = \frac{892770(31.730)(0.010739)}{(0.715)(0.017)(3500)^2} = 2.043$$

$$A = \frac{\pi(0.1016)^2}{4} = 0.00811 \text{ m}^2$$

$$V_R = \frac{Q_R}{A} = \frac{0.010739}{0.00811} = 1.32 \text{ m/seg}$$

Sustituyendo en t y r

$$r = \frac{l}{2(31.349) \frac{2.043}{389.122}} = 3.038$$

$$\rho = \frac{389.122(1.32)}{2(9.81)(31.730)} = 0.825$$

Con los valores de t y r empleando las gráficas III.6 y obtenemos:

Cargas mínimas.

En la tubería

$$hm = \frac{Hm}{H_R} = 0.68$$

$$Hm = H_R (0.68) = (31.730)(0.68) = 21.576$$

En la bomba

$$hd = \frac{Hd}{H_R} = 0.47$$

$$Hd = H_R (0.47) = (31.730)(0.47) = 14.913$$

Cargas máximas.

Utilizando la gráficas de las figuras III.7 y III.8

En la bomba

$$hr = \frac{Hr}{H_R} = 1.18$$

$$Hr = H_R (1.18) = (31.730)(1.18) = 37.441$$

En la tubería

$$hmr = \frac{Hmr}{H_R} = 1.11$$

$$Hmr = H_R (1.11) = (31.730)(1.11) = 35.220$$

Golpe de ariete generado por falla de dos bomba.

Datos de la tubería

$$L = 31.349 \text{ m}$$

$$a = 389.122 \text{ m/seg}$$

$$D = 4''$$

Datos de la Bomba

$$Q_R = 0.021478 \text{ m}^3/\text{seg}$$

$$\text{Pot} = 6.31 \text{ H.P.}$$

$$\text{NR} = 3500 \text{ R.P.M.}$$

$$E_R = 71 \%$$

$$\text{HR} = 31.730 \text{ m}$$

Cálculo de las cargas mínimas.

Cálculo de los valores de t y r

Calculo del Momento Polar (I).

$$I = 150 (\text{Pot}/N_R)^{1.435}$$

Pot potencia en H.P.

$$I = 150(6.27/3500)^{1.435} = 0.017 \text{ kg-m}^2$$

$$K = \frac{892770(31.730)(0.021478)}{(0.715)(0.017)(3500)^2} = 4.086$$

$$A = \frac{\pi(0.1016)^2}{4} = 0.00811 \text{ m}^2$$

$$V_R = \frac{Q_R}{A} = \frac{0.021478}{0.00811} = 2.65 \text{ m / seg}$$

Sustituyendo en t y r

$$r = \frac{1}{2(31.349) \frac{4.089}{389.122}} = 1.52$$

$$\rho = \frac{389.122(2.65)}{2(9.81)(31.730)} = 1.65$$

Con los valores de t y r empleando las gráficas III.6, obtenemos:

Cargas mínimas.

En la tubería

$$hm = \frac{Hm}{H_R} = 0.47$$

$$Hm = H_R (0.47) = (31.730)(0.47) = 14.913$$

En la bomba

$$hd = \frac{Hd}{H_R} = 0.16$$

$$Hd = H_R (0.16) = (31.730)(0.16) = 5.08$$

Cargas máximas.

Utilizando la gráficas de las figuras III.7 y III.8

En la bomba

$$hr = \frac{Hr}{H_R} = 1.42$$

$$Hr = H_R (1.42) = (31.730)(1.42) = 45.06$$

En la tubería

$$h_{mr} = \frac{H_{mr}}{H_R} = 1.24$$

$$H_{mr} = H_R (1.24) = (31.730)(1.24) = 39.340$$

En las tablas siguientes se presenta el cálculo del golpe de ariete que se genera durante el cierre y la apertura de una válvula, considerando que:

a	celeridad de la onda de presión m/seg.
g	aceleración de la gravedad m/seg
Ho	Carga estática en m
L	Longitud de la tubería, en m
Vo	Velocidad inicial en la tubería.
Tc	Tiempo de cierre de la válvula.
Dhm	Máxima presión en la mitad de la tubería
Dhd	Mxima presión en la mitad de la tubería

REVISION DE ESPESOR DE TUBERIA

Con los resultados que se obtienen del análisis hidráulico del fenómeno del golpe de ariete tanto para una como para dos bombas trabajando se tiene:

a) Funcionando una bomba

Carga máxima en la tubería	35.220 m
Carga máxima en la bomba	37.441 m
Carga mínima en la tubería	21.576 m
Carga mínima en la bomba	14.913 m

b) Funcionando dos bombas

Carga máxima en la tubería	39.340 m
Carga máxima en la bomba	45.060 m
Carga mínima en la tubería	14.913 m
Carga mínima en la bomba	5.080 m

Por lo tanto tenemos que la carga máxima desfavorable es cuando están funcionando las dos bombas y se presenta tanto en la tubería como en la bomba por lo que la tubería que deberá emplearse será Clase Rd-41 que soporta una presión máxima de 7.1 kg/cm² pues la carga en la tubería es de 39.340 m que equivale a 3.93 kg/cm², los espesores que deberán emplearse serán los que a continuación se indican.

Nominal	Diámetro		Espesor mm
	Exterior	Interior	
	1		
60	73	68.8	2.1
75	88.9	83.9	2.5
100	114.3	108.1	3.1
150	168.3	159.5	4.4

VALVULAS O ESTRUCTURAS DE REGULACION PARA EL GOLPE DE ARIETE.

De acuerdo a los resultados obtenidos en los incisos anteriores no es necesario colocar estructuras contra el golpe de ariete, sin embargo, en el equipamiento del equipo de bombeo deberán colocarse válvulas aliviadoras de golpe de ariete, así como válvulas tipo check que eviten que el equipo sufra daños durante su vida útil.

CRUZ

TE

EXTREMIDAD CAMPANA

EXTREMIDAD ESPIGA

REDUCCION CAMPANA

REDUCCION ESPIGA

COPEL DOBLE

ADAPTADOR CAMPANA

ADAPTADOR ESPIGA

TAPON CAMPANA

TAPON ESPIGA

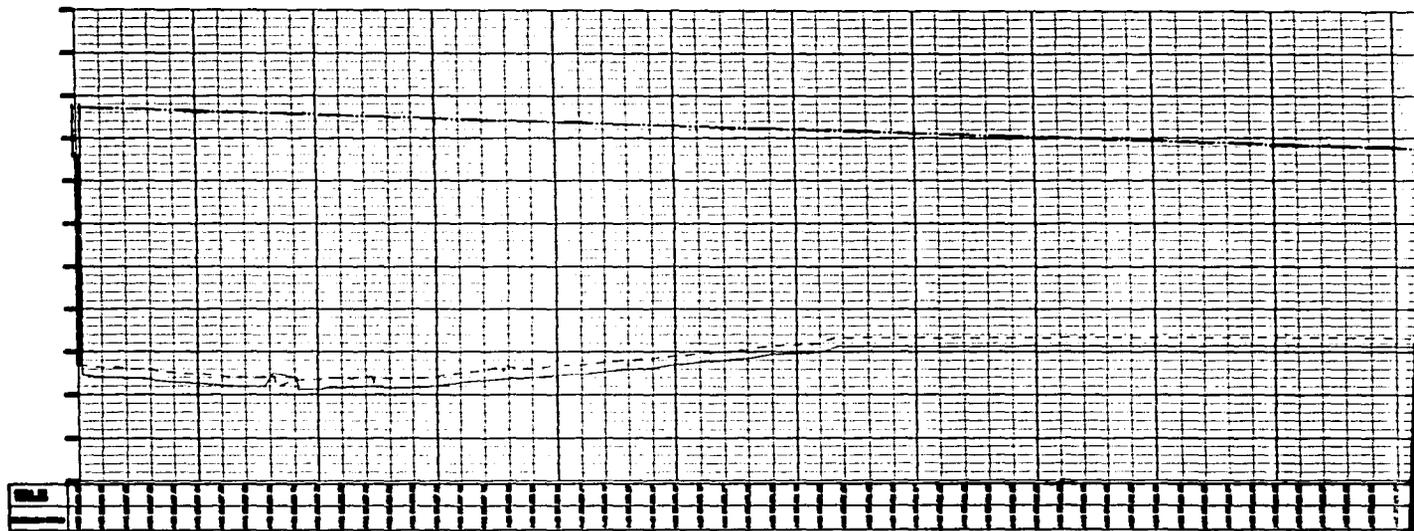
CODO DE 90°

CODO DE 45°

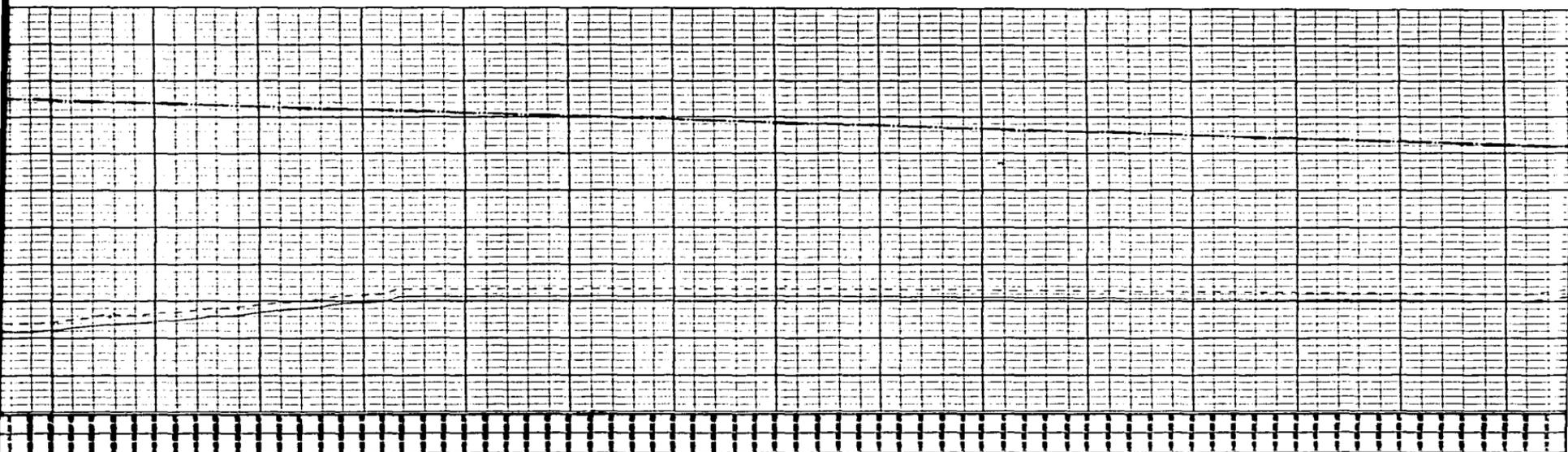
CODO DE 22° 30'



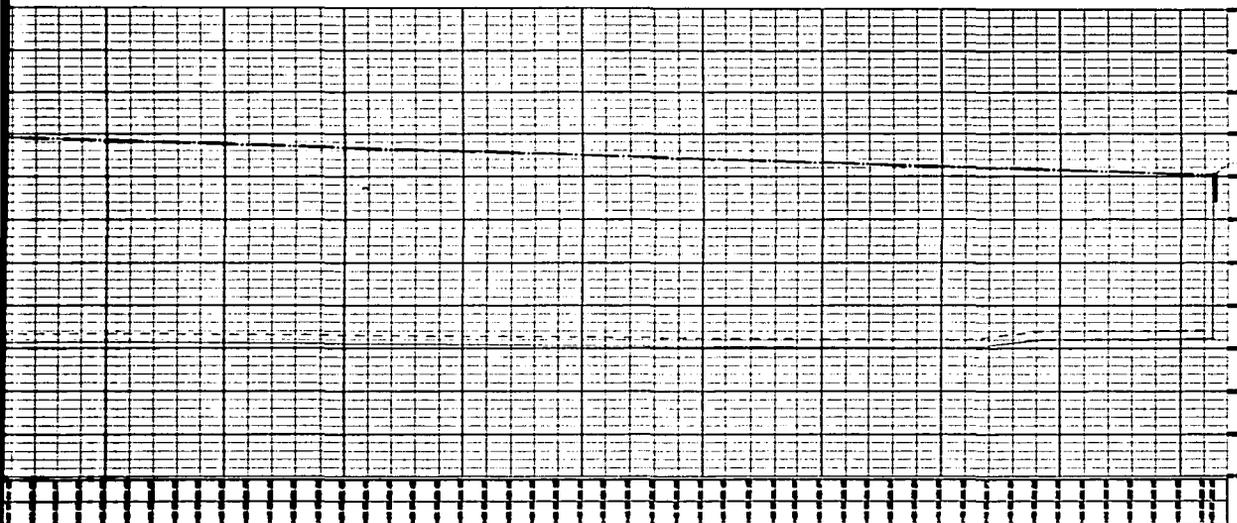
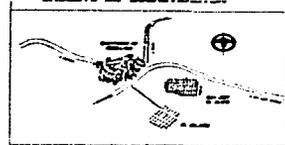
FIG. 8.9. SIGNOS CONVENCIONALES DE PIEZAS ESPECIALES DE P.V.C.



PERFIL DEL TRAMO DEL TANQUE 1 AL TANQUE 2
CARGA MÁXIMA Y CARGA MÍNIMA DURANTE EL G3



**PERFIL DEL TRAMO DEL TANQUE 1 AL TANQUE 3
CARGA MAXIMA Y CARGA MINIMA DURANTE EL GOLPE DE ARIETE**



**TRAMO DEL TANQUE 1 AL TANQUE 8
CARGA MINIMA DURANTE EL GOLPE DE ARIETE**

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO
ESCUELA NACIONAL DE ESTUDIOS PROFESIONALES
PLANTEL AGATLAN

PERFIL (CARGA MAXIMA Y MINIMA)
LINEA DE CONDUCCION DE AGUA POTABLE DEL POBLADO
SAN JUAN EL LLANO, UBICADO EN EL MUNICIPIO
DE TENANCAHUTO, EDO. DE MEXICO

SANJUANITO TALLER-EXTRAORDINARIO "CONDUCCIONES A PRESION"

FECHA: _____ ALUMNO: _____ CLASE: _____

8. CATALOGO DE CONCEPTOS Y CANTIDADES DE OBRA.

Basado en la alternativa definitiva del diseño de la línea de conducción para el poblado el llano municipio de Tenancingo Estado de México se obtuvo el presupuesto siguiente:

PRESUPUESTO DE OBRA.

LOCALIDAD: EL LLANO
MUNICIPIO: TENANCIÑO
ESTADO DE MEXICO

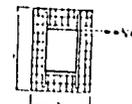
**SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE DE LA LOCALIDAD "EL LLANO"
INVERSIONES DE OBRA**

**POBLADOS: EL LLANO, LA CIENEGA, SAN JOSE Y V. GUADALUPE
PRESUPUESTO DESGLOSADO**

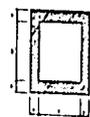
CLAVE	CONCEPTO	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNITARIO	IMPORTE
	LIMPIEZA Y TRAZO				
	LIMPIEZA Y TRAZO EN TERRENO	M2	2 791.33	1.15	3 210.03
	EXCAVACIONES				
	EXCAVACION A MANO PARA ZANJAS EN MATERIAL A Y B EN SECO, INCLUYE AFLOJE Y EXTRACCION DE MATERIAL AMACICE, LIMPIEZA DE PLANTILLA Y TALUDES, REMOCION TRASPARELOS VERTICALES HASTA INSTALACION DE TUBERIA	M3	1 054.46	28.26	53 254.84
	PLANTILLAS Y RELLENOS				
	PLANTILLA APISONADA CON PIZON DE MANO EN ZANJA	M3	233.78	38.51	9 235.86
	RELLENO APISONADO Y COMPACTADO CON EQUIPO MA	M3	2 449.80	40.07	98 163.49
	INSTALACION DE TUBERIA DE PVC				
	INSTALACION, JUNTEO Y PRUEBA DE TUBERIA DE PVC CON CAMPANA, MATERIALES Y EQUIPO PARA PRUEBA, ACARREO A UN KM Y MANIOBRAS LOCALES DE				
	TUBERIA DE 2 1/2" (63 MM) DE DIAMETRO	ML	93.20	34.11	3 179.05
	TUBERIA DE 3" (76 MM) DE DIAMETRO	ML	1 262.30	40.82	51 527.09
	TUBERIA DE 4" (102 MM) DE DIAMETRO	ML	333.90	52.47	12 222.73
	TUBERIA DE 6" (152 MM) DE DIAMETRO	ML	1 275.60	145.26	185 293.68
	CAJAS PARA OPERACION DE VALVULAS				
	CAJA PARA OPERACION DE VALVULAS INCLUYENDO PL	PZA	4.00	1 326.95	5 315.80
	INSTALACION DE PIEZAS ESPECIALES Y VALVULAS				
	INSTALACION DE VALVULAS DE SECCIONAMIENTO INCLUYENDO LIMPIEZA E INSTALACION DE LA PIEZA, PRUEBA HIDROSTATICA JUNTO CON TUBERIA, ACARREO A UN KM Y MANIOBRAS LOCALES ASI COMO FLETES DE				
	VALVULA DE SEC. DE 2 1/2" (63 MM) DE DIAMETRO	PZA	2.00	1 228.95	2 457.90
	VALVULA DE SEC. DE 3" (76 MM) DE DIAMETRO	PZA	2.00	1 649.78	3 299.56
	VALVULA DE SEC. DE 4" (102 MM) DE DIAMETRO	PZA	1.00	2 514.79	2 514.79
	VALVULA DE SEC. DE 6" (152 MM) DE DIAMETRO	PZA	3.00	4 308.45	12 925.35
	SUMINISTRO E INSTALACION DE PIEZAS ESPECIALES, INCLUYENDO LIMPIEZA E INSTALACION DE LAS PIEZAS, PRUEBA HIDROSTATICA JUNTO CON TUBERIA, ACARREO A UN KM Y MANIOBRAS LOCALES ASI COMO FLETES DE				
	TEE DE PVC DE				
	6" X 6" (152 X 152 MM) DE DIAMETRO	PZA	1.00	365.12	365.12
	4" X 4" (102 X 102 MM) DE DIAMETRO	PZA	1.00	248.01	248.01
	CODO DE 90 GRADOS DE PVC DE				
	2 1/2" (63 MM) DE DIAMETRO	PZA	3.00	64.04	252.12
	3" (76 MM) DE DIAMETRO	PZA	3.00	118.12	354.36
	6" (152 MM) DE DIAMETRO	PZA	6.00	356.65	2 139.90
	IMPORTE DE ESTA HOJA \$				446 029.65
	IMPORTE ACUMULADO \$				446 029.65



ELEVACION

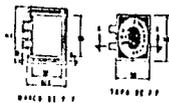


LOSA Y CONTRAMARCO



1

PLANTA



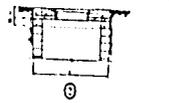
BORNO DE F.I.

TAPA DE F.I.

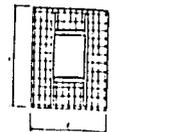


BORNO DE F.C.

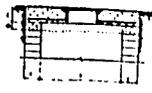
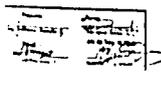
TAPA DE F.C.



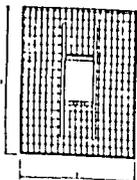
2



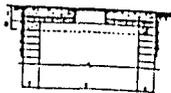
3



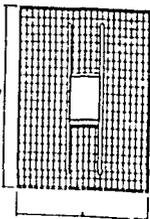
4



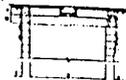
5



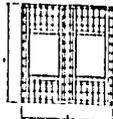
6



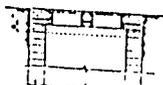
7



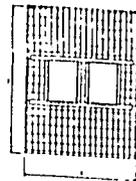
8



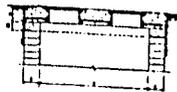
9



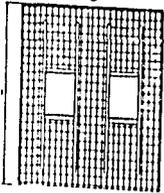
10



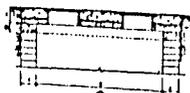
11



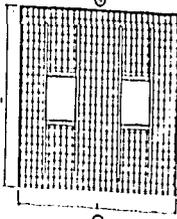
12



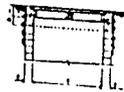
13



14



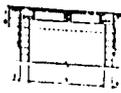
15



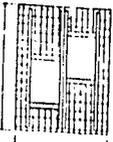
16



17



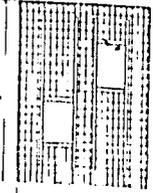
18



19



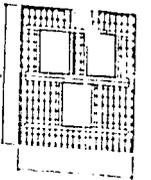
20



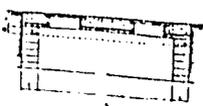
21



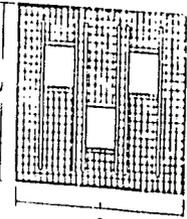
22



23



24



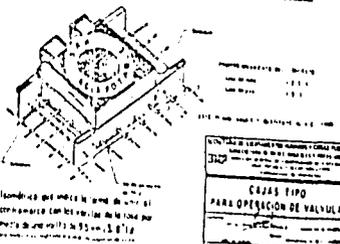
25

TABLA PARA CAJAS DE VALVULAS

CANTIDAD	DESCRIPCION	MATERIALES		UNIDAD	CANTIDAD	DESCRIPCION	UNIDAD													
		TIPO	CANTIDAD																	
1	CAJA DE VALVULA	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
2	CAJA DE VALVULA	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
3	CAJA DE VALVULA	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
4	CAJA DE VALVULA	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
5	CAJA DE VALVULA	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
6	CAJA DE VALVULA	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
7	CAJA DE VALVULA	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
8	CAJA DE VALVULA	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
9	CAJA DE VALVULA	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
10	CAJA DE VALVULA	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
11	CAJA DE VALVULA	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
12	CAJA DE VALVULA	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
13	CAJA DE VALVULA	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
14	CAJA DE VALVULA	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
15	CAJA DE VALVULA	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
16	CAJA DE VALVULA	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
17	CAJA DE VALVULA	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
18	CAJA DE VALVULA	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
19	CAJA DE VALVULA	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
20	CAJA DE VALVULA	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
21	CAJA DE VALVULA	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1

NOTAS

1. Las medidas dadas en esta tabla son para cajas de valvulas con una capacidad de 100 litros.
2. Las medidas dadas en esta tabla son para cajas de valvulas con una capacidad de 200 litros.
3. Las medidas dadas en esta tabla son para cajas de valvulas con una capacidad de 300 litros.
4. Las medidas dadas en esta tabla son para cajas de valvulas con una capacidad de 400 litros.
5. Las medidas dadas en esta tabla son para cajas de valvulas con una capacidad de 500 litros.
6. Las medidas dadas en esta tabla son para cajas de valvulas con una capacidad de 600 litros.
7. Las medidas dadas en esta tabla son para cajas de valvulas con una capacidad de 700 litros.
8. Las medidas dadas en esta tabla son para cajas de valvulas con una capacidad de 800 litros.
9. Las medidas dadas en esta tabla son para cajas de valvulas con una capacidad de 900 litros.
10. Las medidas dadas en esta tabla son para cajas de valvulas con una capacidad de 1000 litros.
11. Las medidas dadas en esta tabla son para cajas de valvulas con una capacidad de 1200 litros.
12. Las medidas dadas en esta tabla son para cajas de valvulas con una capacidad de 1400 litros.
13. Las medidas dadas en esta tabla son para cajas de valvulas con una capacidad de 1600 litros.
14. Las medidas dadas en esta tabla son para cajas de valvulas con una capacidad de 1800 litros.
15. Las medidas dadas en esta tabla son para cajas de valvulas con una capacidad de 2000 litros.
16. Las medidas dadas en esta tabla son para cajas de valvulas con una capacidad de 2200 litros.
17. Las medidas dadas en esta tabla son para cajas de valvulas con una capacidad de 2400 litros.
18. Las medidas dadas en esta tabla son para cajas de valvulas con una capacidad de 2600 litros.
19. Las medidas dadas en esta tabla son para cajas de valvulas con una capacidad de 2800 litros.
20. Las medidas dadas en esta tabla son para cajas de valvulas con una capacidad de 3000 litros.



CAJAS TIPO
PARA OPERACION DE VALVULAS

SECRETARIA DE ASENTAMIENTOS HUMANOS Y OBRAS PUBLICAS
DIRECCION GENERAL DE CONSTRUCCION DE SISTEMAS DE
AGUA POTABLE Y ALCANTARILLADO

TABLA PARA SELECCIONAR EL TIPO DE CAJA PARA
OPERACION DE VALVULAS

DIAMETRO DE LA VALVULA MAYOR		NUMERO Y POSICION DE LAS VALVULAS			
mm.	pulg.				
50	2	1	5	9	12
60	2 1/8				
75	3				
100	4	2	5	9	12
150	6				
200	8				
250	10	3	6	10	13
300	12		7		
350	14				
400	16				
450	18	4	8	E S P E C I A L	13
500	20				

NOTAS:

- 1.- Como plano de referenciase tiene el V.C. 1937
- 2.- Para localidades rurales y urbanas pequeñas y para casos de una sola válvula se pueden usar las cajas mostradas en el plano V.C. 1938

Forma: AS 05 X 1475 Revisó: _____

SAHOP	SUBDIRECCION DE PROYECTOS
México, D.F. Marzo de 1979	V.C. 1936

DR. JOAQUIN CHAVEZ Z

ING. JESUS POYVELL

9. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.

Tomando en consideración que el terreno por donde se trazo la línea de conducción es muy plano se recomienda tubería de PVC por sus ventajas , ya que los diámetros a utilizar son pequeños. Y que el terreno es de material tipo A y B.

Se jugo con los diferentes tramos y diferentes diámetros , y se concluyo que es importante recomendar utilizar la Alternativa 6 ya que es la optima. Y todas presentaron problemas de cargas o mayor costo en la estructura de los tanques.

Es importante considerar que el trazo establecido por el CEAS es aceptable ya que debido a los limites de los terrenos no existen otras alternativas de trazo. y sobre todo significa la mas corta, siendo así también mas económica.

En las alternativas se pueden encontrar todas las opciones con sus pros y sus contras, motivo por el cual es fácil entender que como conclusión, la alternativa 6 cubre las necesidades.

Cabe mencionar que se calcularon las perdidas locales en todas las deflecciones o cambios de dirección, obteniendo así los atraques y recomendando que estos cálculos son muy importantes para evitar problemas a futuro.

Como conclusión y recomendación final los cálculos aquí obtenidos cubren las necesidades de un proyecto ejecutivo. motivo por el cual queda a disposición para que se considere a corto o largo plazo para su realización definitiva.

BIBLIOGRAFIA.

- 1.-CONDUCCIONES A PRESION
MANUAL DE DISEÑO DE OBRAS CIVILES
HIDROTECNICA A.2.3
C.F.E., MEXICO, 1981**
- 2.-INGENIERIA DE LOS RECURSOS HIDRAULICOS
LINSLEY R.K. Y FRANCINI J.B.
EDITORIAL CECSA
MEXICO, 1984**
- 3.-FUNDAMENTOS DE HIDRAULICA
SILVESTRE PASCHOAL
EDITORIAL LIMUSA
MEXICO, 1983**
- 4.-HIDRAULICA GENERAL
SOTELO GILBERTO
EDITORIAL LIMUSA
MEXICO, 1974**
- 5.-ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE Y DISPOSICION Y ELIMINACION DE EXCRETAS
PEDRO LOPEZ ALEGRIA
INSTITUTO POLITECNICO NACIONAL
MEXICO, 1990**
- 6.-ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE
VOLUMEN 1
ENRIQUE CESAR VALDEZ
U.N.A.M. FACULTAD DE INGENIERIA
MEXICO, 1990**
- 7.-MECANICA DE LOS FLUIDOS E HIDRAULICA
TERCERA EDICION INGLESA
GILES R., EVETT J. Y LIU C.
EDITORIAL MC GRAW HILL
ESPAÑA, 1994**

- 8.-TEORIA DEL GOLPE DE ARIETE Y SUS APLICACIONES EN INGENIERIA HIDRAULICA
MANCEBO DEL CASTILLO URIEL
EDITORIAL LIMUSA
MEXICO, 1987
- 9.- OBRAS DE TOMA EN PRESA DE ALMACENAMIENTO
DIRECCION GENERAL DE OBRAS HIDRAULICAS Y DE INGENIERIA AGRICOLA PARA EL
DESARROLLO RURAL, SARH
MEXICO, 1970
- 10.-FUNDAMENTOS DE HIDROLOGIA DE SUPERFICIE
APARICIO MIJARES FRANCISCO
EDITORIAL LIMUSA
MEXICO, 1989
- 11.-GOLPE DE ARIETE
MANUAL DE DISEÑO DE OBRAS CIVILES
HIDROTECNICA A.2.6
C.F.E., MEXICO, 1981