

83
24



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO

FACULTAD DE INGENIERÍA

**ESTUDIO HIDRAULICO DEL SISTEMA DE TANQUES
DE AGUA POTABLE PARA TAPACHULA, CHIAPAS.**

T E S I S

QUE PARA OBTENER EL TITULO DE

INGENIERO CIVIL

P R E S E N T A :

Ildefonso López González



**TESIS CON
FALLA DE ORIGEN**

MEXICO, D. F.

1991



UNAM – Dirección General de Bibliotecas Tesis Digitales Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS © PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

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

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

C O N T E N I D O.

- I. Introducción.
- II. El problema del agua potable en Tapachula.
 - II.1 Fuente, captación, conducción, potabilización.
 - II.2 Conducción, regularización y red de distribución.
 - II.3 Exceso de carga y déficit de agua.
- III. Planteamiento de solución y determinación de parámetros de diseño.
 - III.1 Planteamiento de solución.
 - III.2 Población y dotación.
 - III.3 Gastos y capacidad de tanques.
 - III.4 Justificación de la ubicación de tanques.
- IV. Diseño hidráulico del sistema.
 - IV.1 Criterio de diseño.
 - IV.2 Líneas de conducción.
 - IV.3 Tanques.
- V. Funcionamiento del sistema.
 - V.1 Condiciones extraordinarias.
 - V.2 Golpe de ariete.
- VI. Conclusiones y recomendaciones.

I INTRODUCCION.

I. INTRODUCCION.

Uno de los objetivos primordiales que persigue el ingeniero civil al ejercer su profesión, es satisfacer las necesidades que demanda la sociedad, con ayuda de sus conocimientos científicos y empíricos. Por ende, juega un papel relevante dentro del desarrollo integral de las comunidades, y debe asumir sus compromisos con ética y profesionalismo.

Dentro de todas las necesidades que el ser social va demandando a lo largo de su desarrollo, se encuentra una que por sí misma es esencial, es la de sobrevivir; para ello el hombre hace uso de su instinto de supervivencia y logra encontrar alimentos, agua, ropa para cubrirse de los agentes atmosféricos y busca refugio que le brinde seguridad.

Así pues, el agua juega un papel muy importante, no tan sólo para el desarrollo de las sociedades, sino para su propia existencia. Cabe recordar que todos nuestros antepasados se asentaban en las orillas de alguna laguna o río, los egipcios por ejemplo se establecieron en las márgenes del río Nilo, y nuestros antepasados los aztecas en el mismo lago de México. Estos son tan sólo dos ejemplos que ilustran una búsqueda de satisfacer la necesidad de disponer de agua para consumo humano (alimentación, aseo personal y doméstico).

Se puede suponer que las comunidades humanas se asientan en lugares donde la calidad y cantidad de agua son adecuadas para su supervivencia y desarrollo futuros.

En nuestro país tenemos una inadecuada distribución de la población en relación con los recursos hidrológicos, de acuerdo al Dr. Gabriel Echavez Aldape, una cuarta parte de la población vive a una altitud mayor a los 1000 m, en donde hay un escurrimiento superficial de sólo el 4 % del total y en cambio, abajo de los 500 m de altitud, escurre el 70 % del total. Los ríos más caudalosos se encuentran en la parte suroriental de la República Mexicana, particularmente importantes son el Usumacinta y Grijalva.

El presente trabajo se ubica precisamente en el suroriente del país en el estado de Chiapas, éste se encuentra dividido en 108 municipios de los cuales Tuxtla Gutiérrez en donde se encuentra la capital del estado, Tapachula y San Cristóbal de las Casas son los más importantes en relación con las actividades agropecuarias, industriales y de servicios que se realizan. El estado de Chiapas tiene actualmente 3'203,915 habitantes que representan un 4 % del total nacional según datos preliminares del XI Censo General de Población y Vivienda 1990.

Uno de los municipios que ha venido desarrollándose con un ritmo muy alto es Tapachula, se localiza al sur del estado colindando al oriente con Cacahoatán, Tuxtla Chico, Frontera Hidalgo y Suchiate. Está a un paso de la frontera con el vecino país Guatemala; al poniente con Tuzantán, Huehuetán y Mazatán; al norte con Motozintla y al sur con las aguas del Océano Pacífico.

El municipio de Tapachula tiene una extensión territorial de 857 km² que representan un 12 % con respecto a la estatal, su población es de 222,282 habitantes siendo un 7 % con relación al estado. Los principales recursos hidrológicos son los ríos Coatán y sus afluentes Pumpuapa, Coatancito, Manga de Clavo, Toquián, Tipiillo y las Hamacas; el Cahucán con su afluente el Texcuyapan y el Nexapa con su afluente Huehuetán. Geológicamente está constituido por terrenos del Cuaternario y Paleozoico.

Desde este párrafo en adelante al referirme a Tapachula será en relación a la cabecera del municipio del mismo nombre, donde se ubica el Sistema de Tanques de Agua Potable, objeto de la tesis ; así mismo se sabe de antemano que los estudios de factibilidad técnica y económica resultaron positivos y que la población puede absorber el incremento por concepto de agua potable.

La ciudad de Tapachula se localiza en las coordenadas 14 54'10" de latitud norte y 92° 18'03" de longitud oeste, a una

altitud media de 160 m.s.n.m.; su población actual es de 150.000 habitantes que representa el 87.5 % de la municipal. Está asentada en un terreno plano con un 60 % al sur de la ciudad, un 35 % semiplano al norte y un 5 % es lomerío en el oriente y poniente. Los suelos tienen una cubierta de poco espesor de material tipo B y a mayor profundidad se encuentra material tipo C, atacable sólo con maquinaria y en algunos casos con explosivos. Del área actual, tiene 1350 ha (63 %) con servicio de agua potable, 800 ha (37 %) carecen de éste; se prevé un crecimiento de 1000 ha para el año 2005 según autoridades del Gobierno del Estado. La ciudad de Tapachula es surcada por los ríos Cahucán, Texcuyupan, Coatán y Coatancito. En la región se tiene un clima muy variado, desde cálido sub-húmedo con abundantes lluvias en verano en la zona alta de la sierra, hasta el cálido húmedo en la costa; la temporada de lluvias se presenta del mes de mayo al de octubre. La temperatura media anual es de 26.2 C, la precipitación de 2503 mm y la dirección de los vientos esde sureste a noreste.

Desde el punto de vista social, Tapachula es el centro de la actividad económica de la región del Soconusco. Cuenta con una gran variedad de servicios tales como: restaurantes, hoteles, talleres de reparación de vehículos y equipos electromecánicos, bancos, mercados de abasto, escuelas de educación desde elemental hasta superior, asistencia profesional y técnica, gasolineras, instalaciones deportivas y culturales, sitios de interés turístico y de diversión, artesanías, correo, teléfono, telégrafo, etc. Esto la sitúa en una posición de privilegio no sólo dentro del municipio sino que en otros municipios aledaños e inclusive su influencia traspasa la frontera con la vecina República de Guatemala que se encuentra a escasos kilómetros de la ciudad.

La principal actividad son los servicios que representan el 43 % de la población económicamente activa, luego sigue el comercio con el 17 %, los profesionales representan el 14 %, las actividades agropecuarias con el 12 % y el resto de la población está dedicado a otras actividades.

Se han planteado en forma general las características físicas, geográficas y sociales de la ciudad de Tapachula para enmarcar el planteamiento de la problemática de agua potable y su solución. En primera instancia se presentará un análisis de todo el sistema de agua potable para luego particularizar sobre el subsistema de regulación, llamado: Sistema de Tanques de Agua Potable para Tapachula Chis. que es el objeto primordial del presente trabajo.

II EL PROBLEMA DEL AGUA POTABLE EN TAPACHULA.

II. EL PROBLEMA DEL AGUA POTABLE EN TAPACHULA.

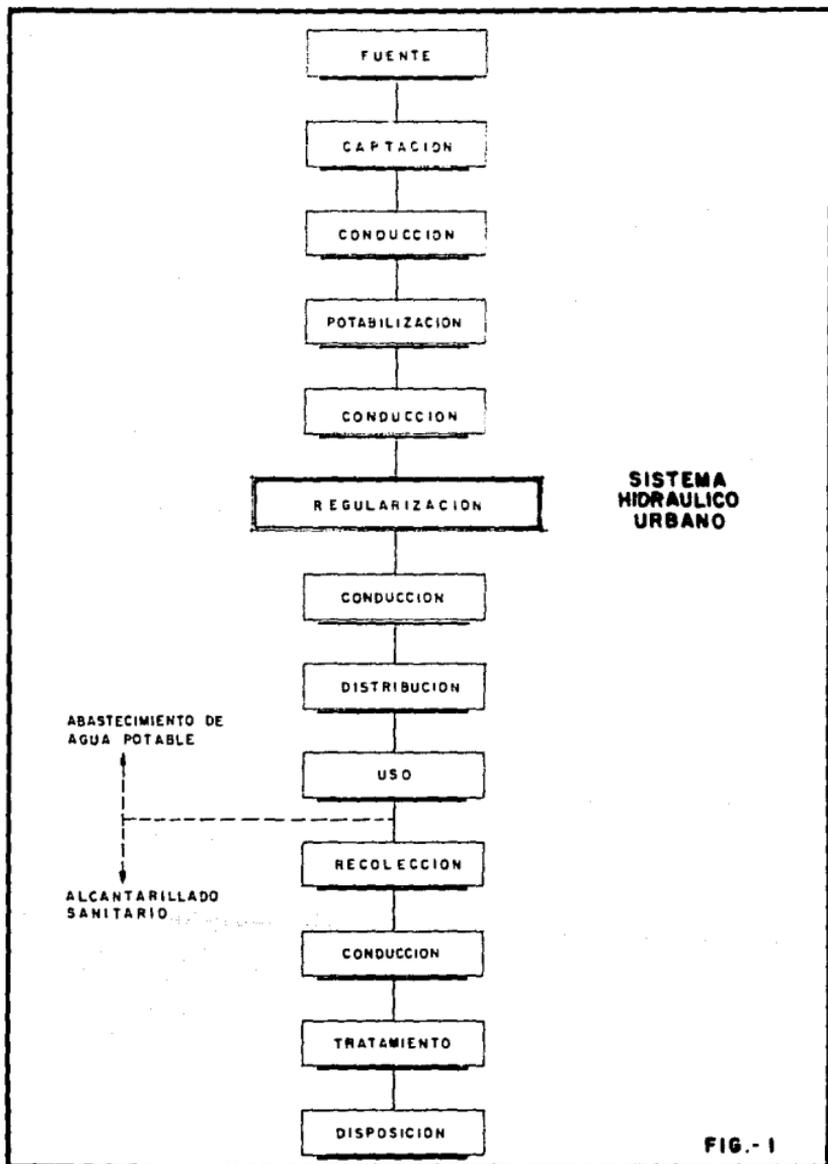
Dentro de la Ingeniería Civil se encuentra una de las áreas que más aporta al bienestar de las sociedades, la Ingeniería Sanitaria; su papel primordial es el manejo del agua, ya sea potable o residual, y se auxilia de todas las demás ramas para proyectar los sistemas que contribuyan al mejoramiento del nivel de vida de las sociedades humanas.

El estudio hidráulico del sistema de tanques de agua potable para Tapachula, Chis. pertenece a la Ingeniería Sanitaria aunque se auxiliará de algunas otras ramas para lograr los objetivos perseguidos.

Definamos lo que es un sistema: es un conjunto de elementos interrelacionados entre sí que funcionan como un todo, cada elemento (subsistema) puede analizarse en forma independiente, aunque si se quiere conocer al sistema se deben tomar en cuenta a éstos y los factores que los interconectan, así como la frontera que los delimita. En otras palabras, conoceremos a un sistema si estudiamos su medio ambiente, frontera, los subsistemas y sus interrelaciones.

En la Fig. 1 aparece, en forma de diagrama de bloques, la configuración de un sistema hidráulico urbano, se incluye desde el lugar donde tenemos al agua cruda hasta la disposición final de ésta para regresarla a la naturaleza y que continúe su camino por el ciclo hidrológico.

Tomando en cuenta que nuestro subsistema de estudio (regularización) pertenece a la rama de abastecimiento de agua potable, sólo se describirán las características actuales en Tapachula de los elementos hasta la distribución, no considerando el manejo del agua residual que pertenece al alcantarillado sanitario.



II.1 Fuente, captación, conducción, potabilización.

Fuente.

De una manera simplista, fuente es cualquier sitio susceptible de aprovecharse para extraer agua que cuantitativa y cualitativamente sea aceptable para el uso que el ser humano le destine. Por su origen podemos clasificar a las fuentes en:

-Superficiales.

Océanos.

Ríos.

Lagos.

-Subterráneas.

Pozos.

Manantiales.

Norias.

Galerías filtrantes.

Actualmente la fuente de donde se abastece la ciudad de Tapachula es el río Coatán que de acuerdo a estudios hidrológicos, tienen posibilidad de aprovecharse 3,000 l/s ; en época de lluvias se presenta mayor turbiedad en el agua aprovechada, por tal motivo se pueden tomar las descargas del Proyecto Hidroeléctrico Cecilio del Valle (El Retiro) ubicado al oriente del río Coatán.

Se tienen por tanto dos alternativas de fuente, sin embargo si se consideran las descargas de la hidroeléctrica, cuando ésta no produzca electricidad, Tapachula no dispondría de agua. Como conclusión, la fuente considerada será el río Coatán y en forma eventual se utilizarán las descargas de la presa.

Captación.

Una captación es el conjunto de obras, instalaciones y equipos cuya finalidad es extraer el agua de la fuente. Generalmente se plantean una serie de alternativas para elegir la más conveniente, los aspectos que rigen la toma de decisiones son los siguientes:

-Hidrológicos (gastos máximos y mínimos, volúmenes, etc.).

-Aspectos sanitarios (potabilización, en general calidad del agua y fuentes posibles de contaminación).

-Económicos (costos de construcción, operación, mantenimiento y obras de protección).

Tapachula tiene su captación a 10 Km al norte de la ciudad sobre la margen izquierda del río Coatán, es una toma directa con rejillas y compuertas a partir de las cuales se inicia un canal que lleva las aguas a una caja de mampostería.

En el caso de que se quieran aprovechar las descargas de la presa de El Retiro, la captación se ubica justo antes de la caja de mampostería sobre un canal que llega al río Coatán. Se tienen rejillas y el flujo puede regularse por las compuertas.

La caja de mampostería es común a los dos casos, y es precisamente en ésta donde se elige que aguas aprovechar: del río Coatán o de la hidroeléctrica.

Conducción.

Una conducción es el conjunto de obras, instalaciones y equipos destinados a transportar continuamente el agua de un sitio a otro; desde este punto de vista, dentro de un sistema hidráulico urbano se tendrán varias conducciones que pueden ser canales o tuberías.

Entre la captación del río Coatán y la caja de mampostería existe una conducción por medio de un canal de mampostería cuya sección es rectangular en su inicio. A 50 m. dicha captación cruza un afluente del río Coatán por medio de un sifón y de este punto en adelante, el canal cambia su sección a trapecial aunque conserva el tipo de material.

Justo antes de llegar la conducción a la caja de mampostería, cruza la descarga de la hidroeléctrica con un puente canal.

Tomando como la alternativa de fuente las descargas de la presa, existe una conducción natural que lleva las aguas hasta

la caja de mampostería o siguen su camino hasta llegar al río Coatlán.

De la caja antes mencionada parte una tubería de 90 cm. (36") de diámetro que conduce por gravedad el agua hasta la planta potabilizadora; los caudales son controlados por una válvula acoplada a dicha tubería. La capacidad actual de esta línea es de 1,000 l/s.

En la Fig.2 se pueden apreciar en conjunto todos los elementos antes mencionados y sus interconexiones.

Potabilización.

Dependiendo del lugar y el tiempo en que el hombre decida ocupar el agua, la naturaleza la brindará con determinada cantidad y calidad; al hacer mención a cualidades del agua me refiero a si es aceptable para consumo humano, en otras palabras, si es potable.

En primera instancia se considera que un agua es potable si no causa problemas a la salud. La Organización Mundial de la Salud (OMS) define a la salud como el completo bienestar físico, mental y social, no solamente como la ausencia de enfermedades o afecciones. El 7 de abril es el día mundial de la salud.

Cabe recordar que tres cuartas partes del globo terráqueo está cubierto de agua, sin embargo no toda se puede aprovechar para consumo humano; debido a sus características se elevan los costos para darles la calidad de potable.

Una definición más exacta dice que agua potable es aquella que tiene ausencia de gérmenes patógenos y sustancias tóxicas; más aún, según el Art.210 del Reglamento de la Ley General de Salud en materia de Control Sanitario de Actividades, Establecimientos, Productos y Servicios, se considera a un agua como potable si cumple con las siguientes características:

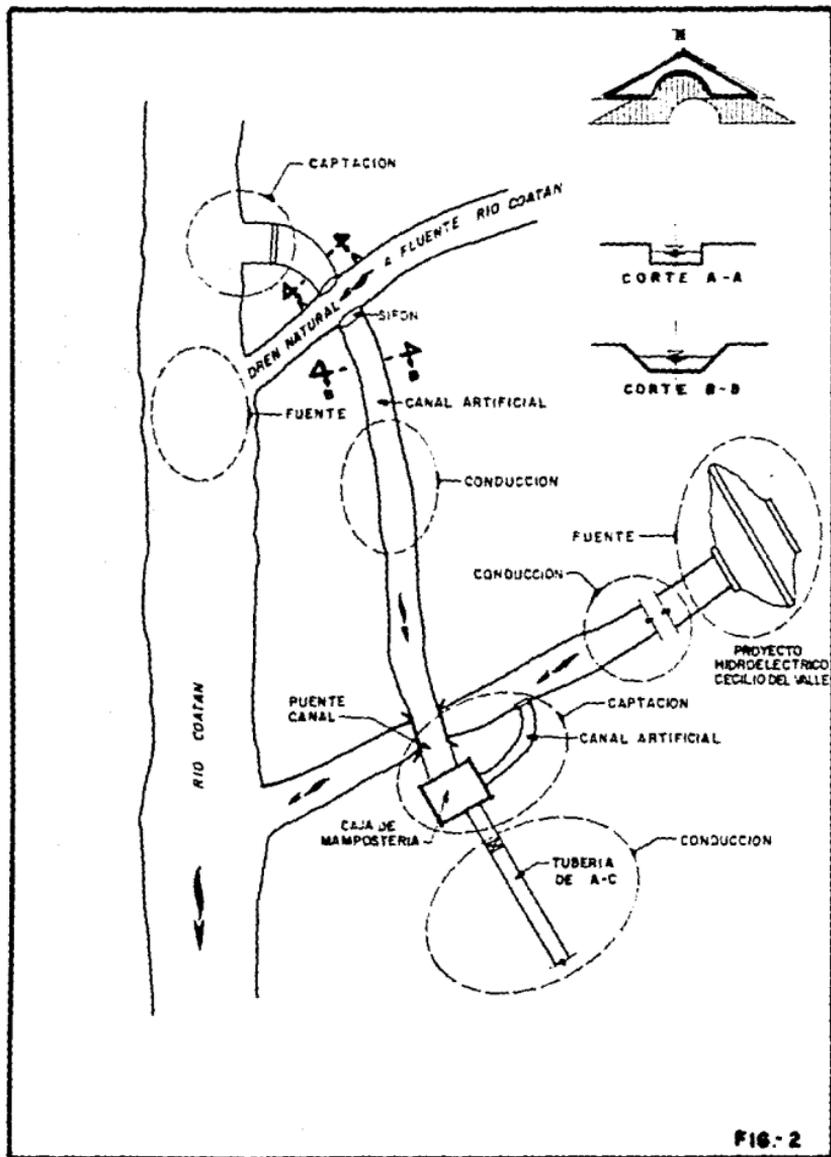


FIG. 2

-Bacteriológicas.

- 1) El número de organismos coliformes totales deberá ser como máximo de 2 organismos en 100 ml.
- 2) No contendrá organismos fecales.

-Organolépticas o físicas.

- 1) Aspecto líquido.
- 2) B.O < P.H. < 8.5
- 3) Sabor y olor característico.

-Químicas.

En total son 31, las más importantes son:

Valor máximo permisible en mg/l (p.p.m.)

1) Hierro.....	0.30
2) Fluoruros.....	1.50
3) Mercurio.....	0.01
4) Nitratos.....	5.00
5) Sólidos totales.....	0.60
6) Cloro: en agua clorada.....	0.20
en agua sobreclorada..	1.00
7) Arsénico, cianuro y plomo.....	0.05

Existen diversos métodos para darle al agua la calidad de potable en caso de que no cumpla con las características anteriores, sin embargo, solo se explicará brevemente el utilizado en la planta potabilizadora de Tapachula.

La planta potabilizadora se localiza aproximadamente a dos kilómetros al norte de la ciudad hacia el lado oriente de la carretera que conduce al poblado de Nueva Alemania, ésta carretera se convierte en la 8a. Av. Norte al ingresar a Tapachula. Tiene capacidad en una primera etapa para operar un caudal de 1,000 l/s, con posibilidad de ser incrementada cuando se presente la necesidad.

Se considera que la potabilizadora es una planta moderna, cuenta con todos los elementos: aeración, floculación, sedimentación, filtración y desinfección.

El nivel máximo del agua en el cárcamo de la salida corresponde a la elevación 257.80 m.s.n.m., y el eje del tubo

de salida a la elevación 253.97 m.s.n.m. Es indudable que la existencia de esta planta garantiza que la población no este sujeta a epidemias por la mala calidad del agua, así su desarrollo será con un mayor ritmo de crecimiento para beneficio de todo el país.

II.2 Conducción, regularización y red de distribución.

Conducción.

Anteriormente se mencionó la necesidad de que existan varias líneas de conducción en un sistema hidráulico. De la planta potabilizadora parte una conducción por la orilla oriente de la carretera a Nueva Alemania y luego, al entrar a la ciudad, por el carril oriente de la 8a. Av. Norte, hasta llegar a la intercepción con la calle 49a. Poniente.

En un recorrido de 1900 m según los planos proporcionados por autoridades de la ciudad, tiene un diámetro de 76 cm (30") y en un tramo de 1500 m aproximadamente es de 24" de diámetro siendo de asbesto-cemento (A.C.) ambos tramos.

La línea conecta con los dos tanques de almacenamiento existentes mediante un tramo de tubería de A-C con 61 cm (24") de diámetro en una longitud de 130 m.

Regularización.

Se define como el conjunto de obras, instalaciones y equipos cuya finalidad es ajustar la oferta con la demanda de agua.

Hagamos algunas observaciones: se tienen varios tipos de uso, doméstico, comercial e industrial. Cada uno de ellos tiene variaciones de acuerdo al tiempo, es decir, podemos controlar hasta cierto punto lo que entra al sistema pero no lo que se pide; por ello es necesario construir tanques que regulen los caudales disponibles para surtir la demanda. Las variaciones de la demanda con respecto al tiempo son diarias dependiendo de la época del año, sin embargo también durante el día existen variaciones que deben ser absorbidas por los

tanques. Dentro del diseño de un sistema hidráulico urbano no se consideran los tinacos que comunmente se tienen en las casas ni los pequeños almacenamientos que construyen las industrias, por ende éstos funcionan como reguladores auxiliares y contribuyen al mejor funcionamiento del mismo.

En capítulos posteriores se hará un estudio con mayor grado de detalle respecto a la función, ubicación, dimensionamiento y funcionamiento de un tanque de regularización, por el momento me limitare a mencionar la infraestructura que actualmente posee el sistema. Tapachula cuenta con dos tanques reguladores con capacidades de 500 y 800 m³ ubicados en medio de asentamientos irregulares al norte de la ciudad, en total son 1300 m³ que no alcanzan a cubrir toda la capacidad necesaria y por las malas condiciones en que se encuentran, frecuentemente el agua se entrega a la población sin previa regularización y con presiones superiores a las que se especifican en varias Normas. En primera instancia se requiere aumentar la capacidad de regulación, no sin antes hacer un análisis adecuado.

Red de distribución.

Los principales objetivos de la red de distribución son:

- Suministrar el agua a los usuarios en *CANTIDAD* suficiente.
- Además con la *CARGA HIDRAULICA* suficiente.

Se pueden tener redes de distribución abiertas o cerradas dependiendo de la forma de los circuitos. Dentro de la red de distribución se localizan tuberías principales o troncales, tuberías secundarias o de relleno, conexiones domiciliarias, válvulas de seccionamiento y cruceros; todas estas partes constitutivas del subsistema red, son objeto de un estudio específico quedando fuera del alcance para la presente tesis.

A partir de los actuales tanques salen dos tuberías para alimentar las líneas primarias y secundarias, con diámetros que van desde 51 cm (20") hasta 7.5 cm (3") formando los

diferentes circuitos abiertos y cerrados que integran la red de distribución, en un área de 1350 ha.

Actualmente se tienen 800 ha que carecen de red de distribución, siendo en total 21 colonias en la periferia de la ciudad.

La carga proporcionada a la red está dada únicamente por los tanques existentes que guardan diferencias de elevación respecto a las partes más bajas de la ciudad, hasta de 95 m. lo que ocasiona esfuerzos muy altos en la tubería y molestias a la población en general.

II.3 Exceso de carga y déficit de agua.

El sistema de agua potable es operado por el Comité de Agua Potable y Alcantarillado de Tapachula, Chis. (COAPATAP), organismo que cuenta con una plantilla de 120 elementos entre directivos, personal administrativo, técnicos, bomberos, fontaneros, choferes, bodegueros, veladores, etc.

Se considera que los problemas del sistema pueden ser absorbidos por el organismo operador, creciendo y capacitando a su personal en forma proporcional al desarrollo que demande la sociedad.

Uno de los principales problemas es el exceso de carga con que reciben el agua los usuarios. Cargas de 95 m son perjudiciales para tuberías de clase A-5 e incluso A-7; veamos que dicen algunas especificaciones al respecto.

La Comisión Nacional del Agua (CNA) creada mediante el decreto del 13 de Enero de 1989, adoptó las Normas de la antigua SRH para elaborar proyectos ejecutivos de obras de aprovisionamiento de agua potable y alcantarillado en zonas urbanas. En éstas se expresa lo siguiente:

...La presión mínima permisible será de 1.5 kg/cm² en casos muy críticos y de 5 kg/cm² como máximo normal; sólo en casos excepcionales y bajo estricto control se permitirá una

presión mayor a 5 kg/cm², en cuyo caso deberá solucionarse de tal forma que la presión no rebase el límite establecido de 5 kg/cm² auxiliándose de estructuras o equipos que logren el equilibrio de la presión a la máxima prevista y fijada."

Recuérdese que 1 kg/cm² es igual a 10 m.c.a.

Por lo tanto en Tapachula se tienen cargas excesivas y debe encontrarse una solución inmediata, ya que genera problemas en las tuberías, aumento de posibilidades de fugas y molestias a la población. Este problema se presenta en varias ciudades de la República Mexicana y requiere especial atención por parte de las autoridades respectivas.

Otro problema importante es el déficit del servicio de agua potable, se tienen 21 colonias que carecen de red de distribución y, aunque la fuente pudiera proporcionar el agua de calidad y cantidad adecuada para el 100 % de la población, no llegaría a dichas colonias.

En el 11o. Congreso Nacional de Hidráulica celebrado en Zacatecas, Zac. del 2 al 5 de Octubre de 1990, quedó de manifiesto el problema de macro y micromedición. "En una encuesta llevada a cabo en 450 organismos operadores, se obtuvo que en menos del 30 % se realizan lecturas en forma sistemática..." (Tomado de la ponencia Medición de Caudales en los sistemas de Abastecimiento de agua potable).

En forma resumida Tapachula adolece de los siguientes problemas:

- No existe la suficiente capacidad de regulación.
- Las tuberías de la parte baja de Tapachula están sometidas a fuertes cargas porque la presión sólo se rompe en los tanques a la entrada de la red.
- 21 colonias periféricas carecen de red de distribución.
- Es necesario implantar un sistema de macromedición para conocer las pérdidas en líneas de conducción; también es necesaria la micromedición para calibrar el comportamiento de la red y mejorarlo a fin de hacer el cobro adecuado mejorando las finanzas de COAPATAP.

**III PLANTEAMIENTO DE SOLUCION Y
DETERMINACION DE PARAMETROS
DE DISEÑO.**

III. PLANTEAMIENTO DE SOLUCION Y DETERMINACION DE PARAMETROS DE DISEÑO

III.1 Planteamiento de solución.

Tomando en cuenta que un tanque tiene como funciones almacenar, regularizar y homogeneizar presiones, se plantea construir varios tanques que en conjunto cubran las deficiencias actuales del sistema. Analizando la mancha urbana, la configuración topográfica y por tanto los desniveles que se traducen en carga estática sobre las tuberías, se propone dividir a la ciudad en cuatro zonas de distribución:

- Zona alta o norte.
- Zona media oriente.
- Zona media poniente.
- Zona baja o sur.

y cada una será abastecida por tanques ubicados en las elevaciones apropiadas.

En la Fig. 3 se puede apreciar el planteamiento en forma esquemática, la delimitación de cada zona se basa en conservar una carga que no sobrepase los 50 m.c.a. (es decir 5 kg/cm²) para estar dentro de las especificaciones que la CNA establece.

Otras alternativas podrían ser adaptar cajas rompedoras de presión, válvulas reguladoras de presión o algún otro dispositivo para lograr cargas adecuadas, sin embargo resultarían muy costosas y no resolverían el problema en su totalidad ya que se olvidaría la regularización, que es uno de los objetivos más importantes. Así pues, la construcción de tanques es una solución integral que cumple con los requerimientos de Tapachula, Chis.

Los tanques estarán conectados mediante líneas de conducción y todo el funcionamiento será por gravedad aprovechando la topografía del terreno.

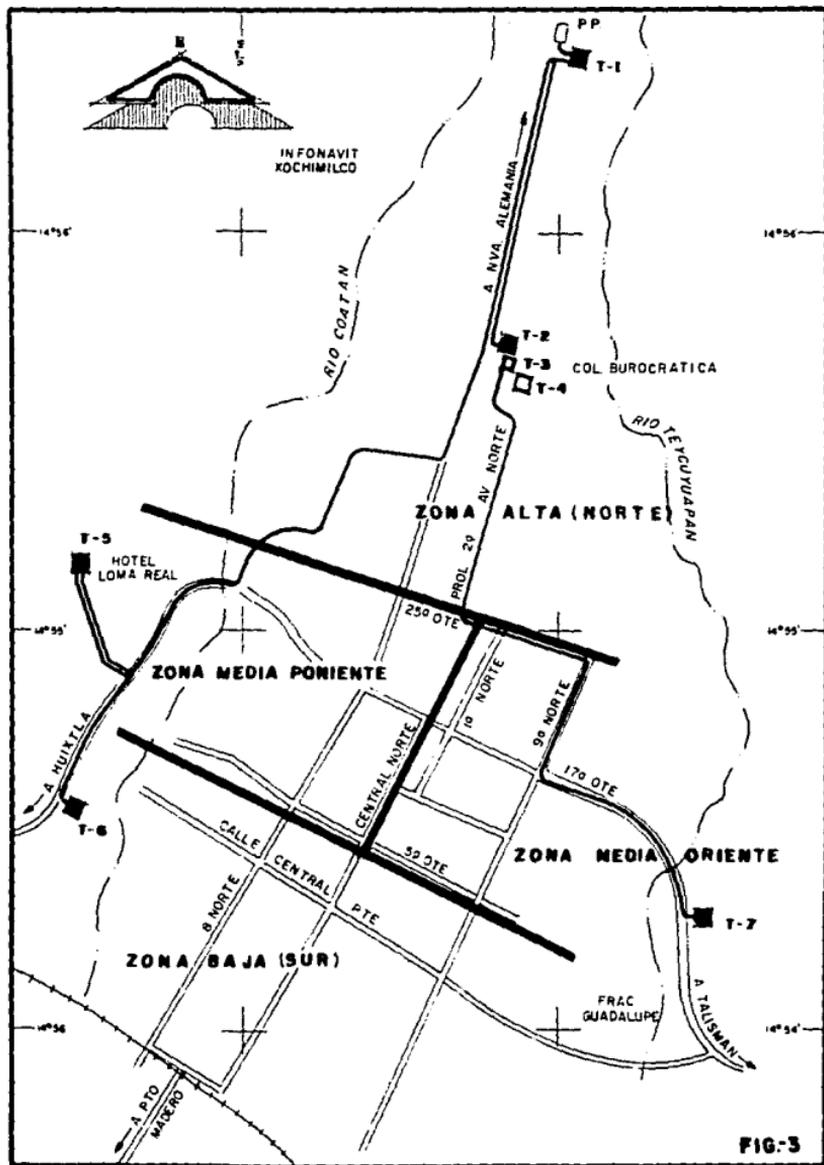


FIG-3

Una vez que se decidió la construcción de tanques hay que elegir que tipo es el más adecuado, sea superficial, elevado o hidroneumático; además debe considerarse el material que mejor se comporte en el lugar, sean de mampostería, concreto, acero u otros materiales que actualmente están en proceso de investigación.

Para aprovechar la topografía se plantea que los tanques sean superficiales, ya que los elevados tienen como función principal dar carga, misma que es necesario reducir, y los hidroneumáticos sirven para regular presiones, pero no regularizan los gastos. Sin embargo, deben ubicarse en zonas altas para evitar el bombeo que incrementaría los costos.

Tomando en cuenta que Tapachula está en plena costa, el acero requiere protecciones anticorrosivas, y es generalmente antieconómico para tanques de gran capacidad, siendo más bien recomendable para tanques elevados. Así, las opciones se reducen a mampostería o concreto. Por otro lado, la mampostería ha sido desplazada por el concreto debido a la facilidad con que se fabrica y coloca este último, aunado a su resistencia a la compresión y a los efectos de la intemperie. Es cierto que se han tenido grandes avances con relación a diferentes materiales como la fibra de vidrio, plásticos, etc., pero debido a que en la construcción de obras civiles se ven sometidos a la acción de agentes atmosféricos, su uso no se ha generalizado actualmente, al menos en nuestro país. Por todo esto, la decisión favoreció a la solución a base de concreto armado.

De acuerdo con especificaciones de la CMA, cuando se proyecta un tanque o cisterna: "...deberá dotarse de un conjunto lateral que evite interrupciones en el servicio cuando se realicen labores de limpieza y mantenimiento." La solución es muy sencilla y barata, conectando la entrada y la salida con una tubería y sus válvulas correspondientes para que la población sea abastecida mientras se hace la operación de limpieza. Desde luego que estas consideraciones de operación son extraordinarias, pudiendo tener exceso de carga

en la red. Al dispositivo se le conoce en el ámbito técnico como "By Pass" (anglicismo que significa libramiento o desviación), y se proyectará colocar uno en cada uno de los tanques del sistema.

III.2 Población y dotación.

Nos interesa el crecimiento poblacional y para estimarlo, se utilizarán métodos aceptados por los especialistas en estadística demográfica.

Todos los métodos se basan en el comportamiento de la población a lo largo del tiempo, proyectando en forma lineal, logarítmica o con el mismo ritmo de crecimiento, a la población. Así pues, los datos estadísticos que el Instituto Nacional de Estadística Geografía e Informática (INEGI) tiene en sus archivos aparecen en la tabla 1. Todas las tablas aparecen al final de este capítulo.

De acuerdo con especificaciones para proyectos de agua potable, se sugieren horizontes de 15 años, por tanto se proyectará para el año 2005.

Revisando las tasas de crecimiento de la localidad en la tabla 1, tenemos que a excepción de la década 1940-50, las más altas se presentan en 1970-80 y 1980-87; por tal motivo se harán dos análisis para seleccionar la que se considere más real y que represente el comportamiento de la sociedad en Tapachula.

Considerando la década 1970-80.

a) Método de progresión aritmética:

$$Pf = P2 + Ka(T - T2)$$

$$Ka = (P2 - P1) / (T2 - T1)$$

Aplicando los valores de la tabla 1:

$$Ka = (87936 - 59365) / (1980 - 1970)$$

$$Ka = 2857.1$$

$$Pf = 87936 + 2857.1(T - 1980)$$

Con la expresión anterior y para el año de proyecto 2005, se tiene una población de 159364 hab. (muy baja con respecto a la actual, estimada en 150000 hab.).

b) Método de progresión geométrica:

$$\ln Pf = \ln P2 + Kg(T - T1)$$

$$Kg = (\ln P2 - \ln P1) / (T2 - T1)$$

De acuerdo con los datos de la tabla 1:

$$Kg = (\ln 87936 - \ln 59365) / (1980 - 1970)$$

$$Kg = 0.0393$$

$$\ln Pf = \ln 87936 + 0.0393(T - 1980)$$

Se tienen 234896 hab. para el año 2005.

c) Método de interés compuesto:

$$Pf = P2(1+i)^n$$

$$i = (P2/P1) - 1$$

$$i = (87936/59365) - 1 = 0.040$$

$$Pf = 87936(1.040)^n$$

Para el año 2005 se encuentran 234422 hab.

Ahora veamos que pasa utilizando los datos de los años de 1980-87 (a la fecha de la elaboración de este estudio no se cuenta con los datos de la población según el censo de 1990, aunque se estima que es del orden de 150000 hab.).

a) Método de progresión aritmética:

$$Ka = (131274 - 87936) / (1987 - 1980)$$

$$Ka = 6191.14$$

$$Pf = 131274 + 6191.14(T - 1987)$$

En el año 2005 tendríamos 242714 hab.

b) Método de progresión geométrica:

$$Kg = (\ln 131274 - \ln 87936) / (1987 - 1980)$$

$$Kg = 0.0572$$

$$\ln Pf = \ln 131274 + 0.0572(T - 1987)$$

Así, en el año 2005 serían 367822 hab.

c) Método de interés compuesto:

$$i = 7 (131274/87936) - 1$$

$i = 0.0589$; se tomará una tasa de 5.8 % anual.

$$Pf = 131274(1.058)^n$$

En el año 2005 Tapachula tendría 362177 hab.

Después de haber hecho un análisis cuantitativo se nos presenta una gama de poblaciones para elegir, un aspecto importante es que no necesariamente la mayor debe elegirse y todos los análisis tienen bases sólidas. Se tomará para el

horizonte de proyecto una población de 360000 habitantes de acuerdo con el criterio que nos marcaron los dos análisis anteriores.

El consumo de agua se divide en varios usos: doméstico, industrial y comercial. Para tener un parámetro cuantitativo que nos ayude a considerar cada uno de los usos y determinar cuánta agua reclama la población proyectada, se define la dotación. Esta es, en pocas palabras, la cantidad de litros de agua por habitante y por día que una persona requiere, prorrateando la necesaria para los tres usos antes mencionados.

El consumo depende de muchos factores, tales como la población, el clima, las actividades económicas, estándares de vida, costo del agua, hábitos, disponibilidad del abastecimiento, presión del abastecimiento, calidad del agua, cobertura del sistema de alcantarillado y administración del sistema.

Cabe diferenciar la dotación del consumo. La primera es la cantidad que a cada individuo se le asignará en un día medio anual, y el consumo es la cantidad que efectivamente utiliza la población; de tal manera que la dotación es mayor igual que el consumo.

Al respecto se han hecho varios estudios tendientes a cuantificar en forma más exacta la cantidad de agua que debe asignarse a una población, por ejemplo el Manual sobre pequeños sistemas de agua (ver bibliografía), señala para casas habitación 50 galones por habitante y por día, equivalente a 200 litros por habitante y por día; además señala que para otras necesidades se consideren 10 galones por día, lo que en total representa 240 l/hab·día.

Algunos autores han llegado a establecer fórmulas para calcular la dotación en función de la población, otros dan valores mínimos, medios y máximos; lo que me parece más exacto

es considerar para cada individuo su posible consumo y desglosarlo para tener mejores bases en su determinación. Las Normas señalan una dotación de acuerdo con el clima (cálido, templado o frío) y al total de habitantes; para Tapachula con su población de proyecto de 360000 hab. se propondría una dotación de hasta 300 o 350 l./hab#día.

Desglosémoslo en cada uno de sus usos para analizarlo:

Uso	l./hab#día.	Porcentaje (%)
Bebida y cocina	30	12
Lavado de ropa	15	6
Descarga de excusados (4)	25	10
Baño de regadera (10 min.)	100	40
Servicios públicos	40	16
Desperdicios y fugas	40	16
S U M A :	250	100

Los porcentajes corresponden a lo expresado por varios especialistas, además de acuerdo con el antiguo Banco Nacional Hipotecario Urbano y de Obras Públicas, S.A.(hoy BANOBRAS), para Tapachula se tiene una dotación mínima de 200, media de 250 y máxima de 300. Finalmente se elige la dotación de 250 l./hab#día por considerar que se adapta mejor a las costumbres de la población aunado a los dispositivos de ahorro que se están promoviendo dentro de la República Mexicana (excusados con 6 litros por descarga y regaderas de 10 litros por minuto).

III.3 Gastos y capacidad de tanques.

Una vez obtenidas la población y dotación de proyecto, podemos evaluar cuanta agua se requiere y disponernos a diseñar las obras que sean necesarias. El gasto que debe proporcionarse durante las 24 horas en un día promedio anual, se le conoce como gasto medio y se calcula:

$$Q_m(l/s) = (P \cdot D \cdot t) / 86400$$

Sin embargo no todas las partes integrantes de un sistema hidráulico urbano se calculan con el gasto medio, el hecho se basa en las variaciones diarias y horarias que tiene el consumo. Hablemos entonces de los coeficientes de variación

diaria y horaria, se desprenden de las Figuras 4 y 5, en donde gráficamente se observan las variaciones en porcentajes del consumo de agua según el citado Banco Hipotecario. Los porcentajes están referidos al gasto medio (Q_m).

Como puede observarse existen lapsos de tiempo en que se tiene un excedente de agua y otros en que hay una demanda superior a la oferta, el objetivo principal de la regularización como integrante del sistema, es hacer que: $Vol.1 - Vol.2 = 0$; para ello se hace necesario que se almacene agua cuando no se demanda el 100 %, ocupándola cuando el consumo así lo requiera. De la Figura 4 podemos apreciar que la máxima demanda se presenta en el mes de julio con un 120 % del Q_m , aunque el registro es mensual puede considerarse diario en el mes de julio, por tanto el coeficiente de variación diaria (Cvd.) es de 1.20.

Fair-Geyer-Okun definen al Cvd como "la variación que hay entre los días de mayor consumo y el día de consumo medio". En Estados Unidos se le asignan valores entre 1.2 a 2.0, en cambio en México se especifica su valor entre 1.2 y 1.5, por lo tanto se usará: $Cvd = 1.2$

Así pues el gasto máximo diario (Q_{md}) queda definido como:

$$Q_{md} = 1.2 Q_m.$$

Del mismo modo se analizan las variaciones horarias, obteniendo de la Figura 5 un valor para el coeficiente de variación horaria (Cvh) de: $Cvh = 1.5$.

Regresando al proyecto de Tapachula, calcularemos los diferentes gastos:

$$Q_m = (360000 \div 250) \div 86400$$

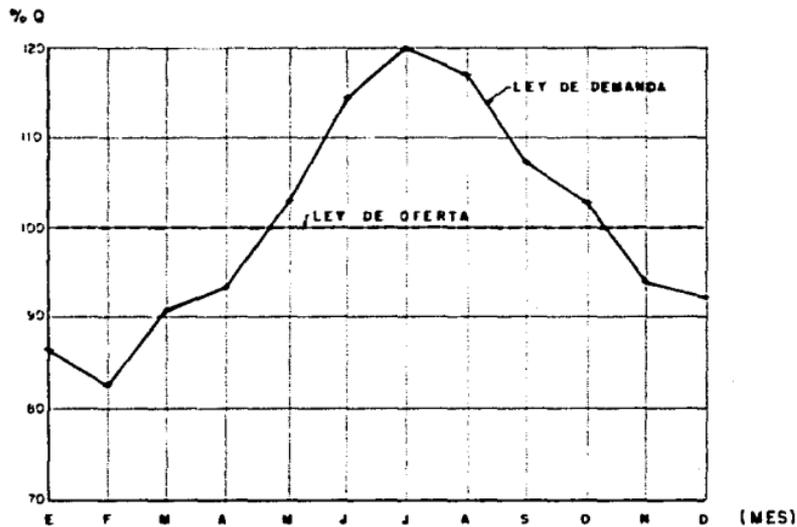
$$Q_m = 1042 \text{ l/s}$$

$$Q_{md} = 1.2 \times 1042$$

$$Q_{md} = 1250 \text{ l/s}$$

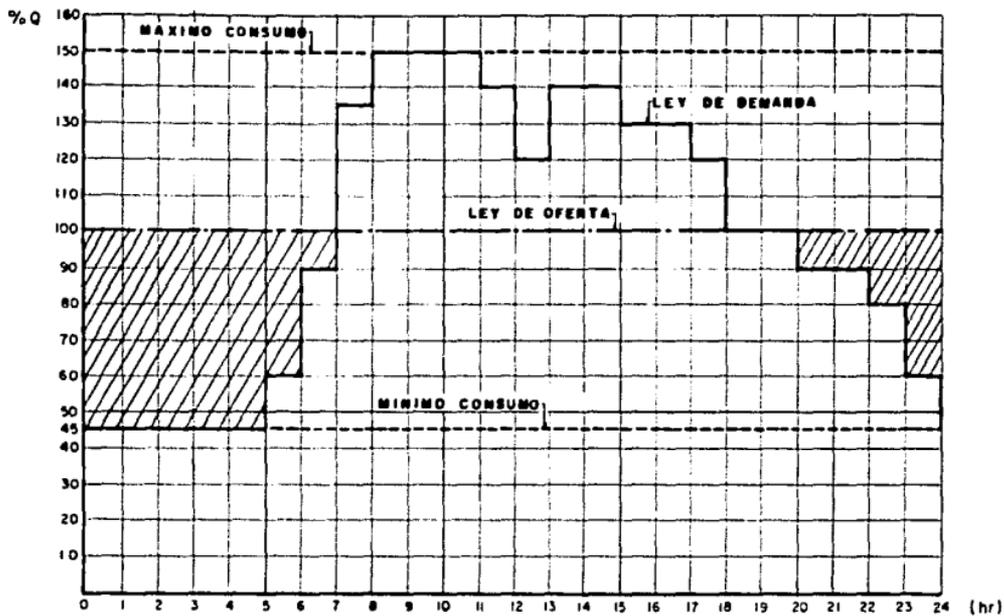
$$Q_{mh} = 1.5 \times 1250$$

$$Q_{mh} = 1875 \text{ l/s}$$



VARIACIONES MENSUALES DE LA DEMANDA DE AGUA POTABLE DE UNA POBLACION

Fuente Banco Nacional Hipotecario (BANOBRAS) Ingeniería Santoría E Murguía Vaca



□ VOL. 1
 ▨ VOL. 2

VARIACION HORARIA DEL CONSUMO DE AGUA POTABLE DE UNA POBLACION

Fuente Banco Nacional Hipotecario (BANOBRAS) Ingeniería Sanitaria E Murguía Vaca

FIG.-5

Como la fuente es capaz de aportar el gasto necesario, se procederá a calcular el gasto para cada zona en que se ha dividido Tapachula. Para ello se tomará en cuenta el área de cada zona por la densidad de población proyectada. En la tabla 2 aparecen cada uno de estos gastos y como se obtuvieron.

Se procedió a calcular la capacidad de regulación requerida por cada zona y darle solución con un determinado número de tanques. Para determinar la capacidad de regularización que debe tener un tanque pueden utilizarse métodos analíticos o gráficos, el primero se basa en la ley de las masas que considera gastos de entrada y de salida, para el segundo se representan las leyes de entrada y salida en un sistema coordinado tiempo-volumen y se hace que la ley de alimentación sea tangente a la demanda en sus puntos más sobresalientes.

Para el caso de Tapachula se calculó el número de tanques y su capacidad con el método analítico. Como el análisis es por zonas de la ciudad, se determinó dicho volumen en función de porcentajes para hacerlo de la forma más general posible; tomando en cuenta que el abastecimiento será durante las 24 horas del día y con ayuda de la Figura 5, se tabulan dichos valores haciendo la diferencia entre salidas y entradas, se acumulan y se obtienen dos valores máximos (uno positivo y uno negativo), se suman en valor absoluto y este es el número por el que debemos multiplicar el Qmd de cada zona para obtener el volumen de regulación (ver tabla 3).

En la tabla 4 presentada al final de este capítulo, aparece la solución en cuanto al número de tanques y su capacidad; cabe hacer notar que los tanques propuestos son tanques tipo que están por encima de la capacidad requerida, sin embargo debemos tener en cuenta un volumen de emergencia y un volumen contra incendio que representan aproximadamente un 25 %.

En la República Mexicana por lo general no se destina un volumen de agua especialmente para combatir incendios, en su

lugar se emplea toda el agua disponible con carácter de emergencia cuando se produce un percance, dejando a un lado los otros usos.

Una vez que tenemos la capacidad y el número de tanques para cada zona, se deben ubicar.

III.4 Justificación de la ubicación de tanques.

La ubicación de cada uno de los tanques se fundamenta en varios aspectos: técnicos, topográficos, económicos, sociales y políticos.

Dentro del diseño de una conducción por gravedad, como las que se diseñarán en el presente estudio, el diámetro de la tubería es función de una serie de variables entre las cuales se encuentra el desnivel topográfico, por tanto es función de la ubicación de los tanques. En ocasiones se propone un diámetro y se ubican los tanques para lograr un funcionamiento adecuado, en ésta ocasión se hará a la inversa debido a que los tanques estarán en plena zona urbana y no hay mucha área por elegir para su construcción.

Para que se pueda ubicar la localización de los tanques, se presenta la Figura 8.

La ciudad se dividió en cuatro zonas de tal manera que la diferencia de niveles no excediera a 50 m, por tanto la zona alta está entre las cotas 200 y 170, la media oriente y media poniente entre las elevaciones 170 y 150, y la zona baja o sur entre la 150 y 100; con estas premisas los tanques deben ubicarse a la entrada de la zona (de norte a sur) y en puntos altos, al respecto contribuyó positivamente la topografía existente.

Veamos en primera instancia el T-1, la planta potabilizadora está localizada a la elev. 253.97, por tanto se puede ubicar al tanque entre las cotas 203.97 o la 220.00 ya que la zona alta esta en la 170.00.

Además, como la línea existente entre la potabilizadora y los tanques existentes se ubica por la lateral de la carretera que va a Nueva Alemania, el tanque se localizó a la elev. 220.00 en un lugar que ocasiona menos volumen de excavación, en el km 1-882 (tomando a la potabilizadora en el km 0-000). En dicho lugar no existen asentamientos humanos y por tanto los aspectos sociopolíticos no influyeron en tomar la decisión.

El tanque T-2 tiene restringida su ubicación por varios aspectos: debe quedar cerca de los tanques existentes ya que en conjunto abastecerán la zona media oriente, en las inmediaciones de los tanques existentes se ubican asentamientos irregulares que hacen más difícil el problema, el único lugar adecuado es la esquina entre la 49a. poniente y la 5a. norte en la cota 196.30 que es una elev. adecuada.

Los tanques 3 y 4 son existentes y junto a éstos se ubicará al tanque 2.

El tanque T-5 tuvo el problema de que no existe ningún lugar dentro del área urbana para ubicarlo, hubo necesidad de buscar un punto a la cota adecuada con excavación mínima y que pudiera adquirirse el predio; aprovechando una carretera construida para comunicar al fraccionamiento Vista Hermosa y el hotel Loma Real, se planeó localizar a la elev. 196.8, en una colina donde no existen asentamientos humanos y sin problemas políticos.

Los tanques T-6 y T-7 no presentaron problema alguno para su localización. El primero se ubicó en la elev. 187.8, al norte del fraccionamiento Framboyares, en un lugar que no ha sido poblado aún. El T-7 se ubicó en la cota 159.8, entre los fraccionamientos Monroy y Boulevard del Bosque, en esta zona no existen asentamientos humanos. En todos los casos, buscando optimizar la economía, se ubicaron con precisión para lograr una mínima excavación.

El trazo de las líneas de conducción y la ubicación de los tanques se estudiaron paralelamente. Las conducciones se trazaron buscando aprovechar el derecho de vía de carreteras, líneas de transmisión eléctrica, etc.; así mismo, dentro de la zona urbana, llevándolas por avenidas principales en que el ancho de calle no resultase problemático. En la Figura 7 se puede visualizar en forma global la solución óptima para el problema que hemos planteado, lo existente y lo que debemos diseñar.

Tabla 1.

Año	HABITANTES		CRECIMIENTO (%)		Hab/Viv
	Cabecera	Municipio	Cabecera	Municipio	
1930	11023	36742	3.26	1.59	-
1940	15187	43032	7.04	3.34	-
1950	20990	59760	3.32	3.59	-
1960	41576	85064	3.63	2.42	-
1970	59365	108056	4.01	2.92	5.36
1980	87936	144157	5.89	-	5.30
1987	131274	-	-	-	-
1990	-	222282	-	4.43	-

Los datos de 1987 fueron tomados de la monografía de Chiapas.

Tabla 2.

ZONA	AREA	POBLACION	Qm	Qmd	Qmh
	(Ha)	(Hab)	(l/s)	(l/s)	(l/s)
Alta o norte	630	72000	208	250	375
Media oriente	536	61200	177	212	318
Media poniente	346	39600	115	138	207
Baja o sur	1638	187200	542	650	975
T O T A L	3150	360000	1042	1250	1875

Densidad =114.3 hab/ha

Dotación =250 l/hab*día

Tabla 3.

HORA	ENTRADA C%	DEMANDA C%	DIFFERENCIA C%	DIFFERENCIA ACUMULADA C%
0-1	100	45	55	55
1-2	100	45	55	110
2-3	100	45	55	165
3-4	100	45	55	220
4-5	100	45	55	275
5-6	100	60	40	315
6-7	100	90	10	325*
7-8	100	135	-35	290
8-9	100	150	-50	240
9-10	100	150	-50	190
10-11	100	150	-50	140
11-12	100	140	-40	100
12-13	100	120	-20	80
13-14	100	140	-40	40
14-15	100	140	-40	0
15-16	100	130	-30	-30
16-17	100	130	-30	-60
17-18	100	120	-20	-80
18-19	100	100	0	-80*
19-20	100	100	0	-80
20-21	100	90	10	-70
21-22	100	90	10	-60
22-23	100	80	20	-40
23-24	100	60	40	0

La capacidad será:

$$C. T. = ((325) + (-80)) / 100 * Q_{nd}$$

$$C. T. = 4.05 Q_{nd} = 3600 / 1000$$

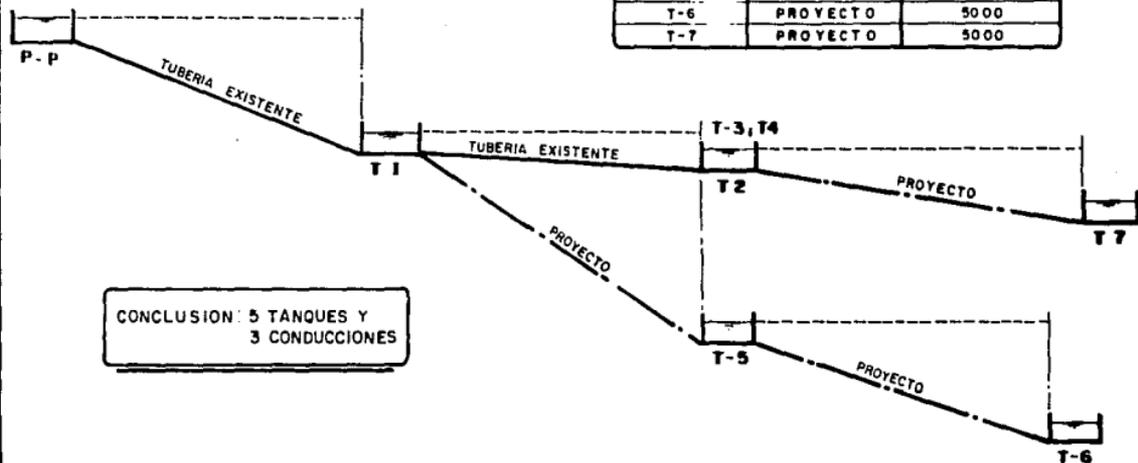
$$C. T. = 14.58 Q_{nd}; \text{ con el } Q_{nd} (1/s) \text{ y } C. T. (m3)$$

Tabla 4.

ZONA	Q _{md} (l/s)	CAPACIDAD DE REGULACION (M3)	SOLUCION
Alta o norte	250	3645	Un tanque de 5000 m3 (T-1).
Media oriente	212	3091	Tanques exis-- tentes de 500- y 800 m3 más - un tanque de - 2500 m3 (T-2).
Media poniente	138	2012	Un tanque de- 2500 m3 (T-3).
Baja o sur	650	9477	Dos tanques de 5000 m3 (T-6 y T-7).
T O T A L	1250	18225	



CONCEPTO	CONDICION	CAPACIDAD (m ³)
T-1	PROYECTO	5000
T-2	PROYECTO	2500
T-3	EXISTENTE	800
T-4	EXISTENTE	500
T-5	PROYECTO	2500
T-6	PROYECTO	5000
T-7	PROYECTO	5000



CONCLUSION: 5 TANQUES Y
3 CONDUCCIONES

SISTEMA DE TANQUES PARA TAPACHULA, CHIS.

FIG.-7

IV DISEÑO HIDRAULICO DEL SISTEMA.

IV. DISEÑO HIDRAULICO DEL SISTEMA.

IV.1 Criterio de diseño.

Una vez que se conocen las líneas de conducción que se requieren y su capacidad de proyecto, se debe revisar si las actuales pueden aprovecharse, así como las características hidráulicas de las nuevas líneas. Tomemos en cuenta que el sistema en su totalidad trabajará por gravedad, es decir aprovechando la energía potencial que posee el agua cuando existe un desnivel de un punto con respecto a otro ($E_p = mgh$).

Consideremos el ejemplo de la Figura 8 que ilustra nuestro problema real, aplicando la ecuación de Bernoulli entre los puntos 1 y 2 tenemos:

$$Z_1 + V_1^2/2g + P_1/\gamma = Z_2 + P_2/\gamma + W_2^2/2g + h_f + h_l$$

en donde:

V: velocidad (m/s).

Z: posición respecto al eje de referencia (m).

h_f : pérdidas por fricción.

h_l : pérdidas locales.

γ : peso volumétrico del agua ($\gamma = 1000 \text{ kg/m}^3$).

Como la velocidad en el punto 1 es muy pequeña, puede suponerse el valor $V_1^2/2g = 0$; considerando que en 1 y 2 el agua se encuentra a presión atmosférica, $P_1/\gamma = P_2/\gamma = 0$. Por último, llamando H a la suma de la carga de velocidad y las pérdidas de carga, la expresión se reduce a:

$$Z_1 = Z_2 + H$$

Ahora bien, si la carga de velocidad y las pérdidas menores son muy pequeñas, en comparación con los demás términos, las podemos despreciar, y entonces:

$$H = h_f$$

Si consideramos que el tubo trabajará lleno y aplicando la fórmula de Manning:

$$V = 1/n * R^{(2/3)} * S^{(1/2)}$$

en donde:

R: radio hidráulico (m).

S: pendiente hidráulica.

n: coeficiente de rugosidad de Manning ($s/m^{(1/3)}$)

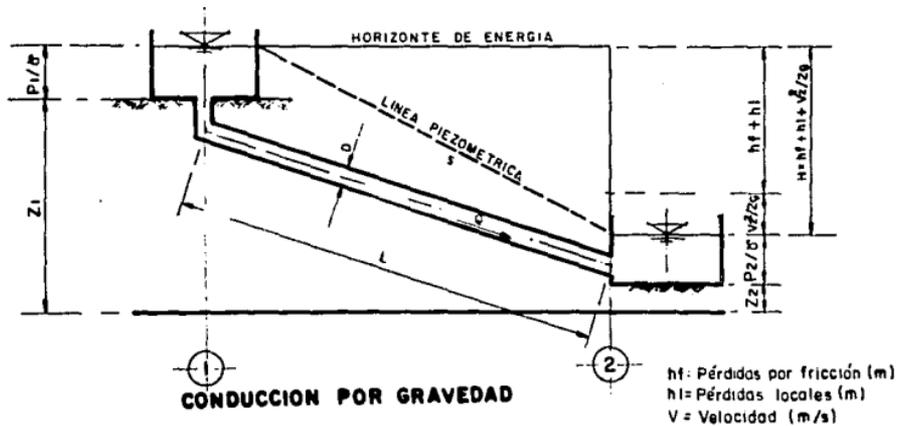


FIG.- 8

Si se considera la longitud (L) de la línea de conducción, se puede simplificar:

$$S = hf/L$$

$$V = 1/n \cdot R^{2/3} \cdot (hf/L)^{-1/2}$$

Aplicando la ecuación de continuidad:

$$Q = A \cdot V$$

$$Q = (1/n) \cdot A \cdot R^{2/3} \cdot (hf/L)^{-1/2} \text{-----(1)}$$

Siendo:

Q: gasto o caudal (m³/s).

A: Área hidráulica (m²).

Para un funcionamiento de tubo lleno se tiene:

$$A = \pi \cdot D^2 / 4 \text{-----(2)}$$

$$R = A/P = D/4 \text{-----(3)}$$

en donde D es el diámetro del tubo en metros.

Sustituyendo las ecuaciones 2 y 3 en 1:

$$Q = (1/n) \cdot (\pi \cdot D^2 / 4) \cdot (D/4)^{2/3} \cdot (hf/L)^{-1/2}$$

Analizando nuestro problema, conocemos el gasto que deben conducir las líneas, la longitud y desconocemos hf y D. Dejemos a las pérdidas por fricción en función del diámetro, para ello elevemos al cuadrado:

$$Q^2 = (1/n)^2 \cdot (\pi \cdot D^2 / 4)^2 \cdot (D/4)^{4/3} \cdot hf/L$$

Despejando a hf:

$$hf = Q^2 \cdot L \cdot (n^2 \cdot 4^2 \cdot 4^{4/3}) / (\pi^2 \cdot D^4 \cdot D^{4/3})$$

Realizando operaciones:

$$hf = Q^2 \cdot L \cdot (10.293 \cdot n^2 / D^{16/3}) \text{-----(4)}$$

Si se hace:

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

Se tiene finalmente:

$$hf = K \cdot Q^2 \cdot L \text{-----(4')}$$

Las anteriores son ecuaciones generales para definir diámetros de tuberías o capacidad de líneas existentes, las especificaciones de la CMA presentan esta expresión y se marca como criterio de diseño, por tanto la ocuparé en las revisiones y diseños de la presente tesis.

Se tendrán dos casos, el primero cuando se revise la capacidad de una línea actual en donde:

$$Q = (hf / (K \cdot L))^{1/2} \quad \text{-----(5)}$$

y el segundo cuando se diseña:

$$D = [hf / (10.293 \cdot n \cdot 2 \cdot Q^2 \cdot L)]^{1/3} \quad \text{---(6)}$$

Según los fabricantes de tubería y coincidiendo con lo expresado por la CMA para tubos de asbesto-cemento (A-C), se consideró al coeficiente de rugosidad de Manning como $n=0.010$.

Las pérdidas locales se valoraron de acuerdo a recomendaciones de los fabricantes, para el caso de válvulas de flotador y seccionamiento se utilizaron gráficas que relacionan el caudal en l.p.s., el diámetro de la válvula y la pérdida de carga; dichas recomendaciones son cortesía de Válvulas Ross de México S. A. de C. V.

Las pérdidas debidas a codos, tees y reducciones se valoraron de acuerdo con el Manual para selección de tubos de A-C para líneas de conducción de agua a presión, editado por Grupo Asbestos de México. Se basa en determinar una longitud equivalente en tramo recto en metros (L_e), dependiendo del tipo y diámetro de la pieza, la pérdida se calcula como:

$$h_l = K \cdot Q^2 \cdot L_e$$

Una vez planteado el criterio de diseño, se procederá a revisar y dimensionar las líneas de conducción.

IV.2 Líneas de conducción.

Conducción entre planta potabilizadora y tanque 1.

En este tramo debe conducirse el total de caudal de Tapachula, siendo el $Q_{md}=1250$ l/s. La potabilizadora tiene un nivel de plantilla de 253.97, el tanque 1 tiene un nivel de plantilla de 220.00 y un tirante máximo de 3.00 m, ver Figura 9.

Existe una línea de 30" de diámetro, clase A-5 de A-C que pudiera aprovecharse, se revisó si tiene suficiente capacidad. En una primera aproximación, podríamos considerar que las pérdidas locales y la carga de velocidad son

despreciables, tomando en cuenta unicamente las pérdidas por fricción:

$$hf=253.97-229.00$$

$$hf=30.97 \text{ m}$$

$$L=1882 \text{ m}$$

$$K=(10.293 \times 0.01^{-2}) / (30 \times 0.0254)^{-5} \cdot (16/3)$$

$$K=4.386E-03$$

Sustituyendo valores en la ecuación 5:

$$Q=(30.97 / (4.386E-03 \times 1882))^{1/2}$$

$$Q=1.94 \text{ m}^3/\text{s}$$

Siendo mayor a los $1.25 \text{ m}^3/\text{s}$ requeridos, sin embargo debemos considerar las pérdidas locales y la carga de velocidad. La velocidad resulta de:

$$V=4.25 \text{ m/s}; \quad (\text{para } Q=1.94 \text{ l/s})$$

y la carga de velocidad:

$$V^2/2g=0.95=1.00\text{m}$$

En cuanto a las pérdidas locales, calculadas como se ha expresado antes, resultan de:

$$hl=10.00 \text{ m}$$

Restando las pérdidas anteriores:

$$H=hf=30.97-10.00=1.00$$

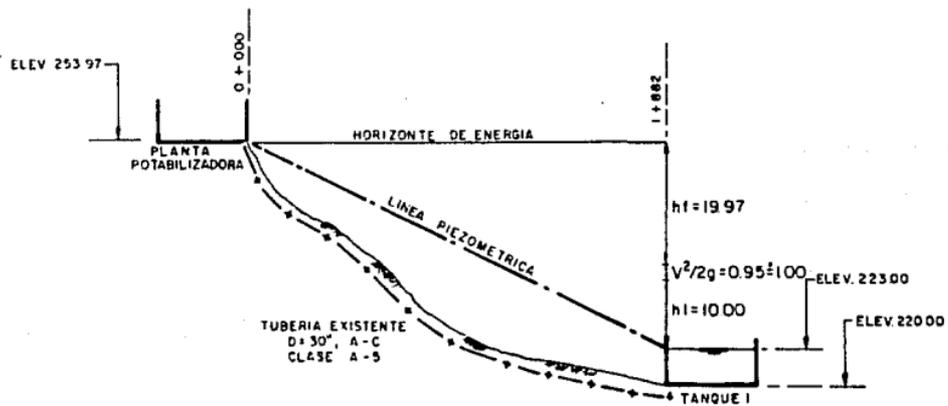
$$hf=19.97 \text{ m}$$

Sustituyendo en la ecuación 5 se obtiene un gasto de $1.55 \text{ m}^3/\text{s}$, mismo que es superior a los $1.25 \text{ m}^3/\text{s}$ necesarios. Por todo lo anterior se puede concluir que podemos aprovechar la tubería por razones hidráulicas.

Conducción tanque 1 a tanque 5.

Actualmente no existen los tanques 1 y 5, por ello se planea la construcción de esta línea. En el plano 1 aparece el trazo de dicha línea en planta y perfil.

Tomando en cuenta que el tanque 1 regulará a la zona norte, la conducción que se analiza debe tener capacidad para conducir el agua de la zona media poniente ($Q_{md}=138 \text{ l/s}$) y el 50 % de la zona sur ($Q_{ms}=650 \times 0.50=325 \text{ l/s}$), por lo tanto, deberá tener capacidad para $Q=138+325=463 \text{ l/s}$.



CONDUCCION P.P. A T-1

El tanque 5 tiene una cota de plantilla de 196.80 y un tirante máximo de 3.00 m, en este como en todos los casos se ha supuesto al tanque donde nace la línea de conducción vacío y al tanque donde finaliza como lleno, solamente para cuestiones de diseño ya que se estima es el caso más crítico debido a que las pérdidas que el agua puede consumir son menores.

Si suponemos que las pérdidas locales y la carga de velocidad son despreciables:

$$h_f = 220.00 - 199.80$$

$$h_f = 20.2 \text{ m}$$

$$Q = 0.463 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$L = 5002 \text{ m}; \quad n = 0.010$$

Aplicando la ecuación 6:

$$D = [20.2 / (10.293 \cdot 0.01 \cdot 2 \cdot 0.463^2 \cdot 5002)]^{1/5} \cdot (-3/16)$$

$$D = 0.5798 \text{ m}$$

$$D = 22.8''$$

Aproximándolo a un diámetro comercial:

$$D = 24''$$

Valuando para este diámetro las pérdidas menores conforme los fabricantes para las distintas piezas especiales, se tienen:

$$h_l = 7.18 \text{ m}$$

La velocidad media es:

$$V = 1.6 \text{ m/s (Para } Q = 463 \text{ l/s)}$$

y la carga velocidad es de:

$$V^2/2g = 0.13 \text{ m}$$

se tiene entonces que:

$$h_f = 20.2 - 7.18 - 0.13$$

$$h_f = 12.89 \text{ m}$$

Que significa tener un diámetro de $D = 24.8''$, sensiblemente igual al de $24''$, sin embargo si se plantea ajustarlo al comercial inmediato superior, resultaría de $30''$ quedando muy sobrado el diseño (recuérdese que la línea de potabilizadora a tanque 1 es de $30''$ de diámetro).

Se elige el diámetro de 24" y se obtienen cotas piezométricas y cargas disponibles así como los cruceros respectivos, que en conjunto aparecen en el plano 1.

El bypass del tanque 5 no se encuentra como en los otros tanques (inmediato al tanque), en este caso en particular se ubica sobre la carretera a México, abajo de la colina en que se desplantará el tanque 5. La razón es puramente técnica, en caso de que el tanque 5 quede fuera de servicio y para dotar de agua a la población, el fluido debía subir a la colina y bajar por otra línea paralela, colocando el bypass abajo se ahorra dicho trayecto del agua. El diseño de este bypass aparece en los planos 1 y 2.

Conducción tanque 5 a tanque 6.

El trazo en planta y perfil de esta línea de conducción aparecen en el plano 2, el gasto que deberá manejar corresponde a un 50 % del total para la zona sur que corresponde a:

$$Q_{md}=650 \times 0.5$$

$$Q_{md}=325 \text{ l/s}$$

En primera instancia se considera que la carga de velocidad y las pérdidas locales son despreciables, el tanque 5 tiene una cota de plantilla de 196.80 y el tanque 6 tiene una elevación máxima del agua de 170.80, por tanto:

$$h_f = 196.80 - 170.80$$

$$h_f = 26.00 \text{ m}$$

$$Q = 0.325 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$L = 1275 \text{ m}$$

$$n = 0.010$$

Sustituyendo valores en la ecuación 6:

$$D = \left(\frac{26.00}{(10.293 \times 0.01^2 \times 0.325^2 \times 1275)} \right)^{1/3} \times (-3/16)$$

$$D = 0.3748 \text{ m}$$

$$D = 14.76''$$

Aproximándolo a un diámetro comercial:

$$D = 16''$$

Las pérdidas locales de acuerdo con las recomendaciones de fabricantes de piezas especiales y válvulas en este tramo son de:

$$h_l = 4.20 \text{ m}$$

La velocidad media es:

$$V=2.51 \text{ m/s (Para } Q=325 \text{ l/s)}$$

y la carga de velocidad es de:

$$V^2/2g=0.32 \text{ m}$$

Se tendrá que:

$$hf=26.00-4.20-0.32$$

$$hf=21.48 \text{ m}$$

Al sustituir valores en la ecuación 5 se obtiene un diámetro de $D=0.3895 \text{ m}$, es decir $D=15.29''$ que aproximándolo a uno comercial resulta $D=16''$, aceptando el diseño.

Se obtuvieron a continuación las cotas piezométricas y cargas disponibles, así como se diseñaron los cruces respectivos, todos los datos aparecen en el plano 2.

Conducción tanque 1 a tanques 2,3 y 4.

La línea de conducción existente entre la potabilizadora y los tanques existentes se aprovechará en su primer tramo ($D=30''$) para conducir el agua hasta el tanque 1, a partir de este se tienen $24''$ de diámetro, mismo que se revisará para determinar si es posible aprovecharla. El tanque 1 tiene una cota de plantilla de 220.00 y el tanque 2 se desplantará a la elevación 196.30, teniendo como elevación máxima del agua la 199.30. Ver Figura 10.

El tanque 2 es de proyecto, los tanques 3 y 4 son existentes y la conexión entre ellos se basa en la condición de que los tres en conjunto, regularicen la zona media oriente y no ocasionen problemas a la red de distribución; la conexión se presenta en la Figura 11. Se ilustra también el bypass para cada tanque en caso de que deba dejarse fuera de servicio y que el agua llegue a la población con algunas molestias como exceso de carga.

El gasto que deberá conducir esta línea es el propio de la zona media oriente ($Q_{md}=212 \text{ l/s}$) y, tomando en cuenta que se tendrá otra línea entre el tanque 2 y tanque 7 para abastecer a un 50 % de la zona sur ($Q_{ms}=0.50 \times 650=325 \text{ l/s}$), en total:

$$Q_{md}=212+325=537 \text{ l/s}$$

CONDUCCION T-1 A T-2

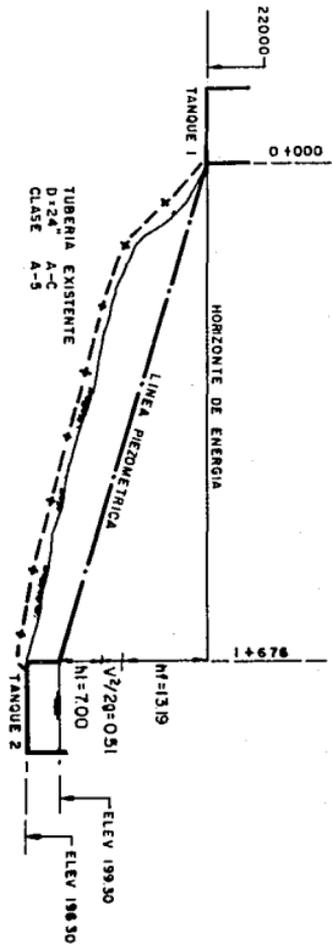


FIG.-10

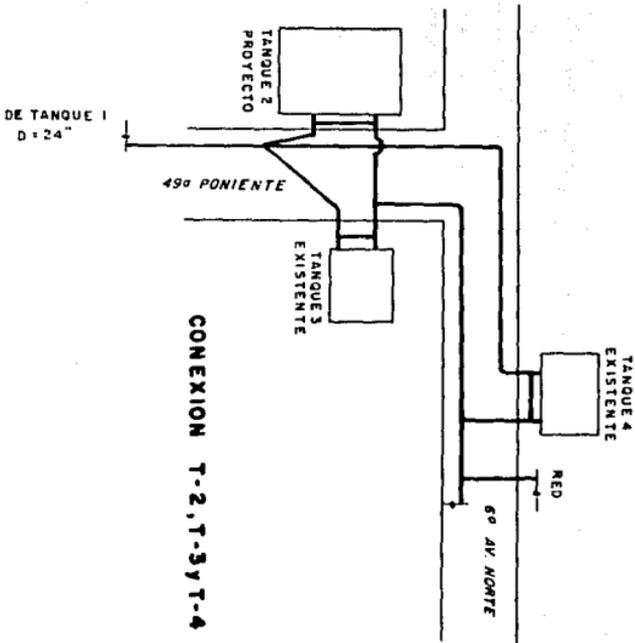


FIG. - II

Despreciando las pérdidas locales y la carga de velocidad:

$$h_f = 220.00 - 199.30$$

$$h_f = 20.70 \text{ m}$$

$$L = 1676 \text{ m}$$

$$D = 24'' = 0.6096 \text{ m}$$

$$K = (10.293 \cdot 0.01^{-2}) / (0.6096)^5 \cdot (16/3)$$

$$K = 0.01442$$

Sustituyendo valores en la ecuación 5:

$$Q = (20.70 / (0.01442 \cdot 1676))^{1/2}$$

$$Q = 0.925 \text{ m}^3/\text{s}$$

Que resulta mayor que el caudal requerido de 537 l/s.

Al valorar las pérdidas locales en este tramo, resultan de:

$$h_l = 7.00 \text{ m}$$

La carga de velocidad es de:

$$V = 3.17 \text{ m/s} \quad (\text{Para } Q = 925 \text{ l/s})$$

$$V^2 / 2g = 0.51 \text{ m}$$

Se tiene entonces:

$$h_f = 20.70 - 7.00 - 0.51$$

$$h_f = 13.19 \text{ m}$$

Sustituyendo valores en la ecuación 5 se tiene un gasto de $Q = 739 \text{ l/s}$ que es mayor a los 537 l/s que se requieren. Se acepta la tubería y solo resta diseñar la línea de tanque 2 a tanque 7.

Conducción tanque 2 a tanque 7.

Esta línea debe conducir el caudal que requiere la zona sur en un 50 %, prácticamente el mismo gasto que la línea entre tanque 5 y tanque 6, es decir $Q_{md} = 325 \text{ l/s}$.

El tanque 2 tiene una cota de plantilla 196.30 y el tanque 7 está a la elevación 158.80 y teniendo un nivel máximo del agua en la cota 162.80. En el plano 3 aparece el trazo en planta y perfil de esta línea.

Despreciando las pérdidas locales y la carga de velocidad:

$$h_f = 196.30 - 162.80$$

$$h_f = 33.50 \text{ m}$$

$$Q=0.325 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$L=3663 \text{ m}$$

$$n=0.010$$

Sustituyendo valores en la ecuación 6:

$$D=[33.50/(10.293 \cdot 0.01^2 \cdot 0.325^2 \cdot 3663)]^{1/3} = 17.2$$

$$D=0.4356 \text{ m}$$

$$D=17.2''$$

Ajustándolo a un diámetro comercial:

$$D=18''$$

$$D=0.4572 \text{ m}$$

Las pérdidas locales resultan de:

$$h_l=5.20 \text{ m}$$

La carga de velocidad es de:

$$V=2.00 \text{ m/s} \quad (\text{Para } Q=325 \text{ l/s})$$

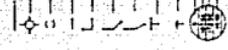
$$V^2/2g=0.20 \text{ m}$$

Se tiene entonces:

$$h_f=33.50-5.20-0.20$$

$$h_f=28.10 \text{ m}$$

Al sustituir valores en la ecuación 6 se obtiene un diámetro de $D=17.7''$, finalmente el diámetro debe ser de $18''$. Se calculan la cota piezométrica, carga disponible y cruceros respectivos en los puntos que son necesarios, presentándolos en el plano 3.

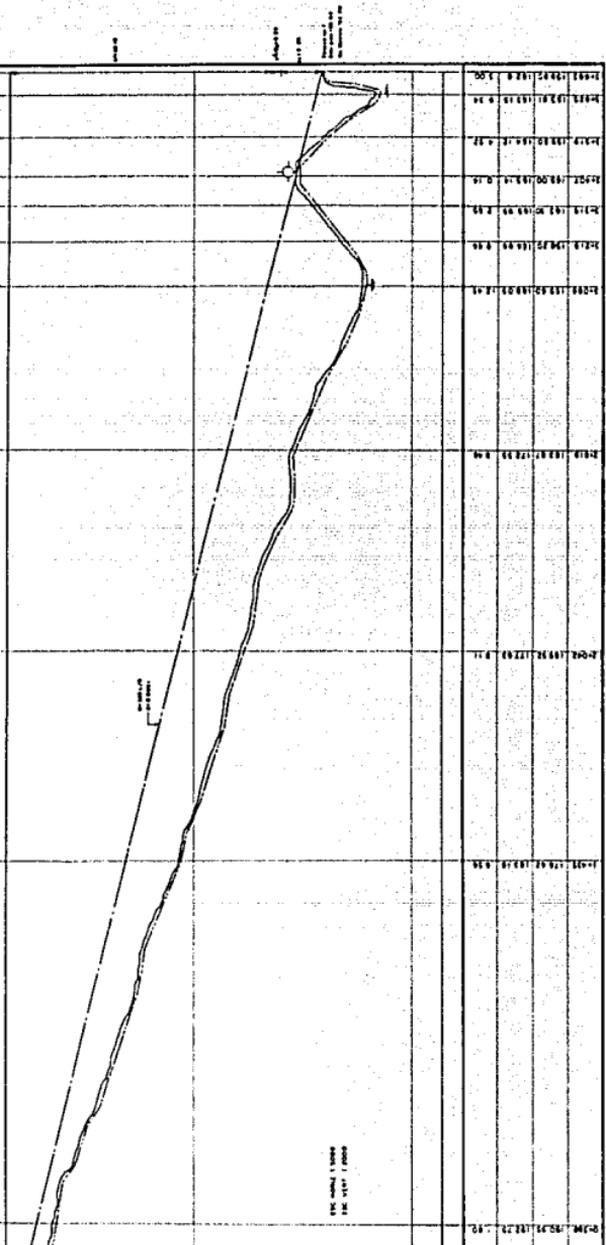


P I I

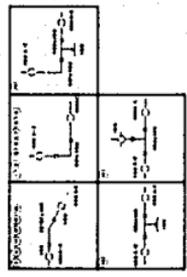
CAN
 Date: 10/10/54
 Author: S. C. C. C.
 Title: ...

DAY

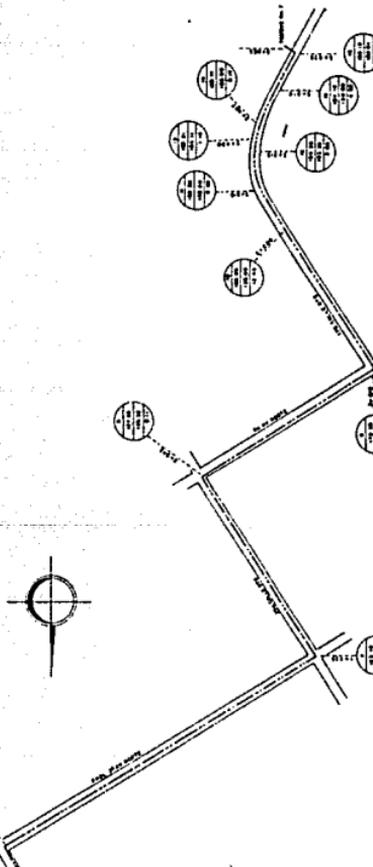
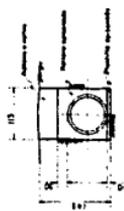
NOTAS:
 ...



PERFIL



CRUCEROS



ENC. 10000
 ESC. 1:1000

IV.3 Tanques.

Ya se mencionó anteriormente que los tanques proyectados son superficiales, su estructuración se basa en muros perimetrales además de columnas y trabes soportadas por zapatas, con losa de piso y losa superior plana con pendiente del 2 %. Ver Figura 12.

En el diseño estructural se consideraron cargas vivas y cargas muertas, concreto con $f'c=250$ kg/cm² y acero con $f_y=4200$ kg/cm². De acuerdo con el Manual de la CFE, la estructura pertenece al grupo A, terreno tipo II, coeficiente sísmico de 0.58 pero por pertenecer al grupo A, debe multiplicarse por 1.5: $C_s=0.84$. El factor de comportamiento sísmico es de 1.5 de acuerdo al mismo manual de sísmo.

Para los muros de concreto perimetrales, se analizaron tres condiciones de carga:

1. Sin tapa, para la etapa de prueba hidrostática, sin sísmo, como cantilever, sin relleno.
2. Con tapa, lleno, carga hidrostática, muro empotrado y apoyado.
3. Con tapa, tirante al 80 %, carga de sísmo, muro empotrado y apoyado. Ver Figura 13.

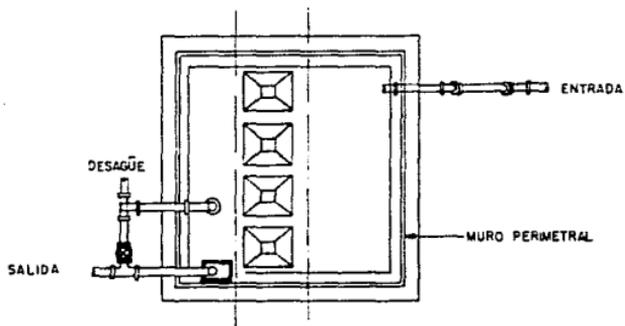
Los factores de seguridad empleados son:

F.S. al volteo=1.50

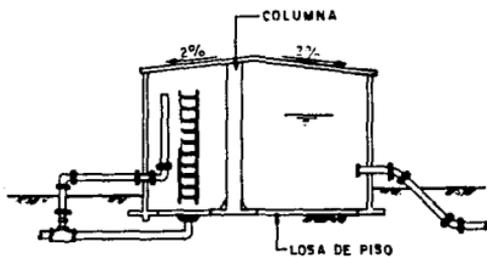
F.S. deslizamiento=1.25

Las columnas y trabes se analizaron como marcos con un factor de comportamiento sísmico de 2.

No se hace un análisis más profundo al respecto debido a que no es el objetivo de la tesis. Para presentar los detalles de entrada y salida de tuberías en los tanques, se tiene la Figura 14.



P L A N T A



C O R T E

T A N Q U E T I P O

FIG.-12

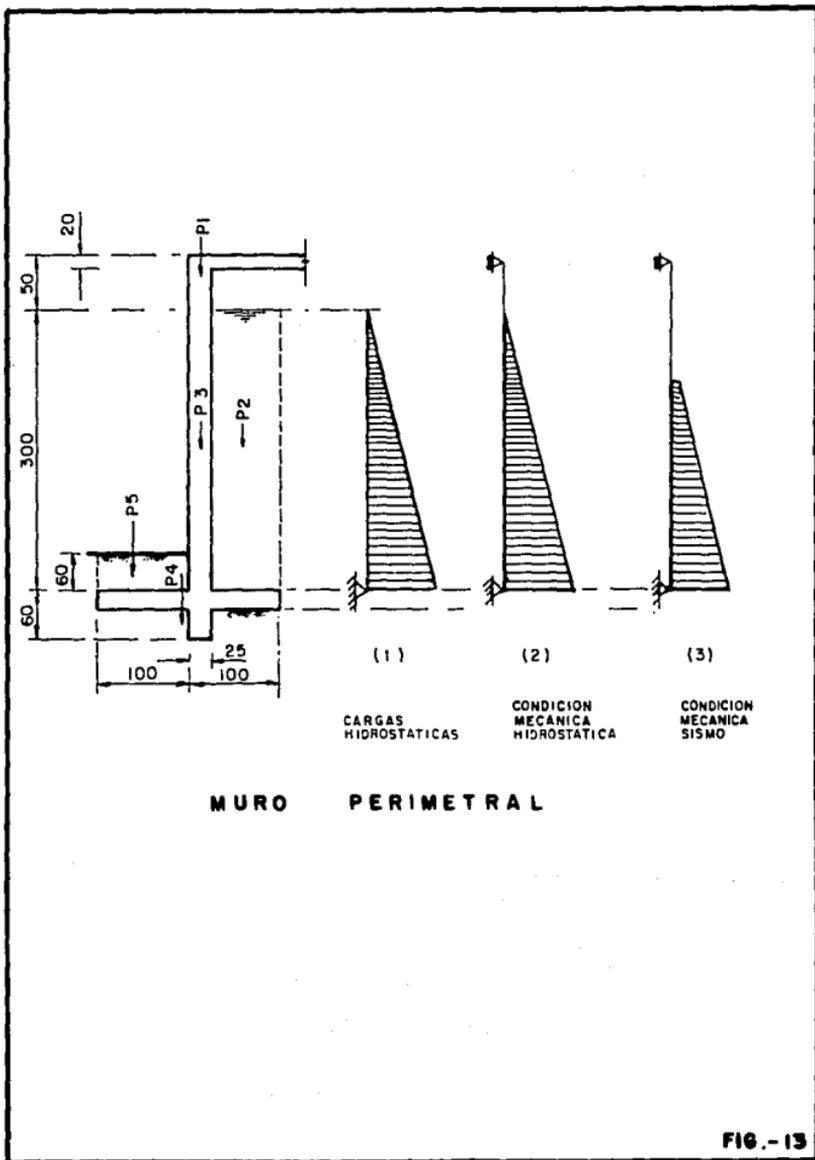


FIG.-13

V FUNCIONAMIENTO DEL SISTEMA.

V. FUNCIONAMIENTO DEL SISTEMA.

El funcionamiento de un sistema depende de que cada uno de sus elementos cumpla con la función que le fue asignada, sin perjudicar a otros dentro de sus interrelaciones.

El sistema de tanques de agua potable para Tapachula, fue diseñado aislando cada una de sus partes. En el presente capítulo se revisan algunas condiciones que pueden presentarse dentro de su operación, dándole solución a posibles problemas ante la presencia de condiciones extraordinarias en el funcionamiento hidráulico del mismo.

V.1 Condiciones extraordinarias.

Se tomará en cuenta que deje de funcionar un solo tanque en todo el sistema, aunque en el caso de los tanques 2,3 y 4 se supondrá que dejen de funcionar los tres como condición extraordinaria, las razones pueden ser: dar mantenimiento al tanque, descompostura de alguna válvula, rotura de un tubo, etc. A pesar de no funcionar el tanque, se dará servicio a la red que dicho tanque regula, desde luego con las consecuentes deficiencias; para ello se ha propuesto la colocación del bypass para no dejar sin agua potable a parte de la ciudad.

De acuerdo a lo anterior, se variará el tanque que no funcione, obteniéndose las siguientes condiciones:

1. El tanque 1 no funciona: Por lo tanto se debe revisar la línea que va desde la potabilizadora al tanque 5, y la que inicia en la planta de potabilización y descarga en los tanques 2,3 y 4.

2. En caso de que queden fuera de servicio los tanques 2,3 y 4 se debe revisar: Solamente la línea de conducción entre el tanque 1 y el tanque 7.

3. Si deja de funcionar el tanque 5: se debe revisar la conducción del tanque 1 al tanque 6.

Cabe destacar que para este análisis no se está considerando que dejen de funcionar los tanques 6 o 7, el hecho obedece a que de éstos tanques salen líneas directas a la red, por ende cuando no funcionen, simplemente el agua pasará por el bypass sin regulación y con exceso de carga, pero la población dispondrá del vital líquido; en este sentido se debe revisar que la red de distribución este diseñada estructuralmente para esta condición, quedando fuera de los alcances de esta tesis.

Condición extraordinaria 1.

En esta condición puede suponerse que la conducción de la planta potabilizadora al tanque 1 se comportará igual que en condiciones ordinarias de operación, debido principalmente a que en su desarrollo no hay ningún cambio, el problema se presenta a partir del bypass en el tanque 1. Así mismo, en la revisión de esta línea se encontró que puede conducir un gasto de 1.55 m³/s, no solamente el necesario de 1.25 m³/s.

Después del bypass del tanque 1, la tubería se divide en tres ramas: a la red de la zona norte, al tanque 5 y otra más a los tanques 2,3 y 4 (ambas tuberías con D=24").

El agua que demanda la red varía en forma horaria, por ende se plantean tres casos puntuales para la zona norte según la Figura 5:

$$1.50 * Q_{md} = 375 \text{ l/s}$$

$$1.00 * Q_{md} = 250 \text{ l/s}$$

$$0.45 * Q_{md} = 113 \text{ l/s}$$

Se plantea la hipótesis de que la red de distribución esta diseñada para conducir el gasto máximo horario, y por ende cuando se demande dicho gasto, será conducido sin ningún problema.

Por otro lado, el gasto que regulan los tanques 2 y 5 está en función del agua que demanda la red de la zona norte, de las longitudes y de las cargas disponibles en cada línea de conducción.

Aplicando la ecuación 4' del capítulo anterior entre T-1 y T-2, sustituyendo valores (ver Figura 15):

$$hf = k \cdot Q \cdot 2 \cdot L$$

$$13.19 = 0.0144 \cdot Q(1-2) \cdot 2 \cdot 1676 \text{ -----(7)}$$

Se debe cumplir por continuidad que:

$$1.55 = Q_{red} + Q(1-2) + Q(1-5)$$

$$Q(1-2) = 1.55 - Q_{red} - Q(1-5) \text{ -----(8)}$$

Con estas dos ecuaciones pueden analizarse los tres casos antes mencionados. Para $Q_{red} = 375$ l/s, sustituyendo en (8):

$$Q(1-2) = 1.175 - Q(1-5) \text{ -----(9)}$$

Sustituyendo (9) en (7):

$$13.19 = 0.0144 \cdot (1.175 - Q(1-5)) \cdot 2 \cdot 1676$$

Desarrollando la ecuación anterior:

$$Q(1-5) \cdot 2 - 2.35Q(1-5) + 0.83 = 0$$

Se obtiene una ecuación cuadrática, las dos raíces son positivas:

$$Q(1-5) = 1.914 \text{ m}^3/\text{s.}$$

$$Q(1-5) = 0.436 \text{ m}^3/\text{s.}$$

La primera, es sólo una raíz parásita de la ecuación algebraica cuadrática; no solo no tiene interpretación física, sino ni siquiera tiene sentido físico, porque se sale de las condiciones físicas del problema que son:

$$Q(1-5) + Q(1-2) + Q_{red} = Q(\text{total})$$

$$Q(1-5) > 0; \quad Q(1-2) > 0; \quad Q_{red} > 0$$

y por lo tanto:

$$Q(1-5) < Q(\text{total}); \quad Q(1-2) < Q(\text{total}); \quad Q_{red} < Q(\text{total})$$

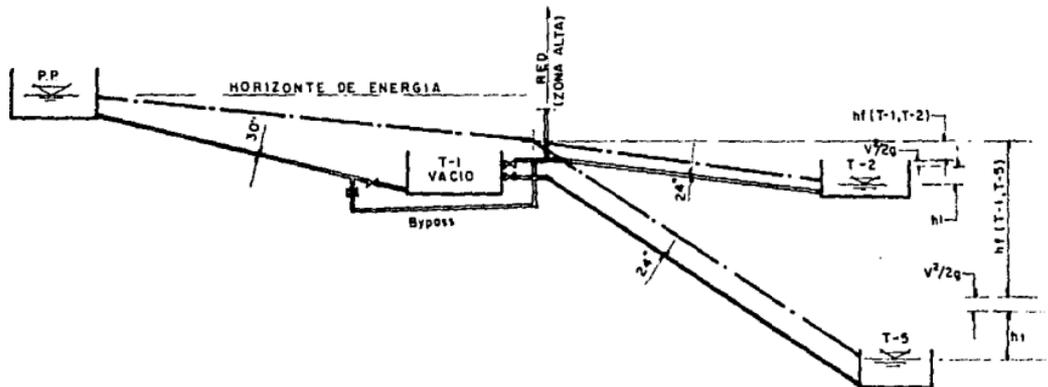
Se concluye que el gasto entre el tanque 1 y el 5 es de:

$$Q(1-5) = 436 \text{ l/s.}$$

Sustituyendo este valor en (9):

$$Q(1-2) = 739 \text{ l/s.}$$

La conducción de T-1 a T-5 requiere de 463 l/s y pasarían 436 l/s, por otro lado de T-1 a T-2 necesita 537 l/s y circularían 739 l/s. Son las deficiencias en caso de que el tanque 1 no funcione.



CONDICION EXTRAORDINARIA I

En el segundo caso se aporta a la red un gasto de $Q_{red}=250$ l/s, sustituyendo en (8):

$$Q(1-2)=1.30-Q(1-5) \quad \text{-----}(10)$$

Sustituyendo (10) en (7):

$$13.19=0.0144*(1.30-Q(1-5))^2*1678$$

Desarrollando y resolviendo la ecuación cuadrática se obtienen dos raíces, ambas positivas pero al igual que en el punto anterior, una no tiene sentido físico, se tiene que:

$$Q(1-5)=561 \text{ l/s.}$$

Sustituyendo en (10):

$$Q(1-2)=739 \text{ l/s.}$$

En este caso pasará todo el gasto que se puede conducir por la línea de T-1 a T-2 (739 l/s), y por la línea de T-1 a T-5 no pueden ser conducidos 561 l/s, así que sólo pasará el máximo de 463 l/s, los litros restantes harán que suban los niveles en la planta potabilizadora, funcionando ésta última como un tanque regulador en condiciones extraordinarias. Lo mismo sucede para el tercer caso en que las demandas de la red en la zona norte son del 45 % del Qmd.

Condición extraordinaria 2 y 3.

Si quedan fuera de operación los tanques 2,3 y 4, habrá que revisar la línea de T-1 a T-7. Se supondrá que el tanque 1 puede proporcionar el gasto de diseño (537 l/s) y más aún, el gasto máximo que puede circular por dicha línea (739 l/s).

Después del bypass del tanque 4, se bifurca la tubería: una línea hacia la red de la zona media oriente con un gasto de $Q_{md}=212$ l/s, y otra hacia el tanque 7 que debe conducir 325 l/s.

La demanda de agua en la red varía en forma horaria y puntualmente pueden tenerse tres casos:

$$1.50*Q_{md}=318 \text{ l/s.}$$

$$1.00*Q_{md}=212 \text{ l/s.}$$

$$0.45*Q_{md}=95 \text{ l/s.}$$

De acuerdo con la hipótesis que supone a la red diseñada para conducir el gasto máximo horario, analicemos el primer caso aplicando la ecuación de continuidad en la bifurcación:

$$Q(1-2) = Q_{red} + Q(2-7)$$

$$(A \cdot V)(1-2) = 318 + Q(2-7)$$

Si la tubería de T-1 a T-2 es de 24", el área es de 0.29 m² y la velocidad media de 1.84 m/s cuando circule el gasto que se requiere (537 l/s), aunque se sabe que tiene capacidad hasta 739 l/s, sustituyendo valores se tendrá:

$$Q(2-7) = 219 \text{ l/s.}$$

Dado que la línea de tanque 2 a 7 fue diseñada para un gasto de 325 l/s y sólo circularían 219, se tendrían deficiencias en la zona sur cuando se requiriera el Q_{mh} en la zona media oriente.

Para el segundo caso se presentarían las condiciones normales de operación en un solo instante; la demanda seguiría disminuyendo hasta un mínimo de 95 l/s y por la línea de T-4 a T-7 podrían circular 442 l/s; sin embargo no puede ser así, ya que la línea está diseñada para 325 l/s, los litros restantes se regularán en el tanque 1. Se puede concluir que el T-1 para esta condición, debe regular también el gasto que pertenece a la zona media oriente. Como el T-1 no tiene dicha capacidad se llenaría y la válvula de flotador se cerraría para detener el flujo de entrada, por ende la potabilizadora debiera tener capacidad adicional para regular parte del gasto de Tapachula.

Sucede lo mismo con la condición extraordinaria 3. Desde este punto de vista, el tanque receptor de agua en la potabilizadora debe tener una capacidad de 8225 m³, que junto con los 10000 m³ del T-1 y el T-6 o T-7, puedan regular los 18225 l/s que se requieren en toda la localidad.

Esta opción es sólo una alternativa. Otra posibilidad y la más viable, es considerar que la población tendrá molestias en cuanto a cantidad y excesos de carga, tratando de que se suceda en un mínimo de tiempo. Dado que se trata de reducir al mínimo las molestias a la población, es conveniente que la línea de potabilizadora a T-1 funcione a su máxima capacidad con 1.55 m³/s sobre la línea con D=30".

V.2 Golpe de ariete.

Uno de los problemas de funcionamiento que suscitan mayor interés para el diseño, es el golpe de ariete. Este, es un fenómeno transitorio que se presenta ante el arranque de una bomba o el cierre de una válvula aguas abajo de una tubería.

El fenómeno ha sido estudiado desde el siglo pasado, llegando a conclusiones y simplificaciones que hacen más ágil su estudio, no por ello más exacto.

Consiste en lo siguiente: al estar en movimiento o reposo una masa de agua dentro de una tubería, y por algún motivo deba pasar al reposo o movimiento, aparece una fuerza de inercia que genera esfuerzos sobre la tubería, traducidos en una presión oscilatoria. Una fuerza de inercia es aquella que aparece al pasar de un estado de reposo a movimiento, o de movimiento al reposo.

Aunando un poco más en particular sobre el cierre de válvulas, inmediato a la interrupción del flujo, aparece una onda que se propaga a lo largo de la tubería hasta encontrarse una condición de borde (un depósito o una válvula totalmente cerrada), y entonces se refleja en dirección opuesta, oscilando así hasta tender al reposo absoluto con ayuda de la fricción sobre la pared del tubo.

Los esfuerzos en la pared del tubo aumentan en proporción directa a la presión interna, que crece cuando la columna de agua se desacelera, de tal manera que es conveniente una desaceleración lenta para no generar problemas de funcionamiento.

Experimentalmente se ha comprobado la aproximación de la teoría de la columna u onda elástica para conducciones por gravedad. Las hipótesis más importantes en que se basa son las siguientes:

a) El conducto permanece lleno de agua todo el tiempo y la presión mínima en cualquier sección siempre es mayor que la de vaporización del fluido (no aparece el fenómeno de cavitación).

b) Las distribuciones de velocidad y presión en cualquier sección del conducto son uniformes.

c) Las ecuaciones para el cálculo de pérdidas de carga cuando el flujo es permanente, también son válidas cuando éste es transitorio.

d) La pared del conducto y el fluido se comportan de una manera elástica lineal y tienen pequeñas deformaciones.

Cuando se cierra una válvula o se para una bomba, la onda generada se propaga con una velocidad igual a la del sonido dentro del agua, conocida como celeridad y denotada con

a, está dada por la ecuación:

$$a = 1/\sqrt{\rho} \sqrt{K + (D/e)E} \quad \text{-----(11)}$$

En donde:

a: Celeridad de la onda (m/s).

K: Módulo de elasticidad del agua (2×10^8 kg/m² para agua dulce).

D: Diámetro interno del tubo (m).

E: Módulo de elasticidad del tubo, 3.28×10^9 Kg/m² para asbesto cemento.

e: Espesor de la pared del tubo (m).

$$\rho = 101.84 \text{ kg s}^{-2}/\text{m}^4.$$

Un parámetro que permite definir si la maniobra de cierre es lenta o rápida, es el período de la tubería, se define como el tiempo transcurrido antes de que ocurra el movimiento permanente o el reposo total. Matemáticamente es la longitud total que recorre la onda de presión en un ciclo, dividido entre la velocidad de la onda:

$$T = 2L/a$$

T: Período de la tubería (s).

L: Distancia dentro de la tubería que recorre la onda de presión antes que se refleje en dirección inversa, por una condición de frontera (m). 67

Una maniobra rápida es aquella en que el tiempo de cierre (t) respecto al período de la tubería, es menor a la unidad:

$$t/T < 1$$

En el presente estudio se supondrá un cierre brusco. para estos casos. la sobrepresión generada en el órgano de control, no depende de la ley de cierre o apertura.

La ecuación que define el comportamiento de la onda de sobrepresión es:

$$H = H_0 + F(t+L/a) + f(t-L/a)$$

En donde las funciones F y f representan una onda de carga positiva y negativa respectivamente, que se propagan en dos direcciones opuestas, en diferentes tiempos.

La ecuación anterior es una simplificación hecha por Allievi. Continuando con este criterio, propone una solución en cadenas o, en caso de que se requiera solamente la sobrepresión en el órgano de control, una solución con base en cartas.

Para ocupar las cartas de Allievi se requieren dos parámetros:

$$\epsilon = a \cdot V / (2g \cdot H_0) \quad \text{-----(12)}$$

$$\theta = a \cdot t / 2L \quad \text{-----(13)}$$

H₀: Carga piezométrica (m).

t: Tiempo de cierre (s).

L: Longitud (m).

a: Celeridad de onda (m/s).

V: Velocidad en régimen permanente (m/s).

La sobrepresión se obtiene de las gráficas 1,2 y 3 de acuerdo a los valores de ϵ y θ respectivos. Es importante hacer notar que la sobrepresión calculada es con relación a la carga estática. Recuérdese que cuando se interrumpe el flujo, la línea piezométrica tiende al nivel estático.

Existen dispositivos para atenuar los efectos del golpe de ariete: válvulas de alivio de sobrepresión, de no retorno, de admisión de aire, tanques de oscilación y cámaras de aire.

Algo interesante que debe mencionarse, es que este fenómeno transitorio puede controlarse pero de ninguna manera evitarse, es decir que existirá dentro de un sistema hidráulico en mayor o menor grado (puede suceder que la propia tubería pueda soportar la sobrepresión sin necesidad de la presencia de dispositivos para dicho fin).

Veamos el comportamiento de las líneas de conducción ante la presencia de un golpe de ariete.

Para la condición extraordinaria 1, en que el T-1 no funciona, el gasto máximo que puede conducirse por las líneas de la potabilizadora a T-2 y de ésta a T-5, es de:

$$Q(P-2)=739 \text{ l/s.}$$

$$Q(P-5)=463 \text{ l/s.}$$

Que considerando los diámetros de 24 en los dos casos, mismo que se encuentra de T-1 a T-2 y de T-1 a T-5, resulta una velocidad media de:

$$V(P-2)=2.53 \text{ m/s.}$$

$$V(P-5)=1.59 \text{ m/s.}$$

Sustituyendo estos valores en la ecuación (11):

$$a(P-2)=829 \text{ m/s}$$

$$a(P-5)=829 \text{ m/s}$$

La carga piezométrica es de:

$$H_o(P-2)=7.51 \text{ m}$$

$$H_o(P-5)=7.31 \text{ m}$$

Las longitudes son de:

$$L(P-2)=3558 \text{ m}$$

$$L(P-5)=6884 \text{ m}$$

A la entrada de los tanques se propone la colocación de una válvula de flotador marca Roos, y de acuerdo al diseño de esta firma, el tiempo de cierre es del orden de cinco minutos ($t=300 \text{ s}$).

Los periodos de las tuberías son:

$$T(P-2)=9 \text{ s}$$

$$T(P-5)=17 \text{ s}$$

Como el periodo de la tubería es menor al tiempo de cierre, la maniobra se considera como lenta.

Se obtienen por lo tanto, sobrepresiones de:

$$\epsilon(P-2)=14.0$$

$$\epsilon(P-5)=9.19$$

$$\epsilon(P-2)=34.9\%$$

$$\epsilon(P-5)=18.06$$

$$Z-2(P-2)=1.43$$

$$Z-2(P-5)=1.52$$

Es decir un porcentaje de sobrecarga máxima de:

$$Z_{\max}=43 \%$$

$$Z_{\max}=52 \%$$

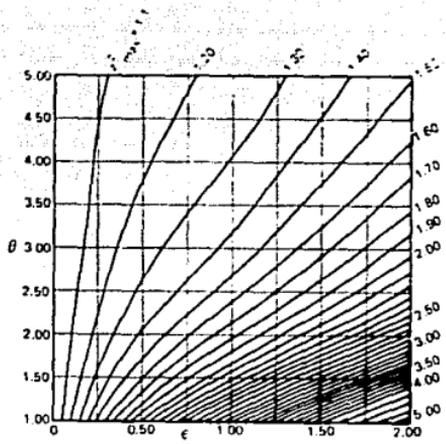
Estos porcentajes son sobre la carga estática, los porcentajes en primera instancia resultan altos. Sin embargo se consideraron las longitudes desde la potabilizadora a los tanques 2 y 5, misma que incrementa el valor de la sobrepresión; los valores obtenidos son los máximos que se pueden presentar, por eso es que el análisis con cartas de Allievi es una primera aproximación en el estudio de este fenómeno transitorio, afinando los números con el método de cadenas o algún otro, en caso de ser necesario.

Para nuestro problema no es necesario aplicar otro método, ya que la presión generada por el golpe de ariete es fácilmente soportada por la tubería proyectada y simplemente sirve para verificar la clase que mejor se ajuste.

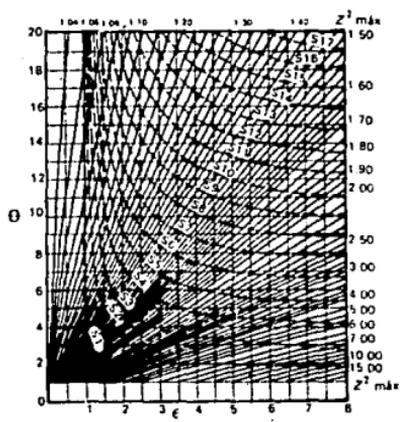
Es indudable que con este sencillo análisis puede decirse que el fenómeno transitorio de golpe de ariete no ocasionará problemas al sistema hidráulico de tanques en Tapachula. Las clases aparecen en los planos 1, 2 y 3. Además, las líneas existentes tienen capacidad para soportar la carga generada por el golpe de ariete.

Se propone la colocación de válvulas de admisión y expulsión de aire en los puntos altos de las líneas de conducción proyectadas, previendo la acumulación de aire en dichos tramos; también se deben colocar cruceros de desagüe en las partes bajas con el fin de dar un mejor mantenimiento al sistema.

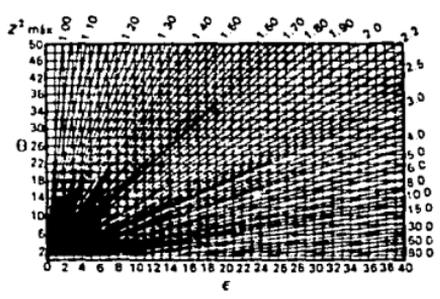
Podemos decir que el sistema se comportará en forma adecuada ante la presencia de condiciones extraordinarias de operación, generando algunas molestias a la población que sin embargo tendrá agua.



GRAFICA 1



GRAFICA 2



GRAFICA 3

VI CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.

VI. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.

Aunque nuestro país tiene recursos hidráulicos, para dotar del servicio de agua potable debe disponerse también de infraestructura que funcione en forma óptima; Tapachula cuenta con una buena parte de ésta, sin embargo, para que se comporte como un sistema hidráulico en forma eficiente deben hacerse algunas modificaciones importantes: lograr la regulación adecuada por medio de tanques ubicados estratégicamente, que al mismo tiempo cumplan con la función de aislar zonas de presión para contrarrestar el problema de exceso de carga, construir varias líneas de conducción para interconectar los tanques, colocar un bypass en cada tanque para dar el servicio aún en condiciones extraordinarias.

El diseño de las líneas de conducción resultó adecuado, por lo que se recomienda en futuros sistemas, aislarlas para revisarlas o diseñarlas según sea el caso. Además, como pudo demostrarse, la carga de velocidad y pérdidas locales pueden despreciarse dentro del cálculo del diámetro de la tubería, considerándose únicamente las pérdidas por fricción.

El criterio de diseño sugerido por la Comisión Nacional del Agua y que se empleó en la presente tesis, no ha sufrido variaciones desde que se publicaron las normas por la antigua SAHOP, sin embargo las ecuaciones empleadas tienen bien fundadas sus bases en la hidráulica.

Dentro del comportamiento hidráulico del sistema, sobresale el análisis por golpe de ariete, dicho fenómeno aunque es muy importante en plantas de bombeo, en conducciones por gravedad como las de nuestro sistema, se demostró que no tiene gran relevancia, debido a los tiempos de cierre que se presentan regularmente.

Se recomienda hacer una revisión de la red de distribución existente en Tapachula, ya que también depende de ésta para que el sistema tenga una eficiencia tendiente al óptimo, revisar las fugas para disminuir las pérdidas, colocar medidores domiciliarios para cobrar más equitativamente los

consumos de agua y actualizar el padrón de usuarios. Es decir que el organismo operador sea autosuficiente, autónomo y sea capaz de tomar sus propias decisiones.

Aunque en condiciones extraordinarias de operación, los habitantes tendrán el vital líquido en su domicilio, habrá problemas de exceso de carga y agua en cantidad inadecuada, pero es preferible a no disponer de agua entubada. Se plantea la alternativa de ofrecer pláticas con la población a fin de establecer sus inquietudes y hacerles ver los problemas que se pueden presentar dentro del funcionamiento del sistema, así mismo iniciar en ellos una cultura del agua que contribuya a un uso eficiente del agua. En el Congreso Nacional de Hidráulica que se celebró en Zacatecas en 1990, quedó de manifiesto que el uso eficiente del agua, es un paso importante de la sociedad para enfrentar los retos del siglo XXI.

Tapachula no es la única ciudad de la República que adolece de problemas en cuanto al abastecimiento de agua potable. Existen muchas ciudades que también reclaman la presencia de profesionales para mejorar sus sistemas o construirlos, para ello, la CNA en conjunto con el Gobierno Federal han establecido el Programa Nacional de Agua Potable y Alcantarillado, con el cual se atenderán los principales problemas inmediatos en cada una de las ciudades que lo requieran. El programa es financiado por recursos federales, estatales, municipales y por un préstamo de bancos internacionales.

Se recomienda que a la menor brevedad se inicien las obras para la construcción de tanques y líneas de conducción de la ciudad de Tapachula, para que su población goce de agua entubada en calidad y cantidad adecuadas.

BIBLIOGRAFIA.

- * 11o. Congreso Nacional de Hidráulica.
Zacatecas, Zac. 1990. Tomos I, II y III.

- * Manual sobre pequeños sistemas de abastecimiento de agua
Centro regional de ayuda técnica.
Agencia para el desarrollo internacional (ADI).
México, 1986.

- * Ingeniería Sanitaria.
Ernesto Murguía Vaca.
México.

- * Teoría del golpe de ariete y sus aplicaciones en la
ingeniería hidráulica.
Uriel Mancebo del Castillo.
México, 1987.

- * Manual de selección para tubería de conducción.
Grupo Asbestos de México.
México, 1989.