

17 870115

Universidad Autónoma de ^{Jalisco}Guadalajara

..... INCORPORADA A LA UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO

ESCUELA DE INGENIERIA CIVIL



TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

"ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE Y ALCANTARILLADO DE UN PARQUE INDUSTRIAL"

TESIS PROFESIONAL
QUE PARA OBTENER EL TITULO DE:
INGENIERO CIVIL

P R E S E N T A
MIGUEL ANGEL SALAZAR ORDUÑA

GUADALAJARA, JALISCO

1989



Universidad Nacional
Autónoma de México



UNAM – Dirección General de Bibliotecas Tesis Digitales Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS © PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

Todo el material contenido en esta tesis 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.

I N D I C E

- CAPITULO I INTRODUCCION.
 - 1.1. JUSTIFICACION DEL PROBLEMA.
 - 1.2. UBICACION DEL PARQUE INDUSTRIAL.
 - 1.3. SERVICIOS NECESARIOS.
- CAPITULO 2 SISTEMA DE AGUA POTABLE.
 - 2.1. CONSUMOS DE AGUA.
 - 2.1.1 CALCULO DE LA CANTIDAD DE AGUA Y FACT. QUE LA AFECTAN.
 - 2.2. FUENTE DE ABASTECIMIENTO.
 - 2.2.1 CLASIFICACION DE LAS AGUAS.
 - 2.2.2 PROCEDENCIA DEL AGUA.
 - 2.2.3 CALIDAD DEL AGUA.
 - 2.2.4 IMPUREZAS EN SUSPENSION Y DISUELTAS.
 - 2.2.5 TRATAMIENTO DEL AGUA.
 - 2.3 DISEÑO DE LA RED.
 - 2.4 TANQUE REGULADOR.
 - 2.5 CALCULO DE LA RED DE DISTRIBUCION.
 - 2.5.1 DESCRIPCION DE LA MEMORIA DE CALCULO.
 - 2.6 CANTIDADES DE OBRA.
 - 2.6.1 PROCEDIMIENTOS CONSTRUCTIVOS.
- CAPITULO 3 RED DE ALCANTARILLADO.
 - 3.1 GENERALIDADES.
 - 3.1.2 SISTEMA DE ALCANTARILLADO
 - 3.1.3 TIPOS DE SISTEMA DE ALCANTARILLADO.

- 3.1.4 JUSTIFICACION DEL PROBLEMA PROPUESTO.
- 3.2 CALCULO DE CAUDALES DE AGUAS NEGRAS.
 - 3.2.1 GASTOS DE DISEÑO.
- 3.3 CALCULO DE CAUDALES DE AGUAS DE LLUVIA.
- 3.4 DISEÑO DE REDES.
- 3.5 CALCULO HIDRAULICO DE LAS REDFS.
 - 3.5.1 ESPECIFICACIONES HIDRAULICAS.
 - 3.5.2 EXPLICACION Y USO DE NOMOGRAMAS.
 - 3.5.3 CALCULO DEL DIAMETRO DE LA TUBERIA.
 - 3.6 SISTEMA DE DESFOGUE.
 - 3.7 CANTIDADES DE CBRA.
 - 3.7.1 ESPECIFICACIONES CONSTRUCTIVAS.
 - 3.7.2 PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO.

CAPITULO 4 CONCLUSIONES.

BIBLIOGRAFIA.

CAPITULO 1

INTRODUCCION

1.1.- JUSTIFICACION DEL PROBLEMA.

Historicamente comenzando a mediados de los 60's bajo el liderazgo de Jaime Bermudez, en el Paso-Juarez se construyó la primer planta maquiladora esto no se debió a que el area fuera conveniente sino que la gente de este lugar, guiadas por Jaime Bermudez, tuvieron la visión de lo que significaría una maquiladora en este lugar, hoy 20 años despues el Paso-Juarez esta en camino de estar completamente desarrollado.

Las maquiladoras hoy en día juegan un papel muy importante dentro de nuestro país ya que han venido a generar fuentes de trabajo.

Una maquiladora esta constituida por capital, materia prima y equipo extranjero y mano de obra Mexicana.

Actualmente Reynosa Tamaulipas cuenta con 32 maquiladoras cada una de ellas con diferente tipo de producción, hoy en día la demanda de maquiladoras es superior a la oferta esto debido a la cercanía de la frontera.

En Los Estados Unidos se hizo un estudio de varios países para ver cual era el lugar más apto para establecer maquiladoras siendo México el lugar más apropiado debido a las siguientes razones:

- La cercanía de nuestro país con Los Estados Unidos.
- Mano de obra barata.
- Los fletes mas economicos.
- Lo correspondiente a infraestructura es mas economico.

Actualmente dada la demanda de maquiladoras en nuestro país se ha pensado en la construcción de un Parque Industrial el cual estará constituido por 24-Naves Industriales.

1.2.- UBICACION DEL PARQUE INDUSTRIAL.

El Estado de Tamaulipas tiene una superficie de 79,384 km² y colinda con -- los Estados de San Luis Potosí, Veracruz, Nuevo León y al norte con el Estado de Texas (Estados Unidos de Norte America).

El Parque Industrial se localizará en la carretera Matamoros-Reynosa kilómetro 84 al sur de la ciudad de Reynosa.

1.3.-SERVICIOS NECESARIOS.

El predio consta de 37 hectáreas, el cual estará formado por 24 lotes de - 6000 m² cada uno.

Como toda urbanización, este Parque Industrial contará con todos los servicios necesarios para su buen funcionamiento, es de suma importancia que todos los servicios instalados sean de primera calidad, ya que actualmente en Reynosa se estan construyendo 3 Parques Industriales mas por este motivo el Parque- Maquiladora Reynosa ofrece los siguientes servicios:

- Agua potable.
- Drenaje sanitario.
- Drenaje pluvial.
- Terracerías.
- Pavimentación.
- Alumbrado público.
- Electrificación.

CAPITULO 2

SISTEMA DE AGUA POTABLE.

2.1.- CONSUMOS DE AGUA.

Todo sistema completo de aguas incluye una fuente de abastecimiento que puede ser: un lago, un embalse natural o artificial, un río o agua subterránea. Además debe contar con 4 tipos diferentes de obras para su funcionamiento.

1. Obras de captación.
2. Obras de purificación.
3. Obras de conducción.
4. Obras de distribución.

Las obras de captación están destinadas a tomar el agua de las fuentes de abastecimiento. Es posible que estas fuentes proporcionen caudales suficientes para satisfacer las demandas presentes y futuras. En caso contrario será necesario convertir una fuente intermitente en un abastecimiento continuo almacenando el agua para que de esta forma el suministro sea siempre suficiente.

Las obras de purificación son necesarias y deben introducirse cuando la calidad del agua captada no sea satisfactoria; como en el caso de las corrientes superficiales y embalses. En algunos casos también el agua subterránea se trata.

Las obras de conducción se proyectan para transportar el agua captada y purificada a la comunidad. En muchos casos será necesaria una estación elevadora para que el agua tenga la energía potencial suficiente para escurrir por gravedad a través de las canalizaciones de las calles. La bomba puede descargar el agua en tanques elevados de almacenamiento o depósitos.

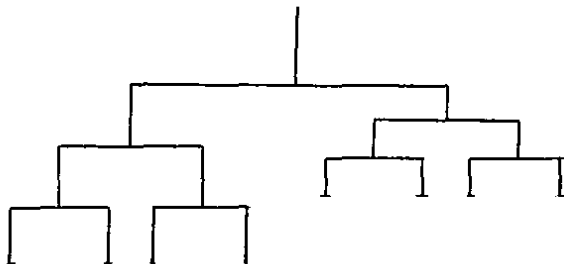
Las obras de distribución llevan el agua a los consumidores en el volumen deseado y la presión apropiada. Estas comprenden tubería, válvulas y bocas de riego para incendio.

En el punto anterior se trató de los tipos de obras con que debe contar un sistema completo de aprovechamiento de las aguas; ahora nos referiremos de manera especial al sistema de distribución del agua y particularmente a los tipos de redes más comunes.

Los sistemas de distribución reciben el agua por las obras de conducción, directamente de la planta de tratamiento o de depósitos a través de almacenamiento, éstos a su vez sirven a cada propiedad individual, habitación, establecimiento comercial, edificio público o fábrica, etc.

De acuerdo al trazo de las calles existen dos modelos de distribución:

El sistema ramificado consiste de un alimentador primario que se va dividiendo en ramales secundarios, los cuales a su vez se subdividen en otros tubos más pequeños. En este sistema el agua llega a un sólo sentido, de tal forma que si ocurre alguna avería, deja sin servicio el tramo de la población que está aguas abajo de ésta. Las terminales de este sistema son llamados extremos muertos.

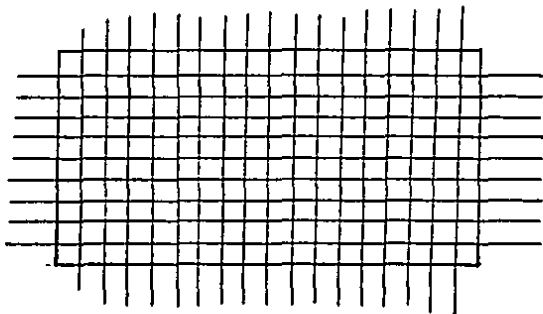


Sistema de distribución del tipo ramificado

El sistema reticulado o emparrillado nace de formar una malla de tubería, de tal forma que cada tubo recibe agua por sus dos extremos; lo cual evita los extremos muertos.

Su principal ventaja consiste en la posibilidad de aislar una parte del sistema, por medio de válvulas, sin afectar la complementaria.

Es claro que por la cantidad de tubería y piezas especiales este sistema es más costoso.



Sistema de distribución del tipo reticulado.

Para estimar la cantidad de agua necesaria es importante conocer el número de habitantes que resultarán beneficiados en el período de vida útil del proyecto, existen varios métodos para la estimación de la población futura a la cual se dará servicio durante el número de años del período económico del proyecto; este período es de 30 años de duración.

Métodos utilizados:

- Método aritmético.
- Método geométrico.
- Método de incrementos.
- Método de interes compuesto.
- Método gráfico.

La aplicación de todos estos metodos está basada en la información de los censos de población; mientras mayor sea la información, habrá más confiabilidad en la estimación de la población de proyecto.

También para estimar la cantidad de agua que posiblemente sea demandada será necesario considerar los diversos usos que ésta va a tener dentro del poblado en cuestión.

Consumo doméstico: se refiere al uso que los habitantes dan al agua en los diferentes aspectos del hogar: culinario, sanitario, y jardines, principalmente.

Fácilmente deducimos que este consumo varía de acuerdo al clima, costumbres, educación y clase de vida que lleven los habitantes.

Servicios públicos: es el consumo necesario para riegos, limpieza y jardinería dentro de la población.

Servicio industrial: es el agua utilizada para las instalaciones comercia-

les e industriales.

Desperdicios y fugas; es el agua perdida en conexiones no autorizadas y fugas en las juntas de las tuberías, filtraciones y escapes; en general: imperfecciones de la red de distribución.

Otros factores que afectan directamente la cantidad de agua por utilizar — son el clima de la zona y la magnitud de la población. En la siguiente tabla — se conjugan estos factores al fijar la dotación específica, que es la cantidad de agua por habitante que hay que proporcionar y se expresa en lts/hab/día.

POBLACION DE PROYECTO	TIPO DE CLIMA		
	CALIDO	TEMPLADO	FRIO
2500 - 15000 hbs.	150	125	100 lts/hab./día.
15000 - 30000	200	150	125
30000 - 70000	250	200	175
70000 -150000	300	250	200
150000 ó más	350	300	250

También existe otra tabla a este respecto, ha sido elaborada por la Secretaría de Agricultura y Recursos Hidráulicos para las necesidades de nuestro país.

NUMERO DE HABITANTES	DOTACION ESPECIFICA		
	MINIMA	MEDIA	MAXIMA
Hasta 5000 habs.	100	150	200
5000 - 15000	200	250	300
15000 - 25000	250	300	350
Más de 25000	350	400	500

Una definición completa de dotación específica es: la cantidad de agua potable que requiere un habitante para cubrir sus necesidades; depende del clima, - costumbres, situación económica y cultural de la población.

2.1.1.- CALCULO DE LA CANTIDAD DE AGUA Y FACTORES QUE LA AFECTAN.

Factores numéricos que afectan el gasto o cantidad de agua.

Variación horaria: el consumo de una población varía durante las distintas - horas del día, debido a esto se considera un coeficiente de variación horaria - en los cálculos del gasto. Se ha observado que el mayor consumo de agua es entre las 12 y 16 hrs., en las cuales este consumo llega a ser hasta el 200% de - la dotación específica por lo que el cálculo de las tuberías se hace con un incremento de gasto del orden del 20 al 80%; esto es lo que llamamos coeficiente - de variación horaria y que fijamos como 1.5.

Variación diaria: también tiene sus variantes durante los días de la semana - dependiendo de la época de lluvias, temperatura, costumbres y situación econó - míca y cultural de la población. Para el caso adoptaremos un coeficiente de varia - ción diaria de 1.2.

Cantidad de agua en números.

Gasto medio: es el gasto en litros por segundo que hay que proporcionar a la población.

$$\text{Qmedio} = \frac{\text{Población proyecto} \times \text{dotación específica}}{\text{Segundos de un día}} = \text{lts/seg.}$$

Gasto máximo diario: es el gasto en litros por segundo que hay que proporció - nar a la población considerando el coeficiente de variación diaria, es decir, - en el día de máxima demanda.

$$\text{Qmáximo diario} = \text{Gasto medio} \times \text{coeficiente de variación diaria.}$$

Gasto máximo en el día de máxima demanda: es el gasto en lts/seg. que hay que proporcionar en la hora de máxima demanda del día de máxima demanda (gasto máximo horario).

Q_{máximo} horario = Gasto máximo diario X coeficiente de variación.

Lo anteriormente mencionado se hizo con el fin de conocer el procedimiento a seguir para determinar el gasto de diseño de una población, en nuestro caso en particular, el Parque Industrial no tenderá a crecer con el tiempo - por lo que procederemos a sacar el gasto de diseño según las necesidades de las Maquiladoras. A continuación se dan una serie de datos que servirán para determinar nuestro gasto de diseño:

Area del terreno	6000 m ²
Construcción promedio del terreno	3000 m ²
No. de personas por m ² construido	1 X c/20 m ²
No. de personas promedio	150
Consumo por persona por día	100 lts
Area promedio de jardín	1500 m ²
Consumo por m ² de jardín	5 lts/m ²
Consumo promedio de la industria	10 lts/m ²

RELACION CONSUMOS POR DIA.

Por personas	15000 lts.
Por jardines	7500 lts.
Por construcción Industrial	<u>30000 lts.</u>
Consumo por Industria	52500 lts.
NO. de Industrias	24
Consumo total por día Fraccionamiento	1 260000 lts.
Considerando un promedio de abastecimiento de 16 hrs.	
El gasto instantaneo de abastecimiento para el fraccionamiento será de	
	21.87 lts/seg.

NOTA: Se puede dar el caso de que haya necesidad de abastecer al fraccionamiento durante las 24 hrs. del día por lo que habrá necesidad de hacer un tanque de almacenamiento.

2.2.- FUENTE DE ABASTECIMIENTO.

El agua que encontramos en la naturaleza forma parte de un ciclo hidrológico, concepto que engloba la circulación del agua; desde el mar, masas o cursos de agua a la atmósfera, de la atmósfera a la tierra y de la tierra al mar, a través de escurrimientos superficiales o subterráneos.

El agua atmosférica se encuentra en estado de vapor formando nubes y cayendo en forma de lluvia, nieve o granizo.

De esta agua precipitada parte se infiltra, otra escurre formando ríos, lagos, estanques y también parte es interceptada por la vegetación. La manera de volver el agua a su estado de vapor es mediante la evaporación de la vegetación, superficie del suelo, del agua (ríos, lagos, mar) y por transpiración de los vegetales.

Las aguas naturales disponibles en el medio ambiente son: aguas meteóricas, superficiales y subterráneas.

Las aguas meteóricas son aquellas procedentes directamente de la atmósfera en forma de lluvia. Las aguas superficiales son las que se encuentran en los ríos, lagos, lagunas o las de una cuenca de embalse, presas, etc. Las aguas subterráneas son las que se filtran en el terreno pudiendo aflorar de manera natural en forma de manantiales, o haciendo perforaciones.

La fuente de abastecimiento es el lugar del cual se obtiene el agua para dotar a una población de este elemento vital. Esta fuente puede ser un pozo profundo, una corriente superficial, un lago, un estanque, etc.

2.2.1.- CLASIFICACION DE LAS AGUAS.

1. Agua de lluvia.

De los techados, almacenada en cisternas, para abastecimientos individuales reducidos.

De cuencas mayores preparadas o colectores, almacenada en depósitos, para suministros comunales grandes.

2. Agua superficial.

De corrientes, estanques naturales, y lagos de tamaño suficiente, mediante toma continua.

De corrientes con flujo adecuado de crecientes, mediante toma intermitente, temporal o selectiva de las aguas de avenida limpias y su almacenamiento en depósitos adyacentes a las corrientes o fácilmente accesibles a ellas.

De corrientes con flujos bajos en tiempo de sequía, pero con suficiente descarga anual, mediante toma continua del almacenamiento de los flujos excedentes al consumo diario, hecho en uno o más depósitos formados mediante presas - construídas a lo largo de los valles de la corriente.

3. Agua subterránea.

- De manantiales naturales.

- De pozos.

- De galerías filtrantes, estanques o embalses.

- De pozos, galerías y, posiblemente manantiales, con caudales aumentados con aguas provenientes de otras fuentes: esparcidas sobre el terreno colector, conducidas a depósitos o diques de carga, alimentadas a galerías o pozos de difusión.

- De pozos o galerías cuyo flujo se mantiene constante al retornar al suelo las aguas previamente extraídas de la misma fuente y que han sido usadas para enfriamiento o procesos similares.

1. El agua de lluvia.

Esta no es una fuente común sino que está restringida a granjas y establecimientos rurales situados en regiones semiáridas que no cuentan con aguas satisfactorias superficiales o subterráneas.

Esta agua se capta en los lechos de las casas almacenándose en cisternas a las cuales llega por medio de canales y ductos de bajada.

Su rendimiento está en función de la cantidad de precipitación de la zona y del área receptora; habiendo además algunas pérdidas por evaporación, arrastre por vientos del agua precipitada, fallas en los canales de conducción. También debe desperdiciarse la primera corriente de agua pues contiene polvo, desechos de pájaros y otras sustancias indeseables. Una compuerta, colocada en el ducto de bajada permite la selección del agua no deseada en este sistema.

La colocación de filtros de arena a la entrada de la cisterna ayuda a mantener el agua exenta del crecimiento de organismos ofensivos que pueden producir sabor, olor y apariencia.

2. Aguas superficiales.

Las cantidades de agua superficial captada dependen del área colectora o cuenca hidrológica, así como de la diferencia entre las cantidades que caen sobre ella y las que se pierden por evapotranspiración. Otro detalle a considerar es que si las cuencas de aguas superficiales y subterráneas no coinciden, puede

el agua subterránea, entrar a nuestra cuenca proveniente de algún área cercana de captación o bien alejarse.

Consumo continuo: para abastecimiento de poblados situados cerca de corrientes, estanques o lagos que proporcionen durante todo el año volúmenes de agua suficientes para cubrir la demanda.

Las obras de captación incluyen rejilla, caja de compuertas o torre de toma; ducto de toma y en algunos casos estación de bombeo. La mayoría de estas corrientes sufren contaminación por poblaciones e industrias situadas aguas arriba por lo que la purificación de estas aguas es necesaria. Las tomas hechas en lagos procuran alejarlas de la ribera protegiendo el abastecimiento de contaminación por aguas residuales desalojadas en la fuente.

Consumo selectivo: cuando existen corrientes de flujo pequeño que no puedan aprovecharse en alguna estación, solamente se desvían las aguas limpias a depósitos construidos a orillas de la corriente y se almacena así el agua para ser utilizada en el tiempo en que no pueda ser tomada del flujo de la corriente. - Si sólo se puede obtener durante un trimestre, por ejemplo, el depósito deberá contener, como mínimo, tres cuartas partes del abastecimiento anual. Debido al almacenamiento del agua, ésta puede requerir purificación.

3. Aguas subterráneas.

La aportación de aguas subterráneas por medio de pozos o manantiales es menor, pero muchas veces éstos son más numerosos que los abastecimientos superficiales.

Las aguas subterráneas se extraen de muchas perforaciones geológicas: de los poros de depósitos aluviales (arrastrados por las aguas), glaciales o colianos — (arrastrados por los vientos) de materiales granulares no consolidados, tales como arena y grava y de materiales consolidados como areniscas.

De los pasajes, cavernas y planos de fractura de soluciones en rocas sedimentarias, tales como piedras calizas, pizarra y esquistos.

De las fracturas y fisuras de las rocas ígneas.

De combinaciones de estas formaciones geológicas consolidadas y no consolidadas.

Las aguas subterráneas tienen su área de captación bien definida sólo que, a diferencia de las aguas superficiales, la recarga de las aguas subterráneas se produce por infiltración a las aberturas del suelo.

El área de alimentación puede encontrarse cercana o a una distancia considerable, particularmente cuando el flujo está confinado dentro de un acuífero yacente bajo un estrato impermeable.

El rendimiento obtenido de estas aguas es directamente proporcional al área de toma y a la diferencia entre la precipitación y la suma de la evapotranspiración y el escurrimiento.

El flujo se extiende lateralmente a lo ancho del acuífero; verticalmente es tan profundo como la zona de poros abiertos y pasajes en la costra de la tierra y tan vadoso como el nivel freático.

Cuando la superficie del agua sube y baja con los cambios de estación en la recarga, el flujo es libre y el nivel freático se inclina hacia abajo paralelo a la superficie del suelo. El flujo se mueve en ángulo recto respecto a los contornos del nivel freático.

Si un estrato poroso yace bajo una capa impermeable, el flujo está confinado, Cuando se perfora esta clase de acuífero, brota de él, a presión, agua artesiana en algunas situaciones geológicas, sale en forma de fuentes brotantes. En otras formaciones geológicas, el agua está confinada sobre lentes de material impermeable sobre el verdadero nivel freático.

El agua subterránea sale a la superficie a través de los manantiales:

Cuando la superficie del suelo cae bruscamente bajo el nivel freático normal (manantiales de depresión).

Cuando una obstrucción geológica lleva tras de sí agua del suelo y la fuerza hacia la superficie (manantiales de contacto).

Cuando una falla en un estrato impermeable permite, al agua artesiana escapar de su confinamiento (también manantiales de contacto).

Debido a la elevada resistencia de los poros normalmente estrechos del suelo el agua avanza sólo lentamente, viajando en un año una distancia igual a la que el flujo de corriente recorra en una hora.

2.2.2 PROCEDENCIA DEL AGUA.

Como se ha explicado en el punto anterior llamado "fuente de abastecimiento" se cuenta con varias formas de obtener el agua del medio que nos rodea; de éstas debemos seleccionar la que nos proporcione mayores facilidades de captación, aunado esto a la garantía del rendimiento necesario.

El parque industrial será abastecido por el canal Rodhe que pasa a un costado del predio, este canal es abastecido por el río Bravo y su función principal es la de suministrar agua a las tierras por donde pasa. Previamente se hicieron estudios para ver la posibilidad de abastecer al Parque, resultando satisfactorio.

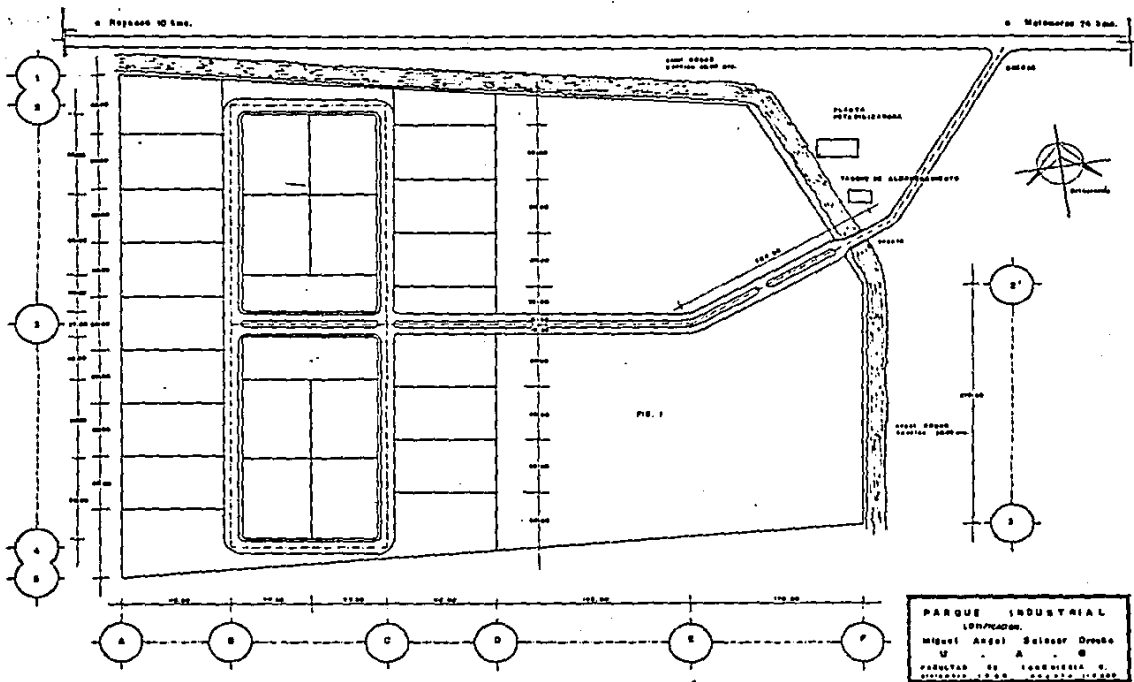
El agua que abastecerá al parque industrial es agua superficial por lo que habrá que tratarla. A un costado del predio se encuentra la COAPA (comisión de agua potable y alcantarillado) que es una potabilizadora que se encarga de suministrar agua a las pequeñas industrias que le rodean.

En nuestro caso se encargará de suministrarnos agua ya potabilizada la cual será conducida a un tanque de almacenamiento el cual se localizará a 40 mts. de la COAPA.

En la figura No. 1 se muestra un croquis de lo que será el parque industrial y la localización de la planta potabilizadora así como el tanque de almacenamiento.

2.2.3.- CALIDAD DEL AGUA.

El agua absolutamente pura no se encuentra en la naturaleza. Cuando el vapor de agua se condensa en el aire y cae, absorbe polvo y disuelve oxígeno, anhídrido carbónico y gases. En la superficie del suelo recoge fango y otras materias inorgánicas. Es posible que las bacterias que recoja el agua del aire sean pocas, pero de la superficie del suelo tomará muchas más al correr por torrentes y ríos. También disolverá pequeñas cantidades de los productos de descomposición de la materia orgánica, tales como nitratos, nitritos, amoníaco y anhídrido carbónico.



Las aguas superficiales conservan todas las impurezas por tiempo indefinido, no así las aguas de lluvia que se infiltran en el suelo, pues en este proceso - de filtración pierden el fango, las bacterias en suspensión y es probable que - hasta algunos productos de descomposición.

Esta ventaja se contrarresta un poco con la dilución de sales que sufre el - agua a su paso por los diferentes estratos y su cuantía depende de la longitud - del recorrido y la composición química de los estratos atravesados.

Para definir un agua potable podemos decir que es aquella que se puede beber sin peligro, de sabor agradable y útil para los usos domésticos. En contraste, - un agua contaminada es la que contiene microorganismos y sustancias químicas de origen industrial u otro, de modo que resulta inadecuada para su empleo normal.

El agua contaminada puede producir enfermedades tales como: el tífus y el paratífus, las disenterías amebiana y bacilar, la gastroenteritis, la hepatitis - infecciosa, la esquistosomiasis y el cólera asiático. Otras enfermedades de menor importancia, que se transmiten por beber aguas contaminadas son: antrax, tu laremia, tuberculosis y varios gusanos parásitos.

La importancia de estas enfermedades varía con la situación geográfica de los países pues aparecen en distintas zonas, como es el caso del cólera en la India.

La mayoría de estas enfermedades se transmiten por los excrementos y orines - de personas enfermas y de portadores de gérmenes. Por esto es muy importante - disponer adecuadamente de las aguas residuales evitando la contaminación de a - guas superficiales y subterráneas.

En la tabla siguiente se indican las impurezas que puede contener el agua, y sus efectos:

Impurezas
en
suspensión

bacterias - algunas dan origen a enfermedades.
algas, protozoarios - olor, color y turbidez.
fango- opacidad, turbidez.

Impurezas
disueltas

sales

calcio y
magnesio

bicarbonato - alcalinidad, dureza.
carbonato - alcalinidad, dureza.
sulfato - dureza.
cloruro - dureza, corrosión de calderas.

sodio

bicarbonato - alcalinidad, efecto de ablandamiento.
carbonato - alcalinidad, efecto de ablandamiento.
sulfato - formación de espuma en generadores de vapor.
fluoruro - acida sobre el esmalte de los dientes.
cloruro - gusto.

óxido de hierro - gusto, agua rojiza, corrosión de metal, dureza.

manganeso - aguas negruzcas o pardas.

colorante vegetal - color, acidez.

gases

oxígeno - corrosión de metales.
anhídrido carbónico - corrosión de metales, acidez.
sulfhídrico - olor a huevos podridos, acidez y corrosión

La manera de evitar brotes epidémicos de estas enfermedades transmitidas por las aguas es dando un buen tratamiento de purificación y protegiendo la red de distribución.

Los nitratos en el agua causan meta hemoglobinemia en los niños menores de 2 meses de edad pues en ellos los nitratos son reducidos a nitritos que reaccionan con la sangre y reducen su capacidad transportadora de oxígeno, en niños menores y adultos tal reacción no tiene lugar.

La prevención consiste en dar a los lactante (niños menores de 2 meses de edad) agua libre de nitratos.

Las aguas en contacto con tubería de metal pueden contener plomo y como este es un veneno acumulativo puede producir envenenamientos. Las normas de la "Public Health Service" de los Estados Unidos fijan como límite 0.1 p.p.m. (partículas por millón) en el contenido de las aguas.

Los fluoruros en forma de impurezas, cuando se hallan presentes en cantidades superiores a 1.5 p.p.m., pueden producir destrucción del esmalte por lo que este peligro se presenta en los niños desde el nacimiento hasta los 8 a 10 años. Esto da como resultado dentadura descolorida y moteada aunque se ha observado que la ocurrencia de caries en ellas es baja.

2.2.4 IMPUREZAS EN SUSPENSION Y DISUELTAS.

Bacterias del agua. Todas las aguas contienen bacterias, aunque podemos decir que las aguas subterráneas las tienen en menor cantidad que las aguas superficiales por los efectos de filtración natural.

Las bacterias crenotix proliferan en aguas subterráneas que contienen minerales en solución como hierro, manganeso y aluminio; éstas también pueden presentarse en las cañerías de plomo originando gustos y olores desagradables. El desarrollo de estas bacterias puede evitarse eliminando el hierro y el manganeso de las aguas.

Las aguas superficiales contienen muchas bacterias y de éstas tienen una especial importancia los colibacilos. Entre ellos se cuenta un cierto número de organismos como: el aerobacter aerogenes que se le encuentra en plantas, semillas, suelo y heces del hombre y de los animales; y la escherichia coli que habita normalmente en el intestino del hombre y se elimina con los excrementos.

Los colibacilos en el agua son indicadores de polución, pues demuestran que el agua ha estado en contacto con suelos y plantas, y que ha sido polucionada por residuales. Los colibacilos no proliferan en el agua y mueren a ritmo logarítmico.

Los escherichia coli se eliminan en cantidades enormes por los excrementos conteniendo de 5 a 500 millones por gramo y la cantidad media de excremento por individuo es de 82 grs. diarios para asegurar un agua sana deben emplearse métodos de tratamiento que reduzcan al mínimo el número de colibacilos.

Para hacer un recuento de bacterias, el cual indica la calidad del agua y, después del tratamiento, conocer la efectividad de éste se hacen ensayos con muestras, los cuales consisten en lo siguiente: colocar un ml. de agua sobre una placa estéril de 10 cm. de diámetro. Añadir un medio nutritivo y-

se incuba la placa a 35°C durante 24 hrs. Después de este tiempo cada una de las bacterias del agua habrá formado una colonia que pueden verse y contarse.

LOS VIRUS EN EL AGUA.

Los virus son grupos de agentes infecciosos, más pequeños que las bacterias ordinarias y que requieren células huéspedes para su reproducción.

Se ha observado la presencia de virus de la poliomielitis, hepatitis infecciosa y coxsackie en los excrementos humanos y aguas residuales.

La cloración, combinada con otros tratamientos, inactiva los virus.

ORGANISMOS MICROSCÓPICOS.

Otros organismos microscópicos, aparte de las bacterias, se encuentran en el agua, éstos se concentran e identifican en el microscopio gracias a ensayos como el sedwick-rafter.

Algas.

Pequeños vegetales clorofilicos, unicelulares, de varias formas y tamaños - que viven en el agua. Al presentarse en gran número, colorean y enturbian el agua. Su característica más molesta es el sabor y olor que originan.

Necesitan de la luz solar para su vida y propagación y se alimentan de materias minerales orgánicas, compuestos nitrogenados y anhídrido carbónico. - Un producto de su proceso vital es el oxígeno molecular que queda retenido - en solución por el agua.

Protozoos.

Animales unicelulares que son la forma más reducida y sencilla de la vida animal. Las perturbaciones que producen en el agua son muy parecidas a las de las algas. La entameba histolytica es un protozoo que produce la disentería amebiana; forma quistes evacuados por los excrementos de la persona infectada y viven en el agua por mucho tiempo. Se eliminan por los métodos normales de tratamiento (coagulación seguida de filtración).

Hongos.

Vegetales sin clorofila, lo cual les permite desarrollarse en ausencia de la luz solar. Pueden originarse en las tuberías de agua produciendo olores y obstruyendo el paso del líquido.

Se eliminan por tratamiento del agua con cloro.

Actinomicetos.

Bacterias parecidas a los hongos que dan al agua olor a tierra, moho y cieno. Los perjudiciales no proliferan a menos de 17°C de temperatura y su actividad aumenta a los 38°C o más.

Gusanos.

El gusano rojo es la larva de la mosca chironomus, y los otros son larvas de mosca más pequeñas. El proceso es el siguiente: la adulta pone los huevos en la superficie del agua de estanques o depósitos. En los huevos maduran las larvas, las cuales atacan las paredes laterales del hormigón, o haciendo agujeros en los sedimentos acumulados en el fondo realizando así unas características cubiertas larvales.

Como no se presentan en la superficie, el agua puede infectarse en cualquier momento. Para evitarlos hay que desaguar y limpiar los depósitos y protegerlos con alguna cubierta. Jamás se ha observado que produzcan gusto u olor al agua. En su eliminación no pueden usarse productos químicos, en cantidades que pueda soportar el agua potable.

CARACTERISTICAS FISICAS Y QUIMICAS DEL AGUA.

Turbidez.

Un agua turbia es aquella que contiene materias visibles en suspensión. Esto se debe al barro, arcilla y a la presencia de algas y otros organismos. La intensidad del enturbiamiento de las aguas depende del tipo de suelo por el que haya circulado y la velocidad.

Las aguas subterráneas son las más claras debido a que durante la filtración pierden las materias que producen la turbidez. Las aguas de los lagos son más limpias que las de los ríos debido a su menor velocidad.

La turbidez se expresa en partes por millón; las normas del U.S.P.H.S. señalan un máximo de 10 p.p.m. para agua potable. La sedimentación y la filtración son métodos empleados para eliminar la turbidez de las aguas de abastecimiento de poblaciones.

Color.

El color de las aguas, a diferencia de la turbidez, es producido por materias en solución o en forma coloidal. Estas materias son colorantes producto de la descomposición de vegetales.

Las consecuencias de estos colorantes es o pueden ser perjudiciales para procesos industriales, manchan la ropa y dan motivo a que los usuarios hagan objeciones sobre el aspecto del agua. El color se expresa en números de una escala arbitraria no debe ser mayor de 20.

Alcalinidad y acidez.

Casi todas las aguas son más o menos alcalinas debido a las sales alcalinas presentes en los terrones. La alcalinidad es causada por impurezas como carbonatos y bicarbonatos de calcio, sodio y magnesio. La alcalinidad se expresa en partes por millón, al carbonato cálcico equivalente.

La importancia de la alcalinidad tiene su base en que el agua al ser clarificada por coagulación y preparada para la filtración, requiere cierta alcalinidad para asegurar la reacción. Si ésta es muy baja debe aumentarse añadiendo carbonato cálcico o sódico. Las alcalinidades cáusticas van siempre acompañadas de valores de PH altos, 9.5 o más.

La causa más normal de la acidez es el anhídrido carbónico, que se presenta de modo natural o como resultado de las reacciones de productos químicos, coagulantes empleados en el tratamiento de las aguas. La acidez se mide por el carbonato cálcico necesario para neutralizar el ácido carbónico, y se expresa en p.p.m. o ml/l.

PH.

La alcalinidad y la acidez del agua, aguas residuales y fango, se expresa en función de su PH que indica la concentración de iones hidrógeno.

Los ensayos de PH determinan la intensidad del ácido o alcali contenidos en el agua, mientras que los análisis químicos relativos a la acidez y alcalinidad dan a conocer las cantidades en que éstos se hallan presentes.

Un ión es un átomo o grupo de átomos que lleva una carga eléctrica. Ciertos compuestos en solución se ionizan, o sea se subdividen en iones cargados eléctricamente. La acidez se debe a la presencia de iones hidrogeno, H, cargados positivamente y la alcalinidad a los iones hidroxilo, OH cargados negativamente. Un agua que contenga carbonato sódico u otra materia alcalina, tendrá muchos iones OH; mientras que otra que contenga un ácido, tendrá muchos iones H, y cuanto más fuerte es un ál cali, mayor es la concentración de iones OH y menor la de iones H.

El PH de un agua puede conocerse mediante un potenciómetro que mida el potencial eléctrico ejercido por los iones H. Otro método consiste en emplear colores patrones para compararlos con los colores originados en las muestras por ciertos reactivos.

Puede deducirse que los valores de PH por debajo de 7, considerando que son los logaritmos de los recíprocos de las concentraciones de ión H, representan acidez, mientras que los valores de PH superiores a 7 representan alcalinidad.

Impurezas minerales solubles.

Los compuestos de calcio y magnesio endurecen el agua, característica notable por la neutralización del jabón.

La dureza de carbonatos la producen los carbonatos y bicarbonatos de calcio y de magnesio. Esta dureza es llamada temporal pues se suprime al hervir el agua.

La dureza de no-carbonatos se origina por la presencia de sulfatos y cloruros de magnesio; como ésta no es afectada por la ebullición se llama permanente. Los cloruros de magnesio y calcio son muy corrosivos para las calderas de vapor y producen picaduras en ellas.

Cloruros.

El cloruro sódico (sal de mesa) que se emplea en preparación de alimentos se elimina en los excrementos lo que hace que las aguas residuales sean ricas en cloruros. El que un pozo o río manifiesta un mayor contenido de cloruros podrá indicar la posibilidad de contaminación por aguas residuales.

Hierro y Manganeso.

La presencia de hierro en el agua produce endurecimiento y aún en pequeñas cantidades origina sabor, mancha los tejidos y cañerías de plomo causando incrustaciones en las tuberías de plomo. El manganeso es más frecuente en el agua, aunque en menor cantidad. Este al igual que el hierro se oxida produciendo sedimento que obstruye las tuberías, mancha los tejidos y estimula los crecimientos orgánicos. El color de los depósitos y manchas varía del pardo oscuro, si esta mezclado con hierro, al negro, si el óxido de manganeso es puro.

Impurezas gaseosas.

El agua absorbe gases de la atmósfera tales como: nitrógeno, metano o gas natural, ácido sulfhídrico, oxígeno y anhídrido carbónico. La presencia del ácido sulfhídrico en el agua subterránea se debe a la reducción de sulfatos o a la descomposición de materia orgánica. Su olor característico es a huevos podridos; además corroe los metales. La aereación lo elimina, puede ser venenoso cuando se respira.

El oxígeno disuelto es variable en el agua subterránea; su contenido en las aguas superficiales, depende de la cantidad y carácter de las materias inestables que contenga el agua. Es un factor importante en la autodepuración de ríos polucionados — pues el oxígeno libre actúa sobre las materias orgánicas en descomposición. El oxígeno libre en solución es un agente corrosivo, especialmente cuando también está presente el anhídrido carbónico.

El anhídrido carbónico que el agua disuelve, proviene de la atmósfera, de la materia orgánica descompuesta en la superficie del suelo o de manantiales subterráneos. Este en presencia de oxígeno es muy corrosivo; se elimina con aereación y con el empleo de cal. Un efecto importante que éste produce es el estímulo del crecimiento de las algas, si el agua está expuesta a la luz solar.

METODO DE LA TOMA DE MUESTRAS.

Hay dos tipos de análisis que deben practicarse al agua y son: análisis bacteriológico y análisis químicos ordinarios.

Para practicar los análisis bacteriológicos son necesarios 100 cm³ de agua recogida en frasco esterilizado; de preferencia el frasco y su tapón deben esterilizarse — en laboratorio pero en caso de no contar con esto bastará hervirlos durante 20 minutos. El procedimiento a seguir es el siguiente:

- Aplicar una llama al grifo durante unos instantes para eliminar bacterias adheridas, esto puede hacerse con un papel encendido.
- Abrir el grifo y dejar salir el agua durante un minuto.
- Quemar el tapón del frasco tratando de no tocar las partes interiores del tapón ni el cuello del frasco.
- Llenar el frasco sin permitir que entre el agua que haya estado en contacto con las manos.

Si la muestra por tomar es de un depósito cuyo nivel de aguas es accesible puede sumergirse el frasco y moverlo mientras se lleva para que no entre agua que ha y te nido contacto con las manos. Si el nivel es bajo, se baja el frasco con una cuerda.

Si la muestra va almacenarse o transportarse debe mantenerse a temperaturas entre 0° y 10°C.

ANALISIS QUIMICO Y BACTERIOLOGICO DEL AGUA DE LA FUENTE DE ABASTECIMIENTO.

Por todo lo mencionado anteriormente sobre las impurezas de las aguas, la Secretaría de Salubridad ha fijado las cantidades máximas aceptables de las sustancias que puede contener el agua para ser considerada potable. Los límites tolerables aparecen en la lámina siguiente.

Físicos: Turbiedad máxima: 10 (escala de sílice)
 Inodora.
 Sabor agradable.
 Color máximo: 20 (escala platino-cobalto)

Químicas:	PH de 6.0 a 8.0	miligramos por litro.
	Nitrógeno (N) amoniacal, hasta	0.50
	Nitrógeno (N) proteico, hasta	0.10
	Nitrógeno (N) de nitritos	0.05
	Nitrógeno (N) de nitratos, hasta	5.00
	Oxígeno (O) consumido en medio ácido, hasta	3.00
	Sólidos totales, hasta	10.00

miligramos por litro

Alcalinidad total, expresado en CaCO_3 hasta	4.00
Dureza total, expresada en CaCO_3 hasta	3.00
Dureza permanente de no carbonatos expresado en CaCO_3 en aguas naturales hasta	1.50
Cloruros, expresados en CL, hasta	2.50
Sulfatos, expresados en SO_4 hasta	2.50
Magnesio, expresado en Mg, hasta	1.25
Zinc, expresado en Zn, hasta	15.00
Cobre, expresado en Cu, hasta	3.00
Fluoruros, expresado en FL, hasta	1.50
Hierro y Manganeso expresados en Fe y Mn hasta	0.30
Plomo, expresado en Pb, hasta	0.10
Arsénico, expresado en As, hasta	0.05
Selenio expresado en Se, hasta	0.05
Cromo hexavalente, expresado en Cr, hasta	0.05
Compuestos fenólicos, expresados en Fenol hasta	0.001
Cloro libre en aguas cloradas, no menos de	0.20
Cloro libre en aguas no cloradas, no menos de 0.20 ni más de	1.00

2.2.5.-

TRATAMIENTO DEL AGUA.

La causa mas importante por la cual se hace necesario el tratamiento de las aguas es para eliminar los gérmenes patógenos productores de enfermedades; entre otras para librarla de sabor y olor desagradables, hacerla apropiada para los usos domésticos y para una amplia variedad de finalidades industriales.

Se han desarrollado algunos métodos de tratamiento de las aguas como la sedimentación rápida a base de productos químicos coagulantes. La coagulación viene, seguida de una filtración, con desinfección como precaución final para eliminar a los gérmenes patógenos. La aereación, algunos tratamientos químicos o el carbón activado evitarán el sabor y el olor. El ablandamiento del agua, la eliminación del hierro y la supresión de la corrosividad excesiva forman un conjunto de métodos prácticos de tratamiento que son muy empleados en la actualidad.

En nuestro caso, la fuente de abastecimiento será de aguas superficiales como ya se dijo anteriormente, y como a un costado del predio contamos con una potabilizadora, por medio de un acuerdo con la COAPA, ellos se encargarán de aportarnos agua a nuestro tanque de almacenamiento, por medio de un previo bombeo, dicha aportación será conducida por una tubería de acero soldable cedula 40 de 10 pulgadas de diámetro.

Dada la importancia de una potabilizadora a continuación se explicará a rasgos generales los procedimientos para el tratado del agua.

PURIFICACION.

Las plantas purificadoras se construyen según las necesidades de una comunidad. Independientemente de la calidad del agua cruda, pueden producirse efluentes con la seguridad, claridad y composición química deseadas mediante métodos adecuados de tratamiento, sin embargo, debemos recordar que el hombre es fundamentalmente afín al agua que ha sido destilada por el sol. Será necesario buscar un agua limpia, siempre que sea practicable, y mantenerla limpia para el consumo humano.

Las consideraciones económicas deberán ser secundarias a los requerimientos higiénicos.

El control de calidad del agua interviene en todas las fases de la administración técnica de las obras hidráulicas. Se inicia con la preparación, supervisión y mantenimiento de las áreas de captación de las fuentes abastecedoras; continúa a través de los ductos, planta y distribución.

SEDIMENTACION.

La erosión que sufre la tierra cada año por efecto de el escurrimiento y las tormentas, arrastra cantidades considerables de suelo y restos de rocas a las corrientes y otras masas acuáticas. A las suspensiones resultantes de suelo mineral y restos orgánicos, se agregan los desechos de los vecindarios e industrias, los cuales se transportan mediante sus sistemas colectores, derramados a través de los drenajes pluviales y de las inundaciones de los sistemas combinados de alcantarillado, o que quedan dentro de los afluentes.

Algunas de las partículas erosionadas y los desechos de la vida y actividades humanas son lo suficientemente pesados para sedimentarse cuando las aguas de tormenta adquiere un estado de reposo, con frecuencia son levantados nuevamente durante las crecientes de los ríos, para ser depositados aguas abajo en ondas sucesivas y finalmente llegan al océano.

De esta manera, los bancos de limos y lodo se forman, se destruyen y se arrastran aguas abajo. Cuando las aguas de los ríos entran en reposo en los estanques, lagos y depósitos, la gravitación arrastra hacia el fondo las partículas finas y ligeras, en donde se acumulan. Se originan deltas en las masas interiores de agua, así como en el mar.

Todos los depósitos de fondo reducen la capacidad de almacenamiento de los embalses naturales y de los construidos por el hombre, pero el agua incrementa su claridad aún cuando no pueda despojarse de los sólidos responsables de la turbidez persistente.

Sin embargo, en ciertas ocasiones, las corrientes entran cargadas de limo o las aguas frías, se sumergen al fondo de los almacenamientos y se mueven por debajo de las masas principales de agua caliente o mas ligera. En estos casos, aparece el limo en la salida de las plantas de tratamiento de agua con mayor rapidez y concentración de la que se esperaría normalmente. En relación con otros aspectos, la clarificación natural del agua por sedimentación de la materia tanto orgánica como mineral, es un componente importante dentro de la autpurificación del agua.

Tal vez la operación útil mas usada, en tratamiento de aguas residuales, es la sedimentación o remoción, por medio de asentamiento gravitacional, de las partículas en suspensión mas pesadas que el agua.

Quando las impurezas se separan de un fluido que las mantiene en suspensión solo mediante la acción de las fuerzas naturales, la operación recibe el nombre de sedimentación simple. Cuando se agregan productos químicos o de otra naturaleza para provocar o favorecer la agregación y asentamiento de la materia finalmente dividida, sustancias coloidales y moléculas grandes, la operación se denomina coagulación.

Quando los productos químicos se agregan para separar la solución de las impurezas disueltas, la operación se describe como precipitación química.

Los tanques de sedimentación pueden ir precedidos de cámaras de reacción y floculación, pero en algunas ocasiones no se observa la rígida separación de las funciones de coagulación de flujo a la de sedimentación. En este caso, el mismo tanque sirve para ambos propósitos.

COAGULACION _ SEDIMENTACION.

Para aumentar la velocidad de sedimentación y eliminar partículas muy finas en suspensión, se agregan coagulantes al agua. Sin los coagulantes, las partículas muy finas no se sedimentan debido a su elevada relación entre área de superficie y masa y por la presencia de cargas negativas en ellas. La velocidad a la cual las fuerzas de arrastre y de gravitación son iguales es muy baja y las cargas negativas en las partículas producen fuerzas electrostáticas de repulsión que tienden a mantener separadas las partículas y evitar la aglomeración. Cuando se mezclan los coagulantes con el agua, introducen núcleos con fuerte carga positiva que atraen y neutralizan al material suspendido que tiene carga negativa.

Los compuestos de hierro y aluminio son de uso común como coagulantes, debido a su fuerte carga iónica positiva. La alcalinidad del agua que se va a tratar debe ser lo bastante alta para que se forme un hidrato o hidróxido insolubles de estos metales, estos flocúlos insolubles de hierro y aluminio, que se combinan entre si y con las otras partículas suspendidas, se presipitan cuando se forma un floculo de suficiente tamaño. Los coagulantes más comunes son sulfatos de aluminio más conocido como alumbre, sulfato ferroso, cloruro férrico, y caparrosa clorada.

El tipo y cantidad de coagulante necesario para clasificar agua especificada depende de las cualidades del agua que se va a tratar, como PH, temperatura, turbidez, color y dureza. En el laboratorio se suelen hacer analisis en matrazes para determinar la cantidad óptima de coagulante.

Proceso de clarificación: mezclado rápido de los productos químicos, floculación o agitación lenta para hacer que se aglomeren los floculos pequeños, coagulación-sedimentación en el estanque de baja velocidad de circulación.

El mezclado rápido de los productos químicos puede lograrse por muchos medios, como agitadores mecanicos, bombas centrífugas y chorros de aire. El tiempo necesario para dicho mezclado va desde unos segundos hasta 20 minutos.

La floculación o agitación lenta aumenta el tamaño de los floculos y acelera la sedimentación.

La velocidad de los agitadores debe ser lo bastante alta para ocasionar contacto entre los floculos pequeños, pero no tan grande que se rompan los grandes.

El proceso de cuagulación - sedimentación tiene lugar en un estanque casi idéntico a un estanque simple de sedimentación.

El tiempo de tensión en un estanque de sedimentación debe ser entre 2 y 8 hrs.

FLOCULACION.

Existe floculación cuando las partículas floculantes o floculadas se unen entre sí mientras el fluido suspendido se mueve lentamente; hay flotación cuando las partículas que son mas ligeras que el agua o a las que se hace sobrenadar por efectos de aditivos, ascienden a la superficie de los fluidos en reposo; y hay absorción cuando las partículas de tamaño coloidal y molecular son absorbidas sobre sustancias como el carbón activado, que presentan áreas interfaciales relativamente vastas, el agua que las atraviesa, transporta o mantiene en suspensión. Cuando una de estas operaciones se puede hacer autosuficiente por selección, o bien, se puede aplicar para reducir la carga sobre el fluido soportante o de transporte y en consecuencia, para reducir la carga sobre las operaciones subsecuentes de tratamiento.

Hablando estrictamente, floculación es el movimiento lento o agitación del agua que contiene flóculos. Sin embargo, en la floculación química, el movimiento o agitación puede principiarse tan pronto como se agrega el coagulante químico. Considerando en sí mismo, el paso inicial recibe el nombre de mezclado. Por lo tanto en el contexto del presente tema la palabra mezclado describe la operación de revolver o incorporar los productos químicos o materiales coagulantes con el agua residual, con el fin de crear un sistema mas o menos homogéneo en fase simple o múltiple.

FILTRACION.

Al pasar el agua sobre una capa de arena, se eliminan gran parte de las partículas más finas y algunas bacterias grandes. El proceso de filtrado tiene muchas componentes, como colado físico, reacciones químicas y biológicas, sedimentación y neutralización de las cargas electrostáticas. Los filtros de arena rápido y lento son los dos tipos más usados hoy en día para el tratado de agua.

El filtrado rápido con arena suele estar precedido por un tratamiento químico, como floculación, coagulación y desinfección por ello, puede pasarse el agua a través de la arena en mayor volumen. Por lo general, el efluente de un filtro rápido necesita desinfección o cloración adicionales, porque éste proceso no elimina por completo las bacterias.

El orden normal de flujo a través de los diversos componentes del filtro es desde los clarificadores hasta la parte superior de la capa de arena, a través de las capas de arena y grava por los drenes inferiores laterales hasta la descarga principal y luego hasta su almacenamiento. El flujo de lavado tiene lugar en dirección inversa después de cerrar el tubo de efluente del filtro. El flujo de agua de lavado es por la descarga principal hasta los drenes laterales, desde los laterales hacia arriba a través de la grava y la arena, hasta los canales para agua de lavado. Estos canales llevan el agua hasta el canal para descarga de desechos.

Algunos factores para el diseño de los filtros rápidos de arena son:

Tamaño efectivo de los granos 0.35 - 0.55 mm.

Coefficiente de uniformidad 1.20 - 1.75

Espesor de la capa de arena 24 - 30 plg.

Espesor de la capa de grava 15 - 24 plg.

Tamaño de la grava 1/8 - 11/2 plg.

Volumen de filtrado 2 a 4 gal/mín.

Profundidad total de cada estanque 8 a 10 pies.

Perdida máxima de carga hidráulica permitida antes del lavado de la arena 8 a 10 pies.

Expansión de la arena durante el lavado 25 a 50 %

Volumen de agua de lavado 15 a 20 gal/mín.

Tiempo de funcionamiento del filtro 12 a 72 horas.

Espaciamiento entre canales para agua 4 a 6 pies.

Los filtros de arena rápidos se hacen funcionar hasta que las partículas y los flocúlos sin sedimentar cubran los vacíos entre los granos de arena y crean una gran pérdida de carga através del filtro, el lavado consiste a la inversa de un filtro, hacer pasar agua filtrada a presión a través del filtro los drenes y en sentido ascendente hasta los canales para agua de lavado.

DESINFECCION.

La desinfección de las aguas y de las aguas residuales, es decir, la destrucción de los patógenos hídricos, no se logra a través de medios biológicos, sino físicos y químicos. Además la desinfección química ofrece mayores posibilidades de éxito que la desinfección física.

La desinfección del agua es, sin duda, el arma más poderosa que pueden utilizar las autoridades encargadas de la sanidad y el control de las aguas, en contra de las infecciones.

En particular, la coloración del agua conduce a una erradicación substancial de las enfermedades hídricas a un costo pequeño en equipo, materiales y personal. Sin él, probablemente la fiebre tifoidea habría continuado cobrando su terrible tributo durante muchas décadas del siglo XX.

La esterilización no es sinónimo de la desinfección. Aquella implica la destrucción de todos los seres vivientes en el medio esterilizado. Generalmente, - la producción de agua esteril se limita a la investigación, práctica médica y - manufactura de productos farmacéuticos y químicos especiales.

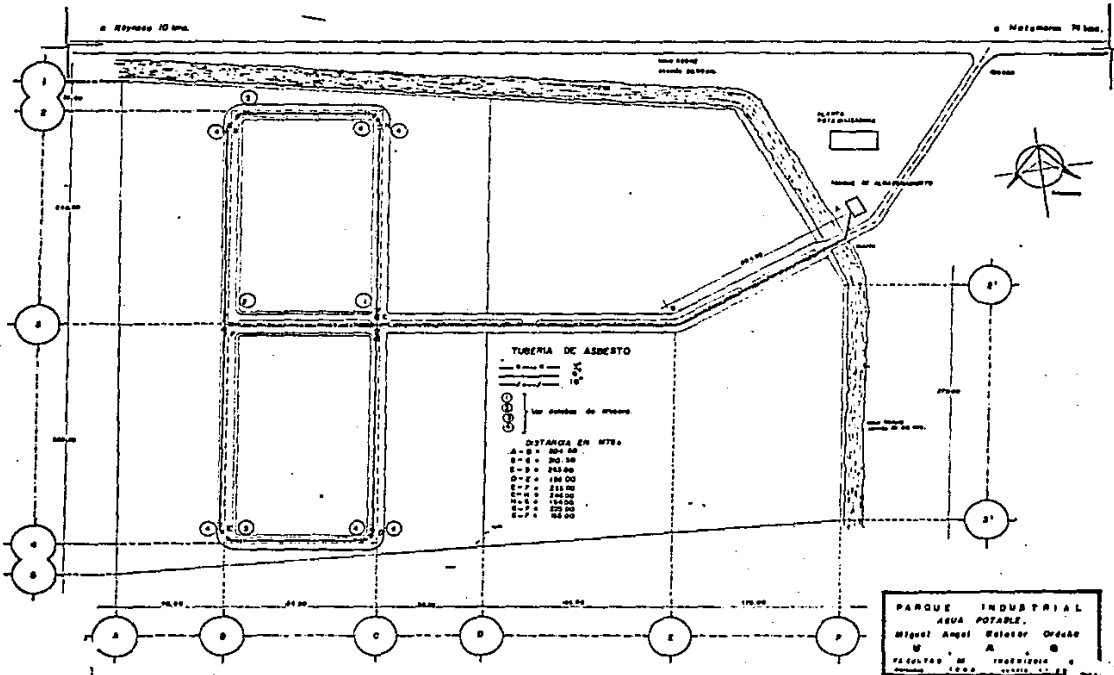
El agua potable no necesita ser estéril. Solo se debe emplear el término esterilización cuando se requiera alcanzar una esterilidad completamente verdadera.

DESINFECCION CON CLORO

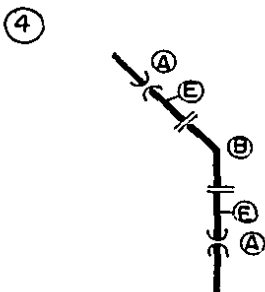
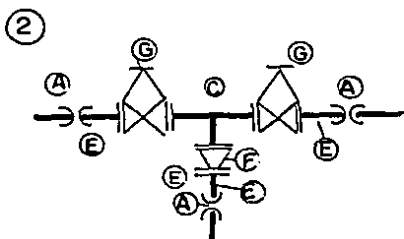
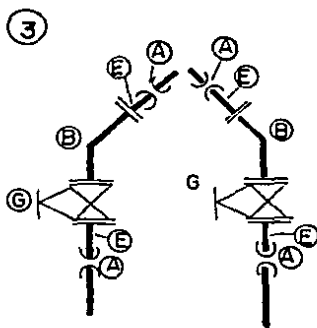
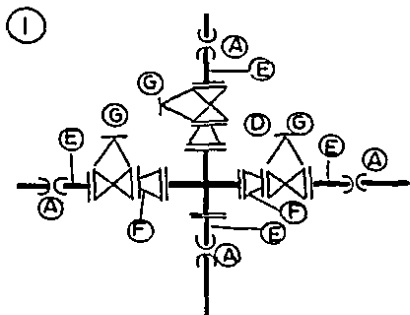
El cloro en forma líquida, gaseosa o de hipoclorito, es el principal producto químico para destruir las bacterias en los suministros de agua, otros desinfectantes son el yodo, el bromo, el ozono, la luz ultravioleta y la cal viva.

El ácido hipocloroso (HOCL) reacciona con la materia orgánica de las bacterias para formar un complejo clorado que destruye las células vivas. La cantidad de cloro agregado al agua depende de la cantidad de impurezas por eliminar y del residuo deseado de cloro en el agua. Una dosis de 1 a 2 mg. de cloro por litro suele ser suficiente para destruir todas las bacterias y dejar un residuo adecuado. En las corrientes de afluente de las plantas de tratamiento de agua, - se mantiene un residuo de cloro de 0.1 a 0.2 mg. por litro como factor de seguridad en el agua mientras se envía al consumidor.

2.3.- DISEÑO DE LA RED



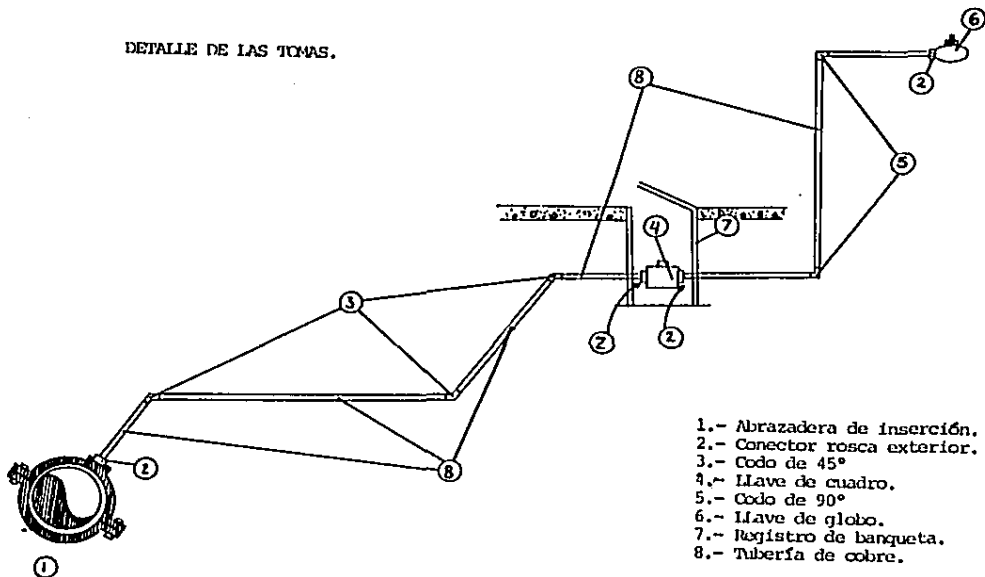
DETALLES DE CRUCEROS



- A.- JUNTA GIBBAULT.
- B.- CODO BRIDADO A 45°
- C.- TEE BRIDADA
- D.- CRUZ BRIDADA
- E.- EXTREMIDAD BRIDADA
- F.- REDUCCION BRIDADA
- G.- VALVULA DE COMPUERTA BRIDADA

NOTA: TODAS LAS PIEZAS ESPECIALES SON DE FIERRO FUNDIDO.

DETALLE DE LAS TOMAS.



- 1.- Abrazadera de inserción.
- 2.- Conector rosca exterior.
- 3.- Codo de 45°
- 4.- Llave de cuadro.
- 5.- Codo de 90°
- 6.- Llave de globo.
- 7.- Registro de banqueta.
- 8.- Tubería de cobre.

NOTA: Todo el material necesario para la toma será de cobre.

2.4.- TANQUE REGULADOR.

Con el gasto de diseño para nuestro sistema ya determinado, podemos calcular el o los depósitos de almacenamiento que será necesario construir, para esta estimación del volumen necesario de almacenamiento contamos con una tabla de variación de demandas en las 24 hrs., del día, y se utiliza de la manera mostrada:

HORAS	% DEMANDADA	% BOMBEO	DIFERENCIAS	ACMULACION
0- 1	45	0	- 45	-45
1- 2	45	0	- 45	-90
2- 3	45	0	- 45	-135
3- 4	45	0	- 45	-180
4- 5	45	0	- 45	-225
5- 6	60	200	140	-85
6- 7	90	200	110	25
7- 8	135	200	65	90
8- 9	150	200	50	140
9-10	150	200	50	190
10-11	150	200	50	240
11-12	140	0	-140	100
12-13	120	0	-120	-20
13-14	140	0	-140	-160
14-15	140	200	60	100
15-16	130	200	70	-30
16-17	130	200	70	40

17-18	120	200	80	120
18-19	100	200	100	220
19-20	100	200	100	320
20-21	90	0	-90	230
21-22	90	0	-90	140
22-23	80	0	-80	60
23-24	60	0	-60	0

Se fijan las horas de bombeo y se saca un porcentaje de éste de la siguiente forma:

$$\% \text{ bombeo} = \frac{24 \text{ hrs.}}{12 \text{ hrs.}} = 200 \%$$

Se procede a sacar diferencias entre el porcentaje de bombeo y % de demanda, al mismo tiempo o se van acumulando en la última columna. La suma de los valores más altos de déficit y almacenado nos proporciona el porcentaje total, en este caso:

$$\begin{array}{r} 225 \\ \underline{320} \quad + \\ 545 \end{array}$$

Una vez obtenido este dato, el volumen se calcula por la fórmula:

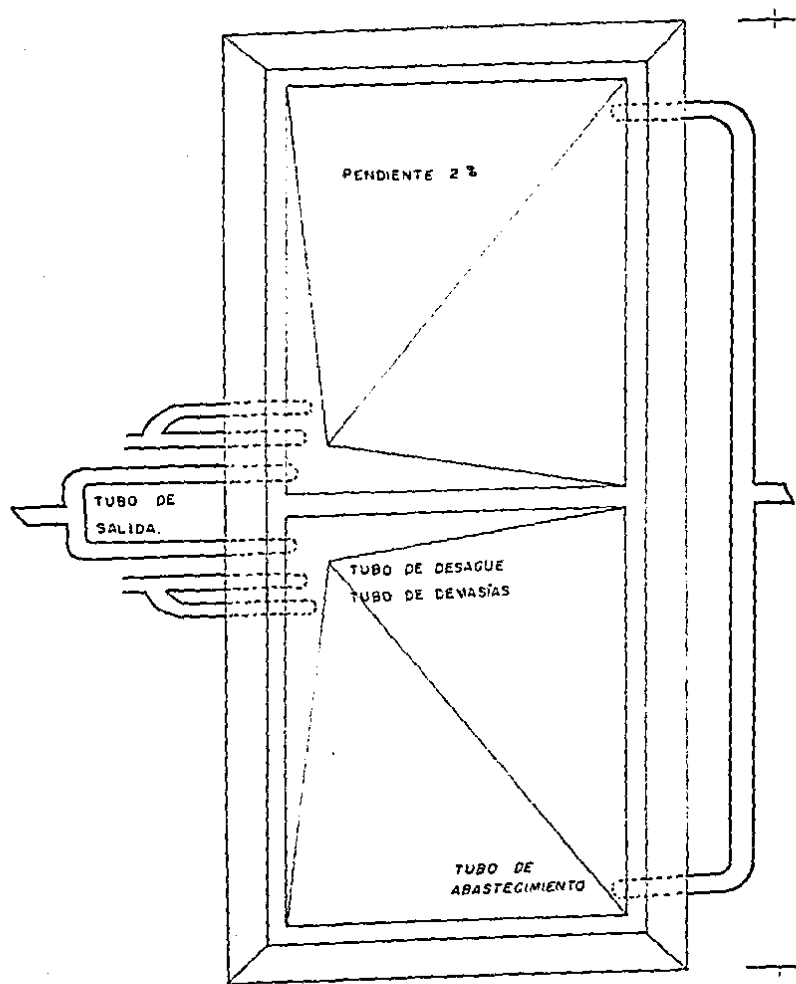
$$\text{Volumen} = \frac{Q \times \% \text{ total} \times 3600}{100 \times 1000}$$

$$\text{Volumen} = \frac{21.87 \times 545 \times 3600}{100 \times 1000}$$

$$\text{Volumen} = 429.08 \text{ m}^3$$

Por los cálculos vemos que debemos tener un depósito que albergue 429.08 m^3

PLANTA.



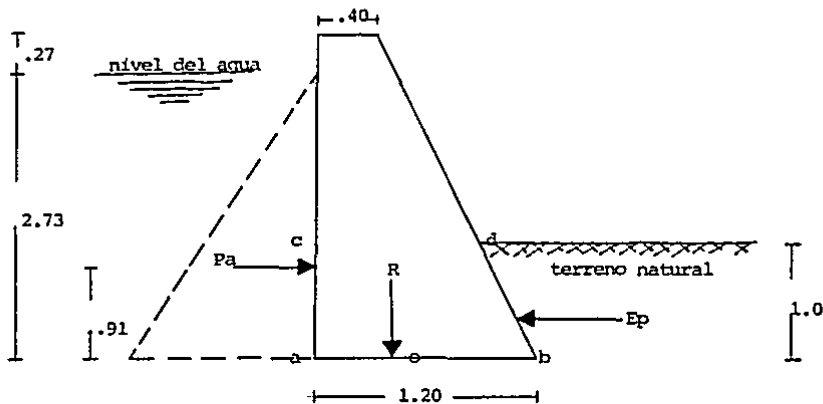
Escala 1:100

Una vez obtenido el volumen se procedió a determinar las dimensiones del tanque, en nuestro caso se construirán dos tanques de nueve metros por nueve metros cada uno.

El llenado de los tanques se hará bajo el principio de los vasos comunicantes por esto sólo hay necesidad de una línea de conducción de la potabilizadora a los tanques.

Para la interconexión de los tanques se utilizarán tubos del diámetro de la tubería de alimentación, colocados antes de la válvula de control con la que se alimenta la red de distribución.

REVISIÓN ESTRUCTURAL DEL TANQUE.



" MURO DE CONTENCIÓN QUE FORMA EL DEPOSITO O TANQUE DE ALMACENAMIENTO "

DAIOS:

$$\gamma = 1880 \text{ kg/m}^3$$

$$\theta = 30^\circ$$

$$\varphi = 20^\circ$$

$$\bar{\gamma} = 2.25 \text{ kg/cm}^2$$

$$A \quad \bar{X} \quad A\bar{X}$$

$$1.2 \quad .20 \quad 0.24$$

$$\underline{1.2} \quad .66 \quad \underline{0.80}$$

$$2.4 \quad \quad 1.04$$

$$X = \frac{1.04}{2.40} = 0.43 \text{ mts.}$$

$$P_a = (2.73)^2 (1) (1000) = 3726.45 \text{ kg}$$

$$R = 1.20 + 0.40 \times 3 \times 1800 = 4320 \text{ kg}$$

$$E_p = \frac{\gamma h^2}{2} K_o l = \frac{1880(1)^2}{2} \left(\frac{1 + \sin 30^\circ}{1 - \sin 30^\circ} \right) (1) = 2820 \text{ kg}$$

CALCULO DE RESISTENCIA AL VOLTEO (SOBRE PUNTO B)

$$\Sigma M_b(\text{actuante}) = 3726.45(0.91) = 3391.06 \text{ kg.m}$$

$$\Sigma M_b(\text{resistente}) = 4320(0.77) + 2820(0.33) = 4257 \text{ kg.m}$$

PENETRACION EN LA BASE.

$$\bar{\gamma} m = \frac{R}{A} \pm \frac{M_r(c)}{I}$$

$$A = 1.20(1) = 1.20$$

$$I = \frac{1(1.20)^3}{12} = 0.144$$

$$\Sigma M_o(\text{actuante}) = 3726.45(0.91) = 3391.06 \text{ kg.m}$$

$$e = \frac{1.20}{2} = 0.6 - 0.43 = 0.17 \text{ m.} \quad R(e) = 734.40$$

$$\Sigma M_o(\text{resistente}) = 734.40 + 930.60 = 1665 \text{ kg.m}$$

Momento actuante - Momento resistente = 1726.06 kg.m

$$\bar{\gamma} m = \frac{4.320}{1.20} + \frac{1.726(0.60)}{0.144} = 10.79 \text{ ton/m}^2 = 1.1 \text{ kg/cm}^2 < 2.25 \text{ kg/cm}^2$$

DESPLAZAMIENTO DE SU BASE.

$$\text{Fact.} = 3726.45 \text{ kg}$$

$$\text{Presist.} = 4320(\text{tang } 20^\circ) + 2820 = 4392.35 \text{ kg}$$

RESISTENCIA A LA FLEXION EN MAMPOSTERIA C-D

$$c-d \quad 0.40 + \frac{2(0.80)}{3} = 0.93 \text{ mts.}$$

$$I_{c-d} = \frac{1(0.93)^3}{12} = 0.067 \text{ m}^4$$

$$R' = \frac{0.93 + 0.4}{2} (2) (1800) = 2394 \text{ kg}$$

$$X = \frac{0.93(0.43)}{1.20} = 0.333$$

$$e = \frac{0.93}{2} - 0.333 \text{ mts.} = 0.132 \text{ mts.}$$

$$\text{Mact.} = 2394(0.132) = 316 \text{ kg.m} = .316 \text{ ton-m.}$$

$$\bar{y}_m = \frac{2.394}{0.93} + \frac{.316(0.465)}{0.067} \quad A = 0.93(1) \quad I = \frac{1(0.93)^3}{12} = 0.067 \text{ mts.}$$

$$\bar{y}_m = 2.57 + 2.193 = 4.76 \text{ t/m}^2 = 0.476 \text{ kg/cm}^2 \quad 20 \text{ kg/cm}^2 \text{ (compresión)}$$

$$\bar{y}_m = 2.57 - 2.193 = 0.377 \text{ t/m}^2 = 0.0377 \text{ kg/cm}^2 \quad 0.5 \text{ kg/cm}^2 \text{ (tensión)}$$

REVISION POR CORTANTE C-D

$$\text{Factuante} = 3726.45 \text{ kg}$$

$$\text{Presistente} = 93(100)(0.6) = 5580 \text{ kg}$$

$$F_m = 20 \text{ kg/cm}^2$$

$$T_m = 0.5 \text{ kg/cm}^2$$

$$V_m = 0.6 \text{ kg/cm}^2$$

(compresión)

(tension)

(cortante)

Para la cubierta de los tanques se propone un sistema de viga de fierro-bóveda de ladrillo.

Dado que los tanques serán cuadrados, cada uno de sus lados tiene una longitud efectiva de 9 m y la corona de los muros de mampostería mide 0.40 m, se colocarán vigas en uno de los sentidos con separación igual a 1 m, quedando como se muestra en la fig. B; todas las vigas estarán unidas entre sí por tirantes y amarradas en su principio y final por castillos de amarre. Las vigas de los extremos no están sometidas a flexión pues están apoyadas en toda su longitud sobre la corona de los muros de mampostería que forman el tanque.

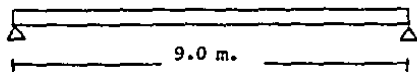
Para el cálculo de las dimensiones de la vigería se consideró un peso muerto debido al ladrillo, mortero y alisado superior igual a 200 kg/m^2 , y una carga viva de 100 kg/m^2 estimado éste como el peso de una persona en 1 m^2 de área.

Para diseñar las vigas se procedió así:

$$W_m = 200 \text{ kg/m}^2$$

$$W_v = 100 \text{ kg/m}^2$$

$$W_t = 300 \text{ kg/m}^2$$



$$\text{Momento} = \frac{W \cdot L^2}{8} = \frac{300(9)^2}{8} = 3037.5 \text{ kg.m}$$

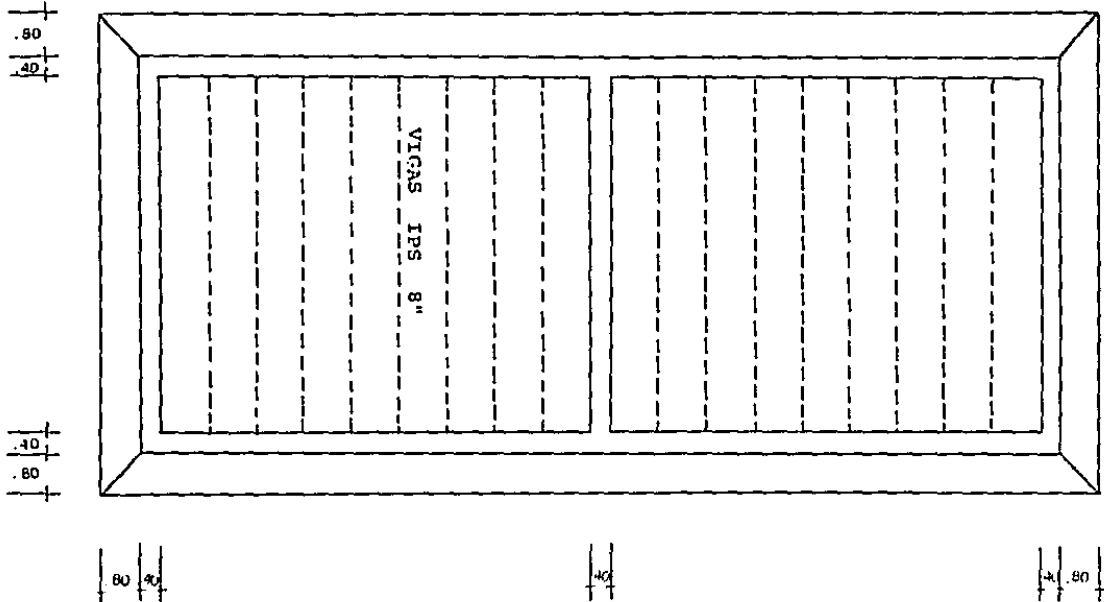
$$S = 1520 \text{ kg/cm}^2$$

$$S = \frac{M}{S} = \frac{303,750}{1,520} = 199.83 \text{ (Módulo de sección)}$$

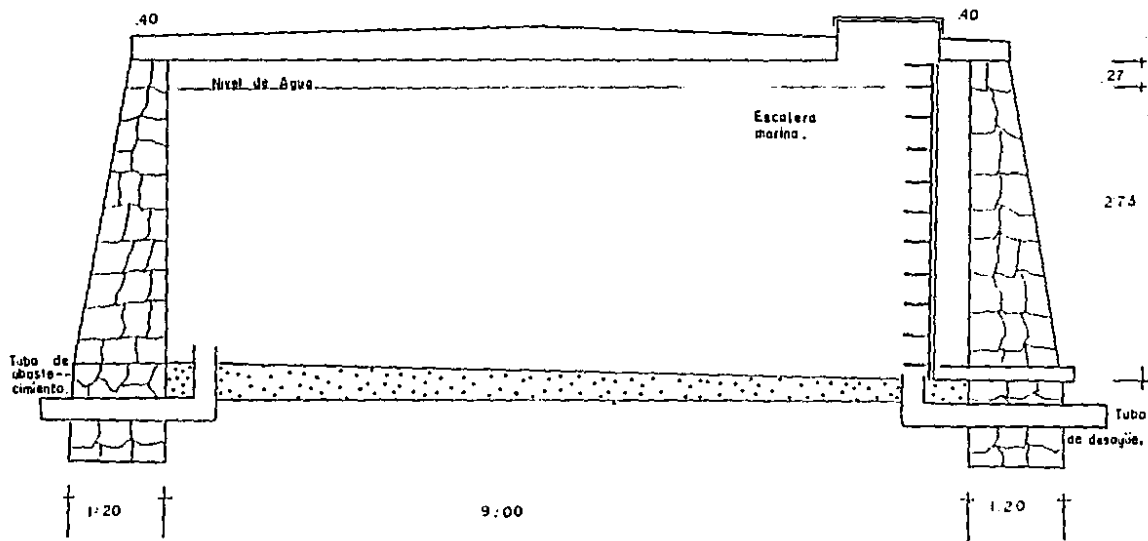
Buscando este módulo de sección en cualquier manual de acero encontramos que una viga IPS de 8" (ligera) cumple con los requisitos necesarios.

Por uniformidad todas las vigas son de 8" de peralte.

VIGUERIA



CORTE .



ESCALA: 1:50

2.5.- CALCULO DE LA RED DE DISTRIBUCION.

En la actualidad se han desarrollado varios métodos de análisis de redes, entre los que tienen mayor uso para el cálculo de redes con circulación de agua tenemos:

- Método del tubo equivalente.
- Método del círculo.
- Método de iteraciones.
- Método de tuberías económicas.
- Método de secciones.
- Método por analogía eléctrica.

En este proyecto se hace el cálculo de la red de agua potable por el método de tuberías económicas (de Durán y Gama), el cual tiene su base en la minimización del costo de la tubería dependiente de su longitud, diámetro y material.

Este método consiste en determinar las pérdidas de carga económicas, con las cuales se fija el diámetro y la presión disponible para cada tramo del circuito.

Anteriormente se comentó que existen dos tipos de sistemas de distribución, en este proyecto utilizaremos el sistema de distribución reticulado, ya que es de suma importancia que las maquiladoras nunca padescan de agua y como se dijo anteriormente la principal ventaja de éste sistema consiste en la posibilidad de aislar una parte de ella, por medio de válvulas, sin afectar la complementaria.

Antes de empezar el cálculo, debe proponerse el diagrama de la red, y las cotas del terreno en los cruces deben estar bien determinadas. Todos los circuitos se dividen en tramos y se anotan en el registro.

A continuación se presenta una secuencia de cálculo explicando por pasos la aplicación del método.

1. Para determinar el gasto unitario del sistema, dividimos el gasto máximo horario del día de máxima demanda (gasto de diseño) entre la longitud de los circuitos principales.

$$\text{Unitario} = \frac{21.87 \text{ lts/seg}}{1935 \text{ mts.}} = 0.0113 \text{ lts/seg. Por unidad - de longitud.}$$

Multiplicando este gasto por la longitud de cada tramo, obtenemos el gasto parcial que llevará cada tramo del circuito; éste se anota en el registro.

2. Una vez obtenidos los gastos en cada tramo y conocidas las longitudes de éstos, por medio del " nomograma para el cálculo de las tuberías económicas en sistemas de distribución por gravedad ", entrando con la longitud y el gasto, sacamos los valores de A y $A^{1.2}$ los cuales anotamos en la columna correspondiente del registro. Cabe aclarar que también el valor de A puede ser calculado por la fórmula base del nomograma.

$$A = L \cdot Q^{1/3} \quad \text{donde:} \quad L = \text{Longitud del tramo.}$$
$$Q = \text{Gasto parcial del tramo.}$$

En consecuencia, es posible obtener, también, el valor de $A^{1.2}$.

3. La carga disponible es igual a la diferencia de la cota de plantilla del tanque de almacenamiento, menos la cota del terreno del punto más bajo que es el punto de equilibrio, restándole 10 metros que se dejan para que el agua su-
ba hasta una construcción de 3 pisos.

$$\text{Carga disponible} = 31.55 - (19.93 + 10) = 1.62 \text{ mts.}$$

El concepto de punto de equilibrio se entiende como el punto en el cual concurren 2 tubos, éstos formados por varios tramos, y su diferencia de carga disponible debe ser menor de 1.5 mts., para evitar que una de las corrientes de llegada ejerza presión sobre la otra. También es necesario aclarar que cada circuito debe dividirse en tubos, y a éstos fijarles una notación.

4. Teniendo la carga disponible, utilizamos la sumas de las A para obtener la pérdida económica por tubo de la forma siguiente:

$$\text{Pérdida económica} = \frac{\text{Carga disponible}}{\text{Suma de A del tubo en cuestión}}$$

Multiplicando esta pérdida por la A de cada tramo obtenemos su pérdida de carga económica, la cual nos sirve para entrar al nomograma de Hazen-Williams y determinar el diámetro y su pérdida de carga efectiva.

5. Cuando se presenta una bifurcación de tubos dentro del sistema es necesario hacer la transformación de los tubos bifurcados a uno solo, virtual, para calcular las pérdidas de carga del tubo que llega a bifurcarse. Esto se hace sumando las A y las $A^{1.2}$ de cada tubo bifurcado, con estas sumas obtenemos el valor de A que llamaremos A rectangular.

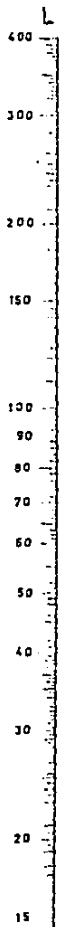
Este paso aquí explicado se hace con todas las bifurcaciones del sistema.

6. Cálculo del diámetro.- Mediante el nomograma de Hazen y Williams se obtiene el diámetro necesario para la red; partiendo del gasto acumulado y longitud de cada tramo, ambos conocidos, trazamos una recta que corte el eje de referencia del nomograma; para después fijar la pérdida económica en la escala corres-

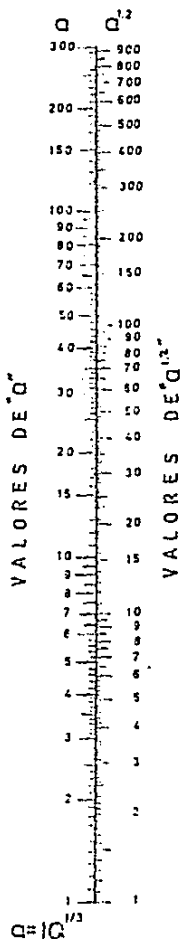
pendiente y junto con el punto de referencia antes mencionado determinar el diámetro. Si el diámetro indicado no es comercial, se toma el diámetro comercial inmediato superior y determinar así la pérdida efectiva para el tramo.

7. Finalmente se saca la carga piezométrica, restando a la cota del terreno - la pérdida de carga efectiva; luego se calcula la carga disponible en cada punto, que es el resultado de restar la cota del terreno a la cota piezométrica, tomando la cota del tramo anterior.

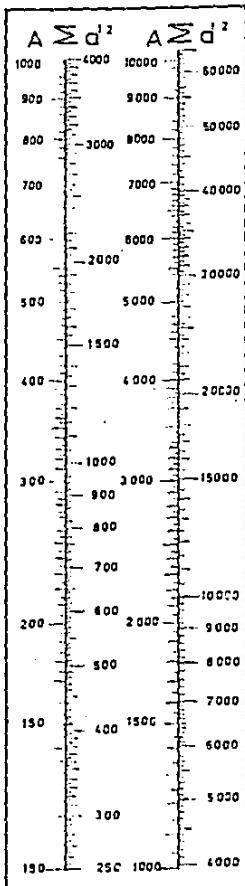
NOMOGRAMA PARA EL CALCULO DE LAS TUBERIAS ECONOMICAS EN SISTEMAS DE DISTRIBUCION POR GRAVEDAD.



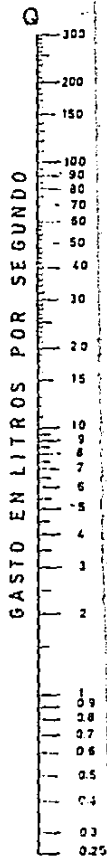
LONGITUD EN METROS



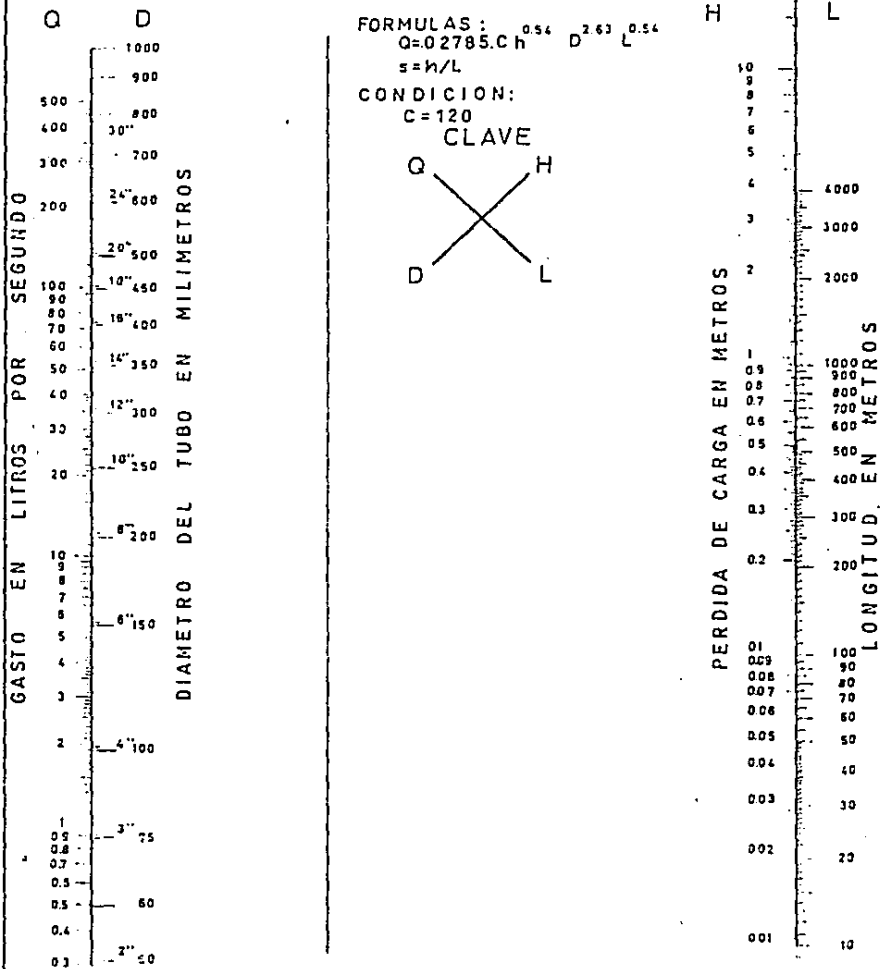
$Q = 10^3$



Escalas auxiliares que NO deben usarse en combinación con las de L y d



NOMOGRAMA DE LA FORMULA DE WILLIAMS Y HAZEN



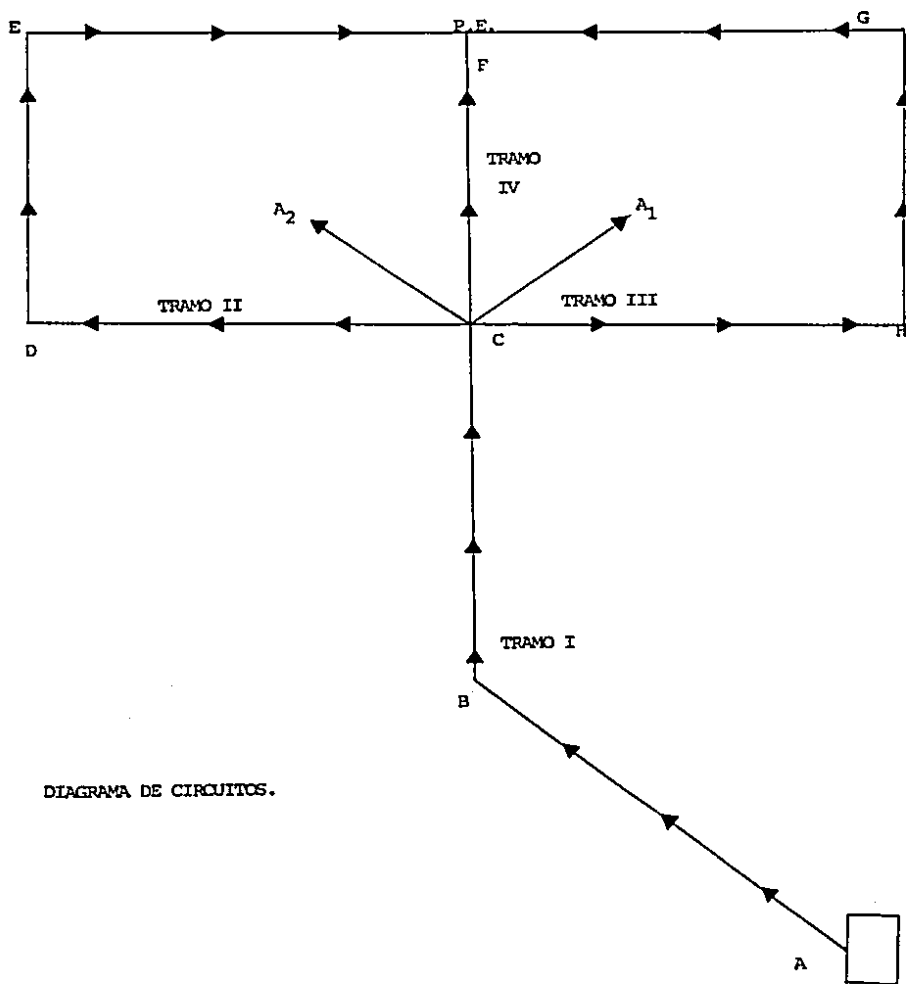


DIAGRAMA DE CIRCUITOS.

CALCULO DE LA TUBERIA.

COMBINACIONES

Tubo III 3,336.20
 Tubo IV 532.84
 3,869.04

$$A_1 = (3869.04)^{5/6} = 976.49$$

Tubo II 3,469.29
 $A_1^{1.2}$ 3,869.04
 7,338.33

$$A_2 = (7338.33)^{5/6} = 1,664.68$$

PERDIDA ECONOMICA TRAMO I

Carga por perder. 31.55 - (19.93 + 10) = 1.62

$$\frac{1.62}{976.49 + 1,664.68} \times \begin{matrix} (571.88) \\ (836.60) \end{matrix} = \begin{matrix} 0.35 \\ 0.51 \end{matrix}$$

PERDIDA ECONOMICA TRAMO II

Carga por perder. 31.55 - 0.42 = 31.13 - (19.93 + 10) = 1.2

$$\frac{1.20}{1,062.59} \times \begin{matrix} (489.21) \\ (251.77) \\ (321.61) \end{matrix} = \begin{matrix} 0.55 \\ 0.28 \\ 0.36 \end{matrix}$$

PERDIDA ECONOMICA TRAMO III

Carga por perder = 1.2

$$\begin{array}{r} \underline{1.2} \quad \times \quad (471.92) = 0.55 \\ 1,028.94 \quad (250.03) = 0.29 \\ \quad \quad \quad (306.99) = 0.35 \end{array}$$

PERDIDA ECONOMICA TRAMO IV

Carga por perder = 1.2

$$\begin{array}{r} \underline{1.2} \quad \times \quad 187.14 = 1.2 \\ 187.14 \end{array}$$

Tramo	Longitud	Gasto parcial	Gasto acumulado	A	A ^{1.2}	Perdida económica	Perdida efectiva	Díametro	Cota terreno	Cota piezométrica	Carga disponible
I	A-B	204.50	21.87	571.88	2035.97	0.35	0.19	10"	22	31.36	9.36
	B-C	310.50	3.51	<u>836.60</u>	<u>3213.82</u>	0.51	0.23	10"	20.80	31.13	10.33
				1408.48	5249.79						
	C-D	253.00	2.86	489.21	1688.10	0.55	0.40	6"	20.80	30.73	9.93
II	D-E	154.00	1.74	251.77	760.70	0.28	0.089	6"	20.60	30.64	10.04
	E-F	233.00	2.63	<u>321.61</u>	<u>1020.49</u>	0.36	0.059	6"	19.93	30.58	10.65
				1062.59	3469.29						
	C-H	246.00	2.78	471.92	1616.75	0.55	0.37	6"	20.00	30.76	10.76
III	H-G	154.00	1.74	250.03	754.40	0.29	0.09	6"	19.98	30.67	10.69
	G-F	225.00	2.54	<u>306.99</u>	<u>965.05</u>	0.35	0.05	6"	19.93	30.62	10.69
				1028.94	3336.20						
IV	C-F	155.00	1.76	187.14	532.84	1.20	0.45	3"	19.93	30.68	10.75

Q max. = 21.87 lts/seg.

q unit. = $\frac{21.87}{100} = 0.0113$ lts/seg.

1935

2.5.1.- DESCRIPCION DE LA MEMORIA DE CALCULO.

El cálculo de las tuberías explicado en la sección anterior se registra con un ordenamiento que facilita su interpretación, aquí se menciona cada columna de este registro o memoria:

En la columna número 1 aparecen los tramos en que se dividió el tubo referido.

La columna número 2 nos dice la longitud del tramo en cuestión.

Las columnas número 3 y 4 contienen, respectivamente, los gastos parcial y acumulados de cada tramo, el acumulado es el gasto para diseñar el tramo.

Las columnas 5 y 6 implican, respectivamente, los valores de A y $A^{1.2}$. Los cuales usamos para obtener las pérdidas de carga de los tubos y las A rectangulares de los tubos virtuales usados en la bifurcación de los tubos.

En la columna número 7 aparece la pérdida de carga económica con la cual obtenemos el diámetro del tubo.

En la columna número 8 se indica la pérdida efectiva que tiene el tramo con tubería de diámetro comercial.

En la columna número 9 se encuentra el diámetro comercial de la tubería.

En la columna número 10 nos indica la cota de terreno del final del tramo.

En la columna número 11 aparece la cota piezométrica del final del tramo la cual como ya dijimos, se encuentra restando la pérdida efectiva en el tramo de la cota piezométrica del inicio del tramo.

En la columna número 12 se tiene la carga disponible en metros del final del tramo; éste se encuentra restando la cota de terreno de la cota piezométrica.

2.6.- CANTIDADES DE OBRA.

Tomas domiciliarias y tomas para riego.

MATERIAL	UNIDAD	CANTIDAD
Abrazadera de 10" - 1"	pza	1
Abrazadera de 6" - 1"	pza	1
Abrazadera de 3" - 1"	pza	4
Abrazadera de 6" - 1 1/2"	pza	24
Conector rosca exterior 1"	pza	24
Codo de 45°de 1"	pza	18
Llave de cuadro de 1"	pza	6
Codo de 90°de 1"	pza	12
Válvula de acoplamiento 1"	pza	6
Registro de banqueta	pza	30
Tubería de cobre de 1"	ml	102
Conector rosca exterior 1 1/2"	pza	96
Codo de 45°de 1 1/2"	pza	72
Llave de cuadro de 1 1/2"	pza	24
Codo de 90°de 1 1/2"	pza	48
Llave de globo de 1 1/2"	pza	24
Tubería de cobre 1 1/2"	ml	408

PIEZAS ESPECIALES DE F.F. (CRUCEROS).

CRUCERO 1

MATERIAL	UNIDAD	CANTIDAD
Tee de 10"	pza	1
Extremidad de 10"	pza	1
Junta gibault de 10"	pza	2
Reducción de 10" a 6"	pza	2
Válvula de compuerta de 6"	pza	2
Extremidad de 6"	pza	2
Junta gibault de 6"	pza	4
Reducción de 10" a 3"	pza	1
Válvula de compuerta de 3"	pza	1
Extremidad de 3"	pza	1
Junta gibault de 3"	pza	2
Tornillos de 7/8 X 3 1/2"	pza	48
Tornillos de 3/4 X 3"	pza	32
Tornillos de 5/8 X 2 1/2"	pza	8

CRUCERO 2

Tee de 6"	pza	1
Reducción de 6" a 3"	pza	1
Extremidad de 3"	pza	1
Junta gibault de 3"	pza	1
Válvula de compuerta de 6"	pza	2

MATERIAL	UNIDAD	CANTIDAD
Extremidad de 6"	pza	2
Junta gibault de 6"	pza	2
Tornillos de 3/4 X 3"	pza	40
Tornillos de 5/8 X 2 1/2"	pza	4
CRUCERO 3		
Válvula de compuerta de 6"	pza	2
Extremidad de 6"	pza	4
Junta gibault de 6"	pza	8
Codo de 45°de 6"	pza	2
Tornillos de 3/4 X 3"	pza	48
CRUCERO 4		
Codo de 45°de 6"	pza	2
Extremidad de 6"	pza	4
Junta gibault de 6"	pza	8
Tornillos de 3/4 X 3"	pza	32

Excavación en material tipo II -----	1558 m ³
Relleno y compactado a mano -----	542 m ³
Relleno y compactado con equipo -----	981 m ³
Tubería de acero soldable cedula 40 de 10" de diámetro -----	90 ml
Tubería de asbesto cemento clase A-7 de 10" de diámetro -----	515 ml
Tubería de asbesto cemento clase A-7 de 6" de diámetro -----	1265 ml
Tubería de asbesto cemento clase A-7 de 3" de diámetro -----	155 ml

CAJAS DE VALVULAS DE 1.8 X 1.6 X 1.4 mts.

MATERIAL	UNIDAD	CANTIDAD
Marco doble con tapa de F.F.	pza	2
Marco sencillo con tapa de F.F.	pza	3
Tabique rojo	pza	4572
Cemento gris	kg	1440
Arena	m ³	6
Agua	m ³	0.612

2.6.1.- PROCEDIMIENTOS CONSTRUCTIVOS.

Distribución de la tubería en la obra:

Al llevarse la tubería a la obra, conviene cuidar que:

- a.- Quede lo más próximo posible a la excavación, distribuyéndola a lo largo de ella.
- b.- Quede al lado contrario al que se colocó o colocará el material extraído de la zanja.
- c.- Quede protegida del tránsito de vehículos y peatones, del equipo pesado en movimiento y del efecto de los explosivos que se utilicen en la obra.
- d.- Si la obra no es de ejecución inmediata, se estibe en lugares adecuados para su distribución final, sobre terreno plano. Conviene elevar unas estacas junto a los tubos exteriores de la hilada inferior para evitar que se rueden. Si el terreno no está plano, estíbese sobre dos tiras paralelas de madera, niveladas y espaciadas aproximadamente dos metros, a las que se clavan unas cuñas en los extremos, para evitar que se ruede la tubería.
- e.- Queden los empaques, lubricantes y coples, almacenados en lugares convenientes para su distribución final, de acuerdo con las necesidades de la obra.
- f.- Se conserven los empaques de hule perfectamente limpios y libres de aceites y grasas, almacenados preferentemente en cajas de cartón, en lugares frescos y oscuros, al amparo del calor excesivo y de los rayos solares directos.

Al distribuirse la tubería debe cuidarse de hacerlo con el mínimo de maniobras de no dejar tubos sin protección en la vía pública, y de que todos los movimientos de los tubos y coples sean con el mayor cuidado posible, para evitar que sean dañados.

EXCAVACION:

Como regla general, las zanjas deben tener las siguientes dimensiones mínimas.

DIAMETRO NOMINAL DEL TUBO			DIMENSIONES DE LA ZANJA EN METROS	
	mm	pulgs	ancho	profundidad
hasta	100	4	0.50	1.00
	150	6	0.60	1.05
	200	8	0.65	1.10
	250	10	0.70	1.15
	300	12	0.75	1.20
	350	14	0.80	1.25
	400	16	0.85	1.30
	450	18	0.90	1.35
	500	20	0.95	1.40
	600	24	1.05	1.50

El producto de la excavación deberá depositarse en uno o ambos lados de ésta, cuidando que quede libre, cuando menos en uno de ellos, un pasillo de 60 cms. -- entre el borde de la zanja y la base del talud del bordo que forma dicho mate -- rial.

Debe procurarse afinar la excavación de manera a que no se tenga, en ningún caso, una diferencia mayor de 5 cms. entre la sección real y la de proyecto, afinándose cuidadosamente los últimos 10 cms. del fondo para ajustarse a las profundidades y pendientes proyectadas. Es aconsejable que el afine del fondo se haga con la menor anticipación posible a la instalación de la tubería.

Si el terreno que forma el fondo de la zanja no tiene la consistencia necesaria para sustentar y mantener la tubería en forma estable, conviene profundizar la excavación hasta encontrar terreno apropiado, reemplazando el material extraído con un relleno compactado, hecho preferentemente con arena o tierra libre de piedras, terrones y materiales orgánicos.

Si la excavación se hace en roca y por la consistencia de ésta no puede afinarse el fondo de la zanja, conviene excavar 10 ó 15 cms. más de lo proyectado, rellenando ésta profundidad extra como se indica en el caso anterior.

Si por la consistencia del terreno o por alguna otra razón, se hace necesario aumentar el ancho de las zanjas, éste aumento deberá hacerse a partir del nivel del lomo del tubo, con lo que se evitan que aumenten las cargas que por el peso del relleno y del tránsito obren sobre él.

Es conveniente, para evitar molestias al público y riesgos en la ejecución de la obra, cuidar que la excavación no vaya muy adelantada en relación con la instalación de la tubería y de ser posible, instalar esta el mismo día que se hace la zanja, de manera que quede, en todo caso un mínimo de excavación libre durante las noches y días de descanso.

SOPORTES DE LA TUBERIA:

De acuerdo con las condiciones del terreno y el criterio con que se ejecute la obra, la tubería puede instalarse:

- a.- Directamente en el fondo de la zanja.
- b.- Sobre una plantilla.
- c.- Sobre soportes.

En el primer caso, el terreno además de tener la consistencia necesaria para mantener la tubería en forma estable, debe poderse afinar de manera que el fondo de la zanja quede con la profundidad y pendiente proyectadas, formando una superficie suficientemente plana para que cada tubo se apoye en toda su longitud. En el fondo de la zanja, que debe ser cuidadosamente terminado con herramienta de mano, es necesario hacer unas excavaciones adicionales donde quedará cada cople, estas conchas se hacen a todo lo ancho de la zanja, con longitud de 15 cms. mayor que el cople, y de 5 a 10 cms. de profundidad, dependiendo ésta del diámetro y clase de la tubería que se instale.

En el segundo caso se forma en el fondo de la zanja con arena, tierra libre de piedras, terrones y materias orgánicas, u otro material adecuado, una plantilla perfectamente apisonada, de 10 cms. de espesor mínimo. Esta plantilla debe terminarse de manera que cada tubo descansa sobre ella en toda su longitud, dejándose libres las conchas para los coples.

En el tercer caso, los soportes sobre los que se instala la tubería son bordos de tierra seca, libre de piedras, terrones y materia orgánica, que se forman de una a otra pared de la zanja en sentido transversal a ésta, espaciados aproximadamente la mitad de la longitud del tubo a instalar.

La altura de éstos bordos debe ser suficiente para que al instalarse la tubería quede un claro de aproximadamente 4 cms. entre el fondo de la zanja y el cople, y el ancho en su cara superior, de aproximadamente 15 cms. Estos bordes pueden aplanarse golpeándolos con el revés de una pala.

REVISIÓN DE LA TUBERÍA:

Todos y cada uno de los tubos, coples y empaques deben revisarse cuidadosamente antes de instalarse, ya que una buena revisión evita en gran parte los contratiempos que supone el que haya fallas en una instalación.

Para localizar roturas que no se ven a simple vista, deben humedecerse los coples y los extremos de los tubos, ya que la humedad se conserva más tiempo en ellas. Al secarse la parte humedecida se notarán las fisuras por la humedad que conservan, pero debe ponerse especial atención para determinar si se trata realmente de rotura o simplemente de una raya en la superficie del material.

En caso de duda conviene lijar o limar donde aparentemente se tiene la rotura y probar nuevamente humedeciendo.

Si aparecen roturas en algún cople, debe desecharse. Si aparecen roturas en el extremo de algún tubo, deberá recortarse éste a 2.5 cms. de la rotura.

BAJADO DE LA TUBERÍA A LA ZANJA:

La tubería revisada y distribuida a lo largo de la zanja, dependiendo de su peso, puede ser bajada para su instalación sin que sea necesario el empleo de equipo especial. Las tuberías con diámetro hasta de 150 mm pueden bajarse a mano si se tiene cuidado de colocarlas junto a la zanja y al alcance de dos hombres que, colocados dentro de ésta y frente a cada uno de los extremos del tubo, pueden efectuar fácilmente la maniobra.

Las tuberías de mayor diámetro, de acuerdo con su peso, pueden bajarse empleando dos cables y dos a seis hombres; para ello se ancla un extremo de cada cable atándolo a una estaca clavada en el suelo o haciéndole un nudo y parándose sobre él de manera que el nudo sirva de tope contra el pie.

INSTALACION DE LA TUBERIA:

Antes de proceder a la instalación de la tubería, debe comprobarse que ningún tubo tenga materias extrañas en su interior, y debe revisarse que tanto el cople en su interior como los extremos maquinados de los tubos se encuentren perfectamente limpios.

a.- Colóquese el primer tubo sobre sus soportes, cuidando que quede perfectamente firme.

b.- Colóquese el tubo a instalar sobre sus soportes, debiendo quedar al mismo nivel del interior. Esto se logra juntando los extremos de ambos tubos y aumentando o disminuyendo la altura de los soportes del tubo a instalar, hasta hacer coincidir el extremo de uno con el otro.

c.- Sepárese el tubo a instalar lo suficiente para que pueda introducirse un cople entre ambos tubos.

d.- Colóquese los empaques de hule dentro de las ranuras correspondientes del cople, cuidando que cada empaque quede contra la pared de la ranura que queda más próxima al centro del cople, y lubriquese ligeramente

e.- Después de comprobar que se encuentran perfectamente limpios, lubríquese los extremos maquinados de los tubos hasta el hombro del maquinado que limita la parte cilíndrica de éste, cuidando que se cubra toda su área con una capa de espesor mínimo, y sin que queden partes sin lubricar ni con pegostes.

f.- Colóquese el cople entre ambos tubos, haciendo que el primer tubo quede emboquillado en el empaque correspondiente, y muévase el tubo a instalar hasta que quede emboquillado en el otro empaque.

g.- Clávese una barra de acero en el fondo de la zanja y directamente atrás del tubo que se va a instalar, colocando un madero con sección de 10 X 10 cms. entre la barra y el tubo.

h.- Usando la barra como palanca, y por medio del madero, empujese el tubo hasta que ambos tubos entren en el cople.

i.- Para comprobar que la junta ha quedado bien instalada, hágase girar el cople en su lugar y chéquese la posición correcta del empaque con un escantillón de lámina metálica delgada.

Para checar la posición del empaque, se introduce un extremo del escantillón entre tubo y cople hasta hacer contacto con el empaque, y sin dejar de hacer contacto con el empaque, y sin dejar de hacer contacto se recorre alrededor del tubo hasta completar una vuelta.

Si al efectuarse esta operación se conserva la equidistancia entre la pared del cople y la parte vertical del escantillón, sin haber dejado de hacer contacto con el empaque, la junta está bien instalada; si en alguna parte se pierde la equidistancia o el contacto con el empaque la junta está mal instalada y debe desacoplarse, revisandose cuidadosamente el empaque después de lavarlo, desechando se si se encuentra dañado y usando uno nuevo al volver a instalar.

Es muy importante, cuando se instala la tubería, tener en cuenta lo siguiente:

- 1.- Revisar cuidadosamente tubos, coples y empaques para evitar la instalación de materiales dañados.
- 2.- Revisar que se encuentren perfectamente limpios el cople en su interior, el tubo en su interior y en su exterior maquinado, y los empaques.
- 3.- Que se use exclusivamente el lubricante proporcionado con la tubería.
- 4.- Que la lubricación del extremo maquinado del tubo se haga hasta el hombro que limita la parte cilíndrica de éste, cubriendo toda su área con una capa uniforme de espesor mínimo, y sin dejar pegotes ni partes sin cubrir.
- 5.- Que los empaques se coloquen en las ranuras respectivas del cople, y contra la pared de dichas ranuras que se encuentra más cercana al centro del cople, lubricando ligeramente los empaques.
- 6.- Que al enchufar, se encuentren los tubos y coples perfectamente alineados entre sí, es decir, que sus ejes forman una misma línea recta.
- 7.- Que una vez hecho el enchufe, se compruebe la correcta posición de los empaques, haciendo girar el cople y chequeando con el escantillón.
- 8.- Que al haber curvas en el trazo, se haga el enchufe en línea recta, se compruebe la correcta posición de los empaques, se dé la deflexión, y se chequen nuevamente los empaques.
- 9.- Que al hacerse la instalación en curva, se procure que la deflexión sea igual en cada cople.

10.- Que al terminar las labores del día se protejan, con tapas, las bocas de los tubos extremos, para evitar que se introduzcan animales u objetos extraños en ellos.

ALINEAMIENTO Y NIVELACION.

Cuando se han instalado aproximadamente cien metros o una cuadra de tubería, - debe procederse a alinearla, lo que se hace moviendo los coples a uno u otro lado hasta que queden en línea recta o, en caso de trazos curvos, hasta que se tenga - en cada cople la misma deflexión.

Terminando el alineamiento de la tubería, debe procederse a su nivelación. En la práctica la nivelación se hace a ojo, levantando o bajando los tubos para obtener una pendiente uniforme. Cuando es necesario bajar un tubo, se levanta éste y se quita una capa de la tierra en que se apoyaba, colocándolo nuevamente sobre ella; si es necesario elevar un tubo se levanta, se agrega una capa de tierra sobre la que él se apoyaba, y se vuelve a colocar sobre ella; estas operaciones se repiten hasta que cada tubo queda al nivel deseado.

Debe procurarse obtener una pendiente uniforme de crucero a crucero aún cuando el terreno natural tenga entre ellos puntos altos o bajos, lo que se logra agregando o quitando tierra bajo los tubos según se necesite, pero cuidando que en ningún punto de la tubería el colchón de tierra que la cubre tenga un espesor de 0.80 mts.

RELLENO INICIAL.

Quando se tiene la tubería alineada y nivelada, se procede a recibirla y ponerle centros. Llamamos recibirla al hecho de poner tierra abajo y a los lados de ella, y centros al tapado que se hace de la tubería dejando descubiertos los co-
ples.

Para recibir la tubería y para su tapado hasta los primeros 30 cms. sobre el lomo de ella, debe usarse tierra libre de piedras, terrones y materias orgánicas que pueden entrar en descomposición.

Con el material así seleccionado se forma una capa de espesor aproximado de 10-cms. en ambos lados y a lo largo de él. Una vez colocada ésta capa se procede a apisonarla en ambos lados del tubo y de manera que quede bajo éste, proporcionándole un soporte firme en toda su pared o longitud, lo que se hace con pisones especiales curvos que facilitan la operación; si no se dispone de este tipo de pisones se puede emplear la punta de una pala.

Después de apisonarla la primera capa, se procede a la colocación de la segunda, -siguiendo el mismo procedimiento, y así sucesivamente hasta llegar a medio tubo de altura, a partir de donde el apisonado se continúa con un pisón plano.

El tapado con material escogido se continúa hasta una altura de 30 cms. sobre el lomo del tubo, a partir de la cual puede continuarse empleando el material producto de la excavación, sin seleccionar, y en capas apisonadas de 15 cms. de espesor.

Es sumamente importante que la tubería quede perfectamente recibida es decir, que quede libre de piedras, terrones y materias orgánicas se coloque y apisone - muy cuidadosamente abajo y a los lados de cada tubo en toda la longitud de éste, para que tenga un apoyo firme que le ayude a soportar las cargas tanto del relle no como de los vehículos que transiten sobre ella.

CRUCEROS.

Los cruceros son piezas o conjuntos de piezas especiales con las que, conectadas a la tubería, se forman deflexiones pronunciadas, cambios de diámetro, derivaciones e intersecciones, ya sea separadamente o en combinación.

Hay diferentes tipos de piezas especiales para cruceros, siendo el más usado - en México el de fierro fundido con brida, tipo del que se fabrican las siguientes piezas:

Carretes.- Que son nipples cortos con una brida en cada boca y que se usan para se parar entre sí algunas piezas de un crucero, se denominan por su diámetro.

Codos.- Que son desviaciones con diferentes deflexiones, siendo las mas usuales - de 90° , 45° y 22.5° , teniendo una brida en cada boca; se usan para los cambios de dirección de la tubería y se denominan por su diámetro y deflexión.

Cruces.- Que son intersecciones de tubo a 90° , con brida en cada una de sus bocas. Cuando los tubos son de diferente diámetro se llaman cruces de reducción. Estas - piezas se usan cuando se necesitan tener dos derivaciones opuestas de una tubería.

Las bocas opuestas son de igual diámetro entre sí, y los cruces se denominan - por los diámetros de los tubos que la forman.

Extremos.- Que son nipples cortos con brida en una de sus bocas y con diámetro exterior igual al del tubo en la otra, se usan como puntas de cruceo entre las piezas que le dan forma a éste y la tubería, denominándose por su diámetro.

Reducciones.- Que son especies de carretes pero en forma cónica con diferentes diámetros en sus bocas, usándose cuando es necesario un cambio de diámetro sobre un mismo alineamiento. Se denominan por los diámetros de sus bocas.

Tapas ciegas.- Que son discos con igual medida que las bridas del diámetro de que se trate e igual distribución de taladros, se usan para obturar piezas especiales si por alguna razón no se coloca válvula, se denominan por su diámetro.

Tees.- Que son derivaciones a 90° formadas por dos tubos, con una brida en cada una de sus tres bocas. Si la derivación es de diámetro diferente del de el tubo principal se llama té de reducción. Las dos bocas opuestas son siempre de igual diámetro, y el de la derivación puede ser igual o menor.

ATRAQUES.

Los atraques deben colocarse en los sitios donde:

- Haya cambios de dirección, como en los codos y tees.
- Haya cambios de diámetro, como en las reducciones.
- Haya puntas muertas o tapas ciegas.

TOMAS DOMICILIARIAS.

De la tubería pueden derivarse las tomas domiciliarias ya sea directamente, usando abrazadera, o por medio de coples " T ".

PRUEBA.

Es muy conveniente que tan pronto se tenga un tramo completamente instalado, principalmente al principio de la obra, se proceda a probarlo.

Esta primera prueba es muy importante porque indicará si se ha cometido algún error o se tienen vicios en la instalación, para corregirlos oportunamente.

El objeto principal de la prueba es comprobar que la instalación se ha efectuado correctamente y que, sin problemas posteriores, soportará las condiciones y presiones normales de trabajo con un margen de seguridad razonable para las sobrepresiones accidentales momentáneas que pudiera haber al estar en operación.

Si no se ha especificado de otra manera por el Ing. residente en la obra, o por las autoridades de los servicios de agua potable o de Obras Públicas para quienes se haga la instalación, la presión de prueba deberá ser (vez y media - la presión de operación), medida en la parte de menor elevación de la tubería, y durante el tiempo necesario para recorrer la instalación revisando los coples cruceros, tomas, atraques, etc. Como lo indica la sig. tabla:

PRESIONES DE PRUEBA

TUBERIA		DE TRABAJO		EN FABRICA		EN OBRA	
TIPO	KG/CM ²	LBS/PG ²	KG/CM ²	LBS/PG ²	KG/CM ²	LBS/PG ²	
A-5	5	75	17.50	248.50	7.8	110	
A-7	7	100	24.50	347.90	10.50	150	
A-10	10	150	35.00	497.00	14.00	200	
A-14	14	200	49.00	695.80	17.60	250	

Compruébese que el tramo a probar se encuentra completamente instalado, alineado, nivelado, recibido, con centros, con cruceros, con derivaciones, con aditamentos para expulsión del aire colocados en sus extremos y puntos altos, y con atraques. Compruébese la correcta colocación de los atraques y que sus áreas estén de acuerdo con la presión de prueba, el diámetro de la tubería y la resistencia del terreno; los atraques deben hacer fraguado cuando se verifique la prueba, en caso de ser de concreto.

La bomba que se use para la prueba debe ser lo más sencilla y eficiente posible liviana en su manejo y capaz de dar la presión de prueba con poco esfuerzo. Debe estar prevista de dos válvulas de retención colocadas una a la entrada y otra a la salida del pistón para evitar el regreso del agua, una válvula para expulsión de -

aire, un manómetro con capacidad acorde a la presión de prueba, y una válvula de paso junto a la de retención de la salida para aislar la bomba en sí de la tubería que se esté probando.

Instálese la bomba de prueba en el punto más bajo de la tubería a probar, con el objeto de facilitar la expulsión del aire del interior de ésta mientras se efectúa la prueba.

Llénese cuidadosamente la tubería con agua a baja presión a la vez que se purga para expulsar el aire de su interior; esta operación debe hacerse cuando menos veinticuatro horas antes de la prueba, para que se hidrate perfectamente.

Con la tubería llena y purgada levántese lentamente la presión, recorriendo constantemente la instalación para inspeccionarla y purgarla de manera que no tenga aire en su interior cuando se llegue a la presión de prueba. Es muy importante revisar cuidadosamente los cruceros y sus juntas para comprobar que no tengan fugas.

Sosténgase la presión de prueba durante el tiempo que deba durar ésta inyectando agua cada vez que sea necesario. Al término del tiempo fijado, el volumen inyectado durante la prueba deberá ser menor o igual al especificado en la tabla de tolerancias.

RELLENO FINAL.

Recíbanse y cúbrense los coples que se dejaron descubiertos para inspeccionarse durante la prueba, como se indicó para relleno inicial, con tierra libre de -

pedras, terrones y materia orgánica colocada abajo, a los lados y por encima de ellos hasta 30 cms. sobre el nivel de su lomo a partir de este nivel se continúa el relleno con el material sin seleccionar, colocando en capas apisonadas de 15 - cms. de espesor.

Para consolidar con agua se hace el relleno como se indica hasta 30 cms. de altura sobre el lomo del tubo, se le hecha una capa de agua de 10 cms. de espesor y se termina volteando encima sin seleccionar ni apisonar el material extraído al hacerse la excavación.

CAPITULO 3

RED DE ALCANTARILLADO

3.1.- GENERALIDADES.

La función de un sistema de alcantarillas es la de recoger las aguas residuales de los centros de población y conducirlos a un punto de evacuación. Este punto debe reunir ciertas condiciones físicas y ambientales, de manera que puede proporcionar seguridad a la salud pública. Siempre que sea posible, las aguas residuales deberán ser sometidas a un tratamiento mas o menos intenso antes de desaguarlas en alguna corriente o evacuarlas debidamente; esto con el objeto de que no puedan causar peligro a la salud u ocasionar problemas de contaminación.

Ya desde la antigüedad el hombre vio la necesidad de evacuar las aguas domésticas pues se han hallado restos de alcantarillas sanitarias en ciudades de la antigua Grecia y también en Asiria. Aunque inicialmente eran sólo para conducir el agua de lluvia, se generalizó la costumbre de arrojar desperdicios domésticos en las calles y así los desagües conducían mucha materia orgánica; en la edad media así desapareció por completo su uso, y fue hasta 1850, en Londres, cuando se prohibió arrojar desperdicios domésticos en las alcantarillas. Esta medida afectó a la sanidad pública y poco tiempo después se vio la ventaja de usar las cloacas para sacar de las casas los excrementos humanos lo más rápido posible convirtiéndose así en un sistema de alcantarillas combinado.

En nuestro caso se conducirán las aguas negras a un cárcamo para posteriormente ser mandadas a un colector principal.

3.1.2.- SISTEMAS DE ALCANTARILLADO.

Los elementos que forman un sistema de alcantarillado son de orden progresivo en cuanto al volumen que circula por ellos:

ALBAÑAL: parto del sistema por medio del cual se conducen las aguas residuales desde la red de tuberías de un solo edificio a una alcantarilla pública.

ATARJEA O ALCANTARILLA LATERAL: es la alcantarilla con diámetro mínimo de 20 cms., que recibe aportación del albañal.

SUBCOLECTOR O ALCANTARILLA SECUNDARIA: es la alcantarilla que recibe aportaciones de las laterales o atarjeas.

COLECTOR O ALCANTARILLA MAESTRA: alcantarilla que recibe aportaciones de las secundarias o subcolectores.

INTERCEPTOR: es el conducto que tiene la función de interceptar, ya sea en forma parcial o total, el caudal de uno o varios colectores.

EMISOR: cuando el colector no recibe ninguna aportación toma el nombre de emisor.

DESFOGUE: es el punto donde el emisor o el colector entrega su aportación de aguas residuales para su disposición de abandono.

3.1.3.- TIPOS DE SISTEMAS DE ALCANTARILLADO.

Actualmente se ha generalizado la construcción de sistemas de alcantarillado por redes separativas; para aguas domésticas y aguas pluviales.

En un principio se utilizaban redes unitarias para aguas domésticas debido a su bajo costo y rapidez de construcción dejando escurrir las aguas pluviales por las cunetas de las calles y cursos naturales del agua. Después se idearon dispositivos para separar las aguas de tiempo seco, formadas principalmente por aguas domésticas, de las grandes avenidas de los tiempos de lluvias.

Las redes separadas o separativas encuentran mejor aplicación cuando es necesario recoger rápidamente las aguas domésticas y no es necesario construir los conductos de mayores dimensiones que se usan en la evacuación de las aguas pluviales.

Cuando se cuenta con una red para aguas pluviales que resulta insuficiente se puede complementar con otra para aguas de lluvias, convirtiendo así en red para aguas negras a la ya existente. Cuando sea necesario tratar las aguas domésticas y no las pluviales; o cuando las aguas pluviales se pueden hacer escurrir superficialmente sin ningún daño.

Por otro lado, las redes unitarias son preferibles cuando las aguas de lluvia se vuelven insalubres por las materias orgánicas que han recogido en las calles y es necesario darles también un tratamiento; cuando la mezcla de las aguas residuales deban conducirse juntas subterráneamente y sea primordial un costo bajo de la obra.

Los sistemas de alcantarillado se pueden clasificar según su proceso constructivo en dos que son: el sistema en forma de peine (fig. a) y el de bayoneta (fig. b) el sistema en forma de peine es sólo aplicado cuando la topografía del lugar permite concentrar todas las aguas de las atarjeas a una sola línea de evacuación del sistema de bayoneta podemos decir que es el más adaptable pues se puede proponer como solución a la gran mayoría de los casos, basándose esta adaptabilidad en la facilidad de construir los subcolectores que sean necesarios.

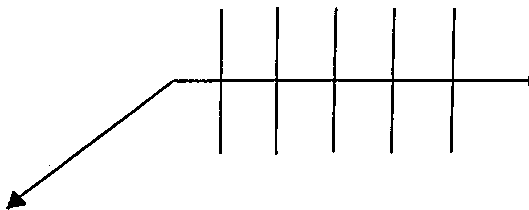


fig. a "SISTEMA EN FORMA DE PEINE"

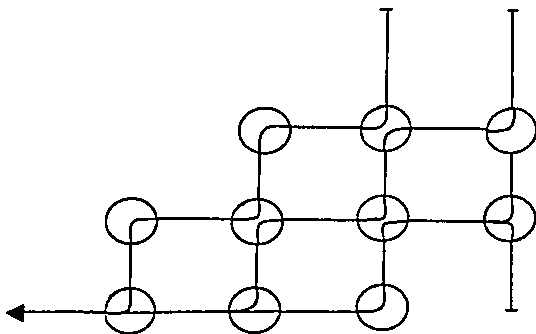


fig. b "SISTEMA EN FORMA DE BAYONETA"

3.1.4.- JUSTIFICACION DEL SISTEMA PROPUESTO.

Después de haber estudiado los pros y contras de uno y otro tipo de sistemas, se llegó a la conclusión de que se utilizará un sistema de redes separadas, de bayoneta esto debido a que se pretenderá que las aguas de lluvia queden en el lugar, esto con el fin de no afectar el nivel freático del lugar, se utilizará una red que conducirá las aguas de lluvia a un pozo de derrame en el punto mas bajo del predio.

Se prefirió el de bayoneta por las condiciones topográficas del suelo.

3.2.- CALCULO DE CAUDALES DE AGUAS NEGRAS.

Para estimar las cantidades de aguas residuales que conducirá nuestro sistema debe ser necesario contar con el número de habitantes que existan en dicho lugar, en nuestro caso en particular por tratarse de un parque industrial se recopilaron una serie de datos dadas las necesidades de las maquiladoras que a continuación se presentan:

Area por terreno industrial	6000 m ²
Area estimada de construcción	3000 m ²
No. de personas	1 c/20 m ²
Consumo por persona por día	100
Personas por industria	150
No. de industrias	24
Consumo promedio por industria	10 lts/m ²
Factor de descarga por industria	2
Descarga por día por industria	
150 X 100	15 000
10 X 3000 X 2	60 000
	<hr/>
TOTAL	75 000 p/d

ANALISIS DE DESCARGA AL DIA DURANTE LAS 24 HRS.

Una vez obtenido el caudal de aguas negras para una industria, necesitamos conocer el gasto máximo para una hora, los datos del proyecto nos indican que la descarga máxima se tendrá de 16 a 17 hrs. y será de un 20% del total del caudal obtenido anteriormente.

EL GASTO MAXIMO PARA UNA HORA SEPA DE:

$$75,000 \times .20 = 15,000 \text{ lts/hr.}$$

DE 24 INDUSTRIAS:

$$360,000.00 \text{ lts/hr.}$$

O SEA:

$$\frac{360,000}{3,600} = 100 \text{ lts/seg.}$$

3.2.1. GASTOS DE DISEÑO.

Como ya dijimos anteriormente se utilizará un sistema de redes por separado, como en nuestro caso en particular se trata de un parque industrial, no procederemos a los métodos acostumbrados, sino que tomaremos los datos anteriormente dados.

Las aguas negras serán conducidas mediante dos redes que se unirán por un pozo de visita para después ser enviadas a un cárcamo de bombeo.

Una de las redes recibirá las aguas negras de 13 industrias y la otra de 11 por lo que sefa necesario estimar dos gastos.

Gasto máximo para 1a red que conducirá las aguas negras de 13 industrias:

$$15,000 \text{ l/h} \times 13 = \frac{195,000}{3,600} = 54.16 \text{ lts/seg.}$$

Gasto máximo para la red que conducirá las aguas negras de 11 industrias:

$$15,000 \text{ l/h} \times 11 = \frac{165,000}{3,600} = 45.83 \text{ lts/seg.}$$

Estos gastos serán los de diseño, pero como durante el tiempo de servicio se presentan variaciones por lo que es necesario establecer un gasto mínimo. Para calcular el gasto mínimo se tomó del análisis de números de descargas simultáneas que aparece en la tabla siguiente.

DIAMETRO DEL TUBO C/5.	NUM. DE DESCARGAS SIMULTANEAS	Q MIN. I.P.S.	t TIRANTE CM.
20	1	1.5	5
25	1	1.5	6.25
30	2	3.0	7.50
38	2	3.0	9.50
45	3	4.5	11.25
61	5	7.5	15.25
76	8	12.0	19
91	12	18.0	22.75
107	17	25.5	26.75
122	23	34.5	30.50

Nota: De acuerdo con el diámetro de la tubería obtenemos el Q min. para cada tramo.

3.3. CALCULO DE CAUDALES DE AGUAS DE LLUVIA.

Para el cálculo de las aguas pluviales, usaremos el método racional: este método permite conocer la cantidad de agua que escurre en una superficie, por lo que es necesario saber las características locales de la lluvia y el tipo de terreno en el cual escurre.

El método se basa en la fórmula:

$$Q = AIR/3,600$$

En la cual:

Q = Gasto en lts/seg.

A = Superficie en m^2 de área tributaria.

I = Coeficiente de escurrimiento.

R = Cantidad de agua en mm/hr.

3,600 = Constante que indica el número de segundos de una hora.

Para tener el dato del área tributaria, se procede a estimarla del plano en nuestro caso cada terreno preverá su absorción de agua pluvial. De ahí que únicamente se desalojará el agua pluvial de la vialidad, que representa $25,000 m^2$. Esta por la pendiente del terreno se recolectará en dos partes, desalojándola a un terreno de inundabilidad, por medio de pozos de derrame y a través de tubos conductores.

El coeficiente de escurrimiento es un número que nos dice en qué cantidad el agua de lluvia escurrirá en nuestra población o superficie a tratar; este coeficiente se afecta del tipo de recubrimiento de las calles, del tipo de techo de las casas, de la cantidad de jardines o parques, etc.; se afecta también, de la cantidad de agua que se infiltra, de la que se evapora y de la que se acumula en las depresiones del terreno. Dependiendo del tipo de superficie, se han establecido coeficientes de los cuales los más usados son los proporcionados por — Kuichling:

Superficie de techo impermeable	0.70 - 0.95
Pavimentos de asfalto en buen estado	0.85 - 0.90
Pavimentos de piedra, ladrillo y bloques de madera con juntas cementadas impermeables	0.75 - 0.85
Los mismos con juntas no cementadas	0.50 - 0.70
Pavimentos de bloque inferior con juntas no cementadas	0.40 - 0.50
Carreteras de macadam	0.25 - 0.60
Carreteras y paseos con calzada de grava	0.15 - 0.30
Paseos, jardines, prados y praderas según la inclinación de la superficie y naturaleza del terreno.	0.05 - 0.25

En nuestro caso solo se desalojará el agua pluvial de la vialidad, dado que cada terreno preevera su absorción de agua pluvial. Las vialidades del parque industrial contarán con un pavimento de asfalto de 5 cm de espesor, de aquí que se tomará como coeficiente el valor de 0.85 que corresponde a Pavimentos de asfalto en buen estado.

Para obtener el dato de la intensidad de lluvia empezaremos por definir lo que es la precipitación:

Precipitación es el agua que recibe la superficie terrestre en cualquier estado físico, proveniente de la atmosfera.

La precipitación se mide en términos de la altura de lámina de agua y se expresa comúnmente en milímetros. Los aparatos de medición se basan en la exposición a la intemperie de un recipiente cilíndrico abierto en su parte superior, en el cual se recoge el agua producto de la lluvia u otro tipo de precipitación, registrando su altura. Los aparatos de medición se clasifican de acuerdo con el registro de las precipitaciones en pluviómetros y pluviógrafos.

Estos aparatos están operados, principalmente, por la Secretaría de Recursos Hidráulicos, La Comisión Federal de Electricidad, el Servicio de Meteorología Nacional y la Comisión Internacional de Límites y aguas.

Pluviómetro:

Este permite medir la altura de lluvia en la probeta con una aproximación hasta décimos de milímetro, ya que cada centímetro medido en la probeta corresponde a un milímetro de altura de lluvia; para medirla se saca la probeta y se introduce una regla graduada, con la cual se toma la lectura; generalmente se acostumbra hacer una lectura cada 24 hrs.

Pluviógrafo:

Utilizando el pluviógrafo se conoce la intensidad de precipitación i , que se define como la altura de precipitación entre el tiempo en que se originó.

La zona de Reynosa Tamaulipas tiene una intensidad de 60 mm/hr. el cual utilizaremos para nuestros cálculos.

Una vez conocidos los coeficientes de I y R, procederemos a aplicar la fórmula antes mencionada, es conveniente mencionar que la captación se hará mediante dos redes de conducción por lo que tendremos dos gastos para aguas pluviales.

La primera red captará el agua de 13 200 m² .

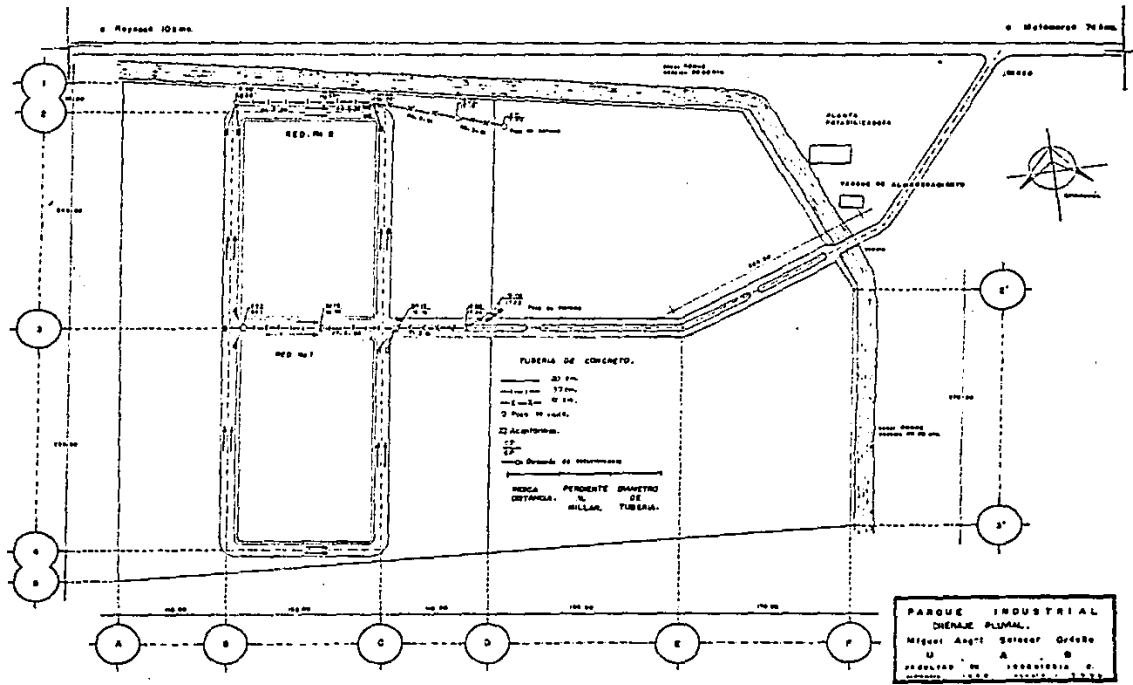
$$13\ 200 \times .06 \times 0.85 = 673.20 \text{ m}^3 \times 1000 = \frac{673\ 200}{3\ 600} = 187 \text{ lts/seg.}$$

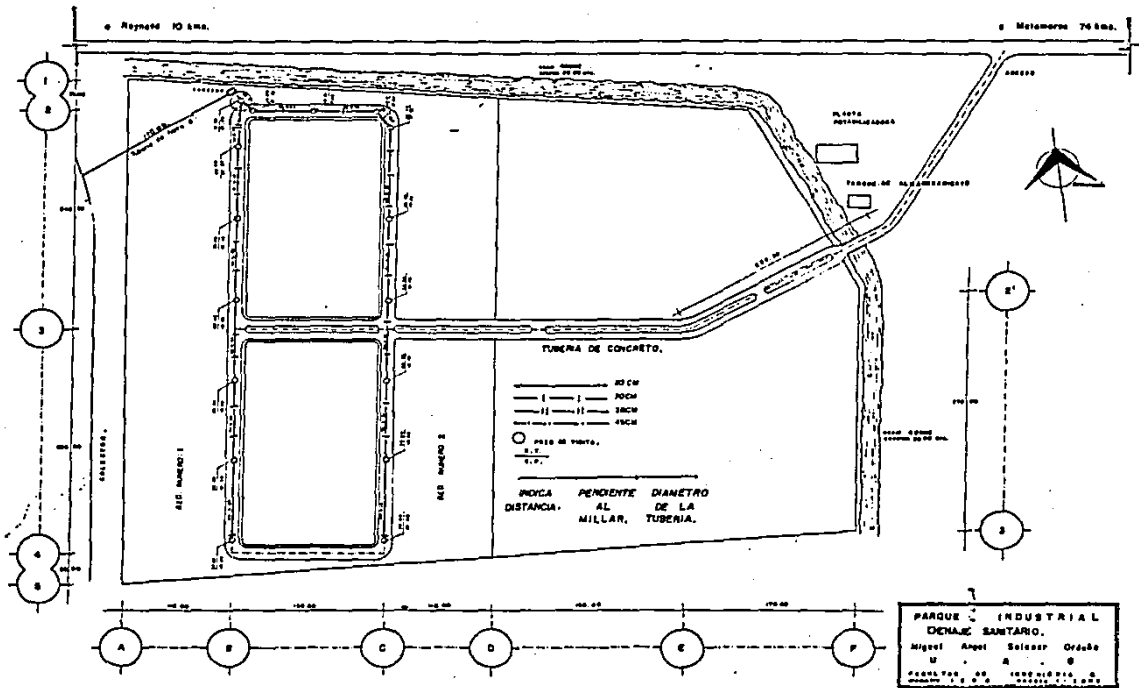
La segunda red captará el agua de 11 800 m² .

$$11\ 800 \times .06 \times 0.85 = 601.80 \text{ m}^3 \times 1000 = \frac{601\ 800}{3\ 600} = 167.16 \text{ lts/seg.}$$

Una vez conocidos los gastos de las aguas negras y aguas pluviales se procede a diseñar la red para posteriormente hacer el cálculo hidráulico.

3.4. DISEÑO DE REDES





3.5.- CALCULO HIDRAULICO DE LAS REDES.

El método mas comúnmente empleado en el cálculo de las atarjeas es el basado en el uso de la fórmula de Manning, de la cual se han elaborado nomogramas que facilitan enormemente la determinación de todas las variantes de las atarjeas como pendiente, velocidad, diámetro y gasto de circulación.

En los puntos siguientes se tratarán con mayor detalle las especificaciones hidráulicas que regirán las condiciones de circulación del sistema, así como el uso de los nomogramas para determinar las características de trabajo de las atarjeas.

3.5.1.- ESPECIFICACIONES HIDRAULICAS.

Las alcantarillas se diseñan para que trabajen como canales abiertos, aunque ocasionalmente pueden trabajar a presión, cuando el caudal de servicio, es mayor que el caudal de diseño; existe la excepción de los sifones invertidos y las tuberías de impulsión de las estaciones elevadoras de líquidos residuales, los que siempre trabajan a presión.

Para comprender el funcionamiento de un sistema de alcantarillado, es necesario conocer algunos términos como:

Corriente invariable y uniforme. Se produce una corriente invariable cuando pasa el mismo volumen de líquido por un punto cualquiera en una fracción pequeña de tiempo; y una corriente uniforme tiene lugar cuando no se producen variaciones de su velocidad a lo largo del trayecto de la conducción o curso de agua.

Quando un agua penetra en un tubo o canal a velocidad constante y sale libremente por el extremo más bajo, se ha formado una corriente uniforme e invariable. Para el cálculo de las corrientes en las alcantarillas, suponemos que son invariables y uniformes en los tramos rectos de éstas, aunque sí se producen cambios de velocidad en los obstáculos y cambios de dirección.

El agua se mueve por efecto de la fuerza de gravedad y lo debe de hacer con una velocidad que contrarreste los rozamientos con la superficie de contacto. Este rozamiento o resistencia es directamente proporcional a la rugosidad de la superficie interna del tubo, a la densidad del líquido, a la magnitud de la superficie de contacto y aproximadamente al cuadrado de la velocidad del agua.

Es necesario hacer intervenir el concepto de velocidad media del agua, pues ésta, dentro de su seno, tiene diferentes velocidades reales de escurrimiento. Para calcular las velocidades medias del sistema, se usan fórmulas de régimen uniforme turbulento pues las del tipo laminar, el cual se establece a velocidades muy bajas, no se pueden usar.

Las velocidades recomendables para las aguas negras son como mínimo de 60 cm/seg. para no permitir sedimentación y como máximo de 2.40 mts/seg. para evitar erosión de los tubos; aunque estas velocidades pueden ser un poco flexibles si el ingeniero justifica ese cambio.

Existe también una restricción en cuanto al tirante de agua, mismo que se recomienda sea como mínimo de 1.5 cms.

La mayor parte de las alcantarillas son de sección circular por ser ésta la que proporciona una sección transversal máxima usando la misma cantidad de material en las paredes; otra ventaja es que presenta facilidad para construirse con tubos de arcilla cocidos o de hormigón prefabricado, teniendo además las mejores condiciones hidráulicas. Hay también alcantarillas de sección oval, rectangular, semielíptica, en herradura y asa de cesta; todas éstas usadas más comúnmente en grandes colectores.

Existen algunas fórmulas para el cálculo de las velocidades del agua en el sistema, siendo la más común la fórmula de CHEZY.

$$V = C\sqrt{RS}$$

donde:

V = Velocidad media en mts/seg.

R = Radio hidráulico que se obtiene de dividir la sección total del tubo entre el perímetro mojado.

S = Pendiente o gradiente hidráulico.

C = Coeficiente.

El coeficiente C no es constante y varía, según Kutter, de acuerdo con la siguiente fórmula:

$$C = \frac{(23 + \frac{0.00155}{S} + \frac{1}{n})}{1 + (23 + \frac{0.00155}{S} \frac{n}{\sqrt{R}})}$$

En esta fórmula, n es un valor dependiente de la rugosidad de la superficie del tubo o canal. A continuación se da una tabla de valores experimentales de n :

n	CARACTER DE LA SUPERFICIE
0.009	Madera bien cepillada instalada con pendiente uniforme.
0.010	Cemento alisado. Tubos, los mas lisos.
0.012	Madera no cepillada. Tubos de hierro fundido de rugosidad ordinaria.
0.013	Fábrica de ladrillo bien construido. Buen homigón. Tubo de acero roblonado. Tubo de gres bien colocado.
0.015	Tubo de gres y de homigón deficientemente unidos y desigualmente asentados. Fábrica de ladrillo corriente.
0.017	Ladrillo rugoso. Tubo de hierro tuberculado.
0.020	Tierra lisa o gravilla afirmada.
0.030	Zanjas y ríos en buen uso, algunas piedras y yerbajos.
0.040	Zanjas y ríos con fondos rugosos y mucha vegetación.

Hay que hacer notar que el valor de n afecta inversamente a la velocidad - del agua en el conducto.

Existe también otra fórmula ideada por Manning para calcular el coeficiente C de la fórmula de Chezy que es:

$$C = \frac{1}{n} R^{1/6}$$

en donde;

n = Es el mismo número empleado en la fórmula de Kutter y que ya se dio en la tabla anterior.

R = Radio hidráulico (área total de la sección entre perímetro mojado).

Si nosotros sustituimos este valor de C dado por Manning en la fórmula de Chezy, obtenemos:

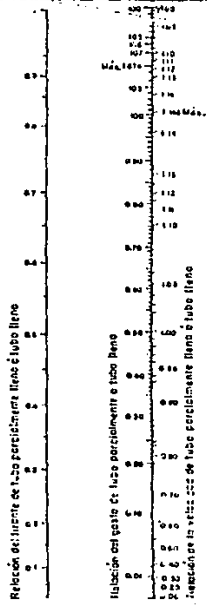
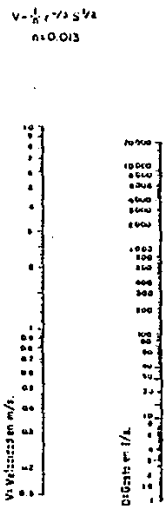
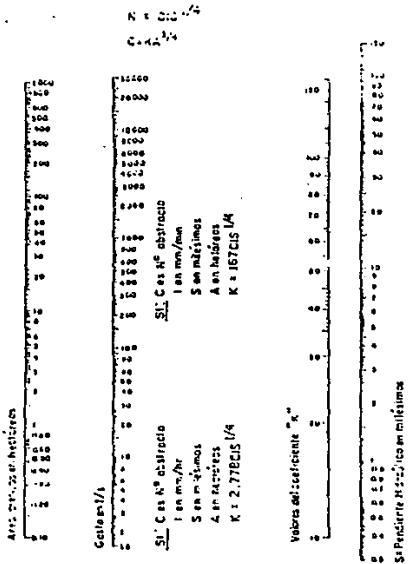
$$V = CR^{1/2} S^{1/2}$$

$$V = \frac{1}{n} R^{1/6} R^{1/2} S^{1/2}$$

$$V = \frac{1}{n} R^{2/3} S^{1/2}$$

Fórmula que es conocida como la fórmula de Manning.

En los sistemas de alcantarillado actuales, las tuberías son hechas de gres o de hormigón; si se siguen buenos métodos de construcción y se hace con cuidado, el valor adoptado de n es de 0.013. En base a esto se ha elaborado ábacos o nomogramas para el uso de la fórmula de Manning con un valor de $n = 0.013$ en tubos de sección circular. A continuación se incluyen.



NOMOGAMA DE BURKLI-ZIEGLER

SI: C es N° abstracto
 I en Em/hr
 S en máximas
 A en hectáreas
 K = 2.778215

NOMOGAMA DE MANNING

Nota:
 Este nomograma es reposición del de fecha Julio de 1950

SECRETARIA DE RECURSOS HIDRAULICOS
 AGUA POTABLE Y ALCANTARILLAJOS
 DIRECCION DE PROYECTOS

NOMOGRAMAS DE LAS FORMULAS DE BURKLI-ZIEGLER Y MANNING-RELACION DE LOS ELEMENTOS HID. DEL TUBO CIRCULAR

3.5.2 EXPLICACIÓN Y USO DE NOMOGRAMAS.

Como se dijo anteriormente, el método empleado para el cálculo de diámetros de las tuberías del sistema de alcantarillado será el de emplear los nomogramas que resuelven la fórmula de Manning para una $n = 0.013$ que es la correspondiente al material empleado en la construcción de las tuberías. Conjuntamente con este nomograma se usó la gráfica presentada en la figura 1 para diseño de tuberías parcialmente llenas.

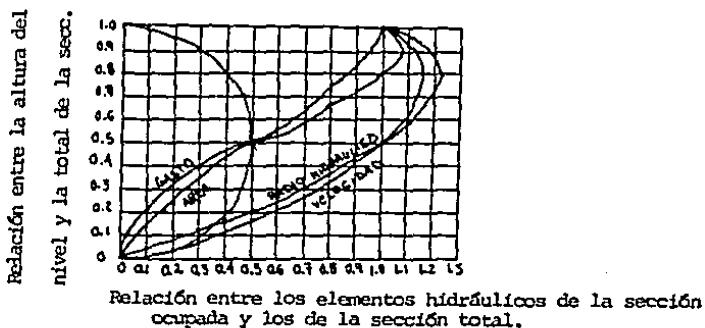


FIG.1 GRAFICA PARA TUBERIAS PARCIALMENTE LLENAS.

La utilización del nomograma nos proporciona los datos de tuberías que funcionan completamente llenas y para encontrarlos se procede así:

Supongamos que se quiere conocer el diámetro de una tubería que deberá conducir un gasto de 90 lts/seg., y que debe tener una inclinación media de 0.01, en el nomograma se unen con una regla la marca de los 90 lts/seg., eje correspondiente a gasto, con la marca de 0.010 en el eje de la pendiente; con esa línea marcada se cortan los otros dos ejes que corresponden a diámetro de la tubería en cm., y a velocidad del agua en mts/seg., correspondiendo éstas a 30 -

cms., de diámetro y a 1.32 mts/seg., de velocidad, estos dos factores son los que faltaban para fijar las características del tubo.

Conociendo dos datos de la alcantarilla se pueden encontrar los otros dos mediante el nomograma.

Como generalmente las tuberías no funcionan completamente llenas, se elaboró la gráfica de la figura 1 que nos proporciona las características hidráulicas de las alcantarillas parcialmente llenas de sección circular; para poder entrar a ésta es necesario haber usado el nomograma que nos dice las condiciones que se producen cuando la alcantarilla está llena y de ahí, calculando la relación entre cada dos datos conocidos, se pueden encontrar los faltantes, para explicar lo anterior seguiremos el ejemplo mencionado.

En lugar de transportar los 90 lts/seg., la alcantarilla transportará tan solo 45 lts/seg., y se requiere conocer la velocidad y la profundidad de las aguas con ese gasto; los datos relacionados serán los gastos. Esta relación se saca dividiendo el gasto que transporta el tubo parcialmente lleno entre el gasto que transporta totalmente lleno; en nuestro ejemplo ésta es de $45/90 = 0.5$., con esta relación entramos al eje horizontal de la gráfica y en la marca de 0.5 subimos verticalmente hasta que corte con la curva de gastos, por ser éstos los datos usados. De ahí trazamos una horizontal que corte con el eje vertical y veremos que nos marca 0.5, este factor hay que multiplicarlo por el diámetro del tubo en cms., para que nos dé el tirante de las aguas dentro del tubo; en este caso es: $0.5 \times 30 = 15$ cm. Para el cálculo de la velocidad del mismo punto de corte con la curva de gasto, se traza una horizontal que corte con la curva de velocidad y nos dé un nuevo factor que resulta 1.0, éste se multiplica por la velocidad del agua, en el tubo completamente lleno y así se obtiene la velocidad del agua en el tubo parcialmente lleno, la operación será

$$1.0 \times 1.32 = 1.32.$$

Por lo anterior concluimos que el gasto de 49 lts/seg., en una tubería de 30 cms., de diámetro y con inclinación de 0.01 nos dará una profundidad de agua de 15 cms., y una velocidad de 1.32 mts/seg.

Todos los datos necesarios para la construcción del sistema de alcantarillado son ordenados en una memoria de cálculo que esta anexada a este capítulo. A continuación pondremos la explicación de ésta y cómo obtenerla.

En la columna número 1 aparecen los tramos en que fue dividida la red, como se puede ver la red número 1 fue dividida en 6 tramos y la red número 2 fue dividida en 5 tramos.

En la columna número 2 está el gasto parcial que se obtiene de multiplicar la longitud del tramo por el gasto unitario; el gasto unitario resulta de dividir el gasto total de aguas negras entre la longitud total de la red.

En la columna número 3 aparecen los gastos acumulados para los que hay que ir siguiendo la red propuesta, viendo que tubos van a descargar en otro. El gasto del tubo receptor se obtiene con la suma de los gastos acumulados de los tubos que descarguen en él, más el gasto parcial que le corresponde conducir.

En las columnas 4 y 5 se marca el gasto mínimo con el que trabajará la tubería. Como mínimo existe un gasto que se debe considerar para el proyecto que se obtiene de la tabla de número de descargas simultáneas anteriormente dada.

En la columna número 6 está anotada la longitud del tubo en metros, medida del inicio al final del tramo.

En la columna número 7 se encuentra la pendiente que se le dará a la tubería, ésta se expresa en milésimas por metro de longitud.

En las columnas 9 y 10 se hallan las velocidades en m/seg., en las distintas condiciones de trabajo de la tubería. En la columna número 9 está la velocidad del agua cuando la tubería trabaja completamente llena. En la columna 10 está la velocidad del agua cuando la tubería trabaja parcialmente llena. La relación de gastos para entrar a la gráfica número 1 se obtiene dividiendo el gasto total del tramo entre el gasto que transportaría estando llena.

En la columna número 11 está la velocidad mínima; para hallarla es necesario entrar a la gráfica número 1 con la relación de gastos mínimo entre gasto a tubo lleno; éste se multiplica por la velocidad del agua cuando la tubería está totalmente llena y se encuentra la velocidad mínima.

En la columna 12 tenemos la cota de terreno correspondiente al inicio de la tubería.

En la columna número 13 está la cota de plantilla; ésta resulta de restar de la cota de terreno el relleno, el espesor de la pared de la tubería y el diámetro de la tubería.

$$C.P. = C.T. - (\text{relleno} + 2e + D)$$

$$C.P. (\text{aguas abajo}) = C.P. (\text{aguas arriba}) - (L \times S)$$

En la columna número 14 ésta la profundidad o tirante mínimo que tendrá el agua; el factor para entrar a la grafica número 1 es el mismo usado en el cálculo de la velocidad mínima.

En la columna número 15 está anotada la profundidad de la excavación en la parte final del tramo.

3.5.3. CALCULO DEL DIAMETRO DE LA TUBERIA.

CALCULO DE LA RED DE AGUAS NEGRAS.

TRAMO	GASTO PARCIAL	GASTO TOTAL	GASTO MINIMO ESPEC.	GASTO MINIMO ACUMUL.	LONG. Mts.	PEND. Mils.	DIAM. Cms.	VELOCIDAD			COTA MIN. TERMINO	COTA PLANT.	TIRANTE Cms.	PROFUNDIDAD Mts.
								T. LL.	T. P. LL	MIN.				
1	9.92	9.92	1.5	1.5	90	3	20	0.53	0.56	0.31	20.34	19.06	4	1.28
2	9.93	19.85	3.0	4.5	90	3	30	0.73	0.68	0.39	20.07	18.75	5.70	1.32
3	9.92	29.77	3.0	7.5	90	3	30	0.73	0.73	0.49	20.03	18.52	7.80	1.51
4	9.93	39.70	3.0	10.5	90	3	30	0.73	0.80	0.58	20.10	18.25	9.90	1.85
5	8.94	48.64	3.0	13.5	81	3	30	0.73	0.82	0.62	20.14	17.99	11.40	2.15
6	5.52	54.16	3.0	16.5	50	3	38	0.87	0.88	0.62	20.03	17.79	10.64	2.24

CALCULO DEL DIAMETRO DE LA RED NUMEPO 1

Qmáx= 54.16 lts/seg.

$$q_u \text{ máx} = \frac{54.16}{491} = 0.1103 \text{ L.p.s/ml.}$$

Longitud de la red= 491 mts.

TRAMO	CASIO	GASIO	GASIO MINIMO		LONG.	PEND.	DINM.	VELOCIDAD			COTA	COTA	TIRANTE	PROFUNDIDAD
	PARCIAL	TOTAL	ESPEC.	ACUMUL.	Mts.	Mils.	Qrs.	T.LL.	T.P.LL.	MIN.	TERR.	PLANT	Qrs.	Mts.
1	8.91	8.91	1.5	1.5	90	3	20	0.53	0.54	0.31	20.40	19.16	4.0	1.24
2	8.91	17.82	3.0	4.5	90	3	30	0.73	0.50	0.32	20.15	18.80	6.0	1.35
3	8.91	26.73	3.0	7.5	90	3	30	0.73	0.73	0.52	20.42	18.62	8.4	1.80
4	8.91	35.64	3.0	10.5	90	3	30	0.73	0.81	0.58	20.65	18.35	9.6	2.29
5	10.19	45.83	3.0	13.5	103	3	30	0.73	0.83	0.62	20.37	18.06	11.10	2.30

CALCULO DE LA MED. No. 2

Nota: Se tomaron 5 tramos, ya que la tubería subsecuente sólo conducirá las aguas negras al cárcamo. Sin recibir ninguna aportación, por lo tanto será de 30 cms.

Q_{máx} = 45.83 lts/seg.

$$q_u \text{ máx} = \frac{45.83}{463} = 0.0989 \text{ L.P.S/ML.}$$

Longitud de la red = 463 mts.

Una vez hecho el cálculo de la tubería para aguas negras, necesitamos conocer el diámetro de la tubería que conducirá las aguas de las dos redes al cárcamo. - Esta tubería tendrá una longitud de 2 metros, a continuación se hará el cálculo.

Gasto máximo = 100 lts/seg.

Gasto mínimo = 30 lts/seg.

Long. = 2 mts.

Pend. = 3 al millar.

$Q' = 160$

$V' = 1.0$

$a = \frac{100}{160} = 0.62$

$b = 1.04$

$V_{real} = 1.04$ mts/seg.

$a = \frac{30}{160} = 0.187$

$b = 0.75$

$V_{mín.} = 0.75$ mts/seg.

$c = 0.30$

$t_{real} = 13.50$ cms.

DIAMETRO DE LA TUBERÍA = 45 CMS.

CALCULO DE LA RED DE AGUAS PLUVIALES.

Como se explico anteriormente las aguas pluviales serán captadas mediante -
dos redes, analizaremos a continuación cada red.

RED # 1

Esta red se dividirá en dos tramos.

Tramo #1. Captará el agua de 3500 m² de superficie.

$$\text{Gasto} = 3\ 500 \times 0.06 \times 0.85 \times 1000 = \frac{178\ 500}{3\ 600} = 49.58 \text{ lts/seg.}$$

Gasto = 49.58 lts/seg.

Long. = 157 mts.

Pend. = 3 al millar.

Q' = 51

DIAMETRO DE LA TUBERIA

V' = 0.73

30 CMS.

$$a = \frac{49.58}{51} = 0.97$$

b = 1.16

$$V_{\text{real}} = 1.16 \times 0.73 = 0.84$$

Tramo #2. Captará el agua de 9 700 m² mas 3 500 m² del tramo 1.

$$\text{Gasto} = 13\ 200 \times 0.06 \times 0.85 \times 1000 = \frac{673\ 200}{3\ 600} = 187 \text{ lts/seg.}$$

Gasto = 187 lts/seg.

Long. = 111 mts.

Pend. = 3 al millar.

$Q' = 320$

$V' = 1.18$

$a = \frac{187}{320} = 0.58$

$b = 1.02$

$V_{real} = 1.20$ m/seg.

DIAMETRO DE LA TUBERIA

61 CMS.

NOTA: Las cotas del terreno y de la plantilla aparecen en el diagrama de la red.

RED # 2

Esta red se dividirá en dos tramos.

Tramo #1. Captará el agua de 3 500 m² de superficie.

$$\text{Gasto} = 3\ 500 \times 0.06 \times 0.85 \times 1000 = \frac{178\ 500}{3\ 600} = 49.58 \text{ lts/seg}$$

Gasto = 49.58 lts/seg.

Long. = 128 mts.

$$V_{\text{real}} = 1.16 \times 0.73 = 0.84 \text{ mts/seg.}$$

Pend. = 3 al millar

$$Q' = 51$$

DIAMETRO DE LA TUBERIA

$$V' = 0.73$$

30 CMS.

$$a = \frac{49.58}{51} = 0.97$$

51

$$b = 1.16$$

Tramo #2. Captará el agua de 8 300 m² mas 3 500 m² del tramo 1.

$$\text{Gasto} = 11\ 800 \times 0.06 \times 0.85 \times 1000 = 601\ 800 = 167.16 \text{ lts/seg.}$$

Gasto = 167.16 lts/seg.

Long. = 129 mts.

$$V_{\text{real}} = 1.19 \text{ lts/seg.}$$

Pend. = 3 al millar.

$$Q' = 320$$

$$V' = 1.18$$

DIAMETRO DE LA TUBERIA

$$a = \frac{167.16}{320} = 0.52$$

61 CMS.

320

$$b = 1.01$$

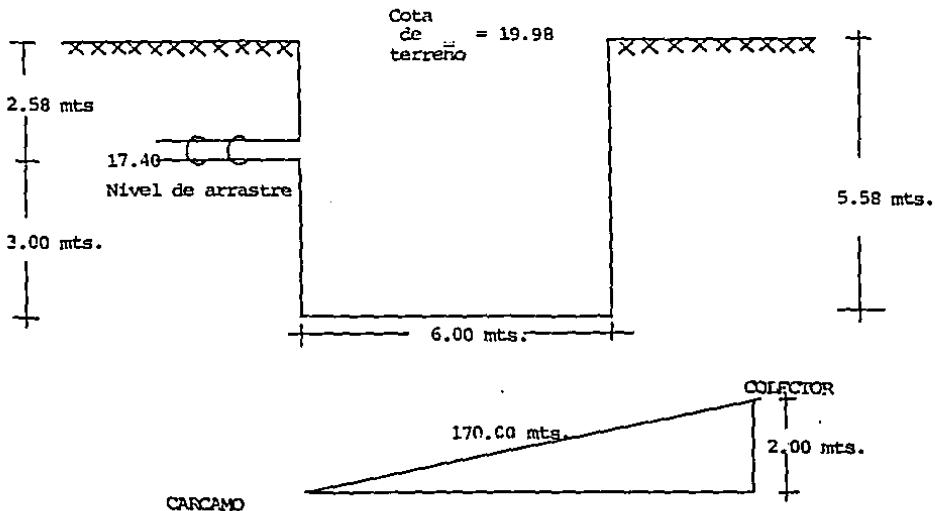
NOTA: Las cotas aparecen en el diagrama de la red.

3.6. SISTEMA DE DESFOGUE.

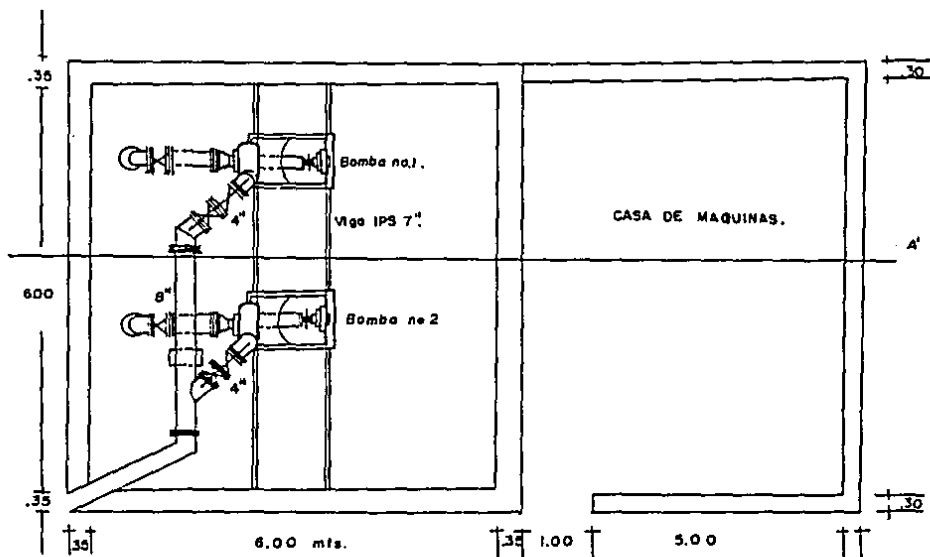
Actualmente a las aguas residuales se les da un tratamiento, esto con el fin de disminuir la contaminación ya que las aguas residuales son portadoras de enfermedades como son: tifoidea, paratifoidea, hepatitis infecciosa, etc. Por este motivo existen varios métodos para tratar las aguas, en nuestro caso en particular solo se le dará un tratamiento a base de cloro, ya que las aguas residuales serán captadas mediante un cárcamo para posteriormente ser bombeadas a un colector principal, por lo que no es conveniente poner una planta de tratamiento.

Las aguas residuales serán conducidas al colector mediante una tubería de fierro, la diferencia de nivel entre el cárcamo y el colector es de 2 metros.

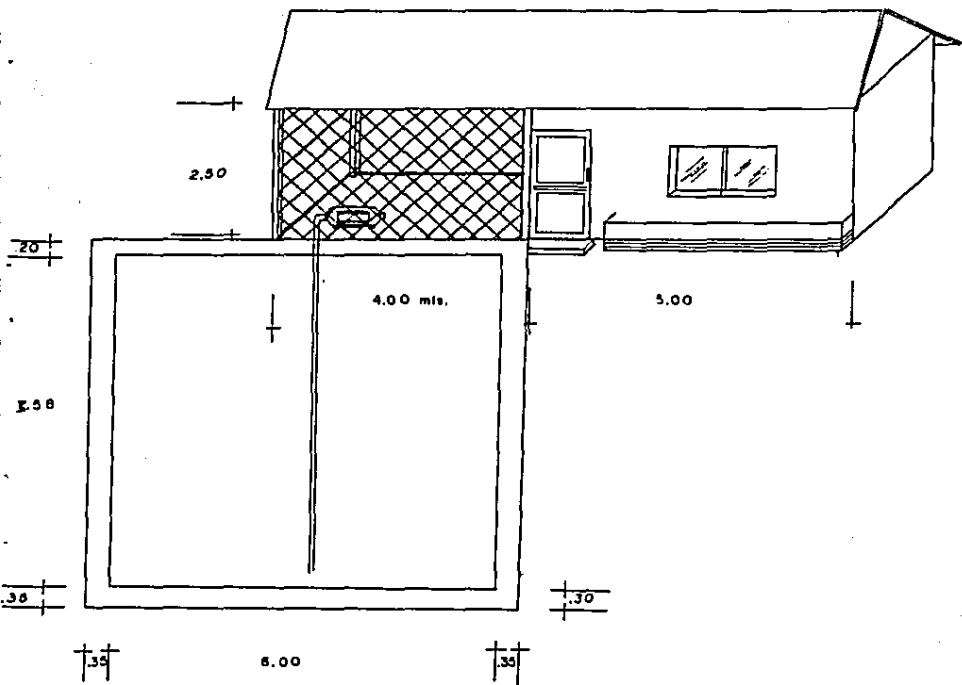
Las dimensiones del cárcamo aparecen en la fig. A, así como la diferencia de nivel entre el cárcamo y el colector.



PLANTA .



CORTE A A' .



Para la determinación del volumen del cárcamo se tomó el gasto mínimo que es de 30 lts/seg. o sea 108,000 lts/hr. por lo que un depósito de 6 mts. de largo X 6 - mts. de ancho X 3 mts. de altura nos da un volumen de 108 m^3 , la altura se considerará a partir del nivel de arrastre del tubo, de ahí que la altura total del cárcamo será de 5.58 mts.

CALCULO ESTRUCTURAL DEL CARCAMO.

Para efectuar un cálculo estructural debemos establecer de antemano las condiciones de carga que van a actuar en la estructura y el material que lo va a formar así como sus características y constantes para el cálculo.

En el presente vamos a tomar las condiciones de carga de cuando el tanque se encuentre vacío y solo haya cargas extremas producto del empuje de la tierra, que es constante en toda el área de contacto, ya que esta más desfavorable y llega a presentarse con frecuencia.

El tanque será de concreto reforzado con acero estructural, las constantes para el cálculo y esfuerzos admisibles para la teoría elástica son:

$$f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$$

$$fc = 0.45 f'c = 94.5 \text{ kg/cm}^2$$

$$fs = 1400 \text{ kg/cm}^2$$

$$Ec = 221,500 \text{ kg/cm}^2$$

$$Es = 2 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2$$

$$n = 9$$

$$K = 0.385$$

$$J = 0.872$$

$$R = 15.94$$

$$\gamma = 1800 \text{ kg/m}^3$$

Angulo de fricción del material = 30°

Para el cálculo de espesores y del refuerzo vamos a presentar, como elemento aislado a una faja de un metro de ancho a todo lo alto del tanque, y suponiéndola una viga en cantiléver. Se calculará con la carga del diagrama de empujes producidos por el terreno.

De acuerdo a lo expuesto por Rankine en su teoría sobre el empuje activo para paredes verticales, tenemos las fórmulas que dicen:

$$E = K_o \frac{W \cdot h^2}{2}$$

$$K_o = \frac{1 - \text{Sen } \beta}{1 + \text{Sen } \beta}$$

E = Empuje total.

W = Peso volumétrico del material.

K_o = Coeficiente que depende de la inclinación entre el muro y el ángulo de reposo del material.

h = Altura del muro cargado.

β = Angulo de reposo del material.

Cálculo del empuje:

$$E = \frac{1 - \text{Sen } 30^\circ}{1 + \text{Sen } 30^\circ} \times \frac{1800 \times (5.58)^2}{2} = 9,340.82 \text{ kg/m}$$

Para el cálculo del momento máximo, aplicamos el empuje a un tercio de la altura, lugar del centro de gravedad del triángulo de empuje.

$$M = E \cdot \bar{y}$$

$$M = 9,340.82 \times \frac{5.58}{3} = 17,373.93 \text{ kg.m}$$

El cálculo del peralte por momento se obtiene de la siguiente manera:

$$d = \sqrt{\frac{M}{R \cdot b}}$$

$$d = \sqrt{\frac{1,737,393}{15.94 \times 100}} = 33 \text{ cms.} \quad d \text{ real} = 35 \text{ cms.}$$

Adoptamos el valor $d = 35$ cms. que será el espesor del muro.

Ahora reviso por cortante la sección obtenida donde cortante $V =$ Empuje.

$$\text{Vact.} = \frac{9,340.82}{100 \times 35} = 2.66 \text{ kg/cm}^2$$

Una vez obtenido el Vact, lo tenemos que comparar con el Vadmisible.

$$V_{admisible} = 0.29 \sqrt{f'c} = 4.20 \text{ kg/cm}^2$$

Vadmisible es mayor que Vactuante.

El refuerzo de acero se calcula de la siguiente manera:

$$A_s = \frac{1'737,393}{1400(.872)} = 40.66 \text{ cm}^2 \quad (35)$$

Utilizando varillas de 3/4 de pulgada con área de 2.87^2 , la cantidad de varillas por metro y su separación es de:

$$\text{No. de vars.} = \frac{40.66}{2.87} = 15 \text{ varillas}$$

Ø 3/4" @ 7 cms.

$$\text{Separación} = \frac{100 \times 2.87}{40.66} = 7 \text{ cm}$$

$$\text{Adherencia admisible} = \frac{2.3 \sqrt{f'c}}{\phi} = 2.3 \sqrt{210} = 17.45 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{Adherencia actuante} = \frac{V}{E_o(j).(d)} = \frac{17,373.93}{10 \times 6 \times .872 \times 35} = 9.48 \text{ kg/cm}^2$$

Adherencia admisible mayor que adherencia actuante.

En el otro sentido o sea en el horizontal se arma por temperatura, y el cálculo del área de acero de refuerzo esta dado por:

$$A_{temp.} = 0.002bt = 0.002 \times 100 \times 35 = 7 \text{ cm}^2$$

$$Sep. = \frac{100 \times 1.27}{7} = 18.14 = 18 \text{ cms.}$$

Ø 1/2" @ 18 cm.

Se utilizarán varillas de 1/2 pulgada por temperatura a una separación de 18 centímetros.

LOSA INFERIOR DEL CARCAMO.

En nuestro caso tomaremos esta losa como perimetralmente apoyada y con un empuje del terreno contra la losa de 4 ton/m^2 .

Las dimensiones de la losa son las siguientes:

$$L_1 = 6 \text{ mts.}$$

$$q_1 = \frac{L_2^4}{L_1^4 + L_2^4} \cdot Q$$

$$L_2 = 6 \text{ mts.}$$

$$q_2 = \frac{L_1^4}{L_1^4 + L_2^4} \cdot Q$$

$$q_1 = 0.5 \times 4000 = 2000 \text{ kg/m}^2$$

$$q_2 = 0.5 \times 4000 = 2000 \text{ kg/m}^2$$

Momento.

$$M = \frac{w_1 \times L^2}{8} = 9,000 \text{ kg/mts.}$$

$$d = \sqrt{\frac{900,000}{15.94 \times 100}} = 23.76 \text{ cms} \quad d \text{ real} = 30 \text{ cms.}$$

$$A_s = \frac{900,000}{1400(.872)(23.76)} = 31.02 \text{ cm}^2$$

$$\text{No. de varillas} = \frac{31.02 \text{ cm}^2 \times 6}{1.99} = 94 \text{ varillas } \phi 5/8" @ 6 \text{ cm.}$$

$$\text{Separación} = \frac{6}{94} = 6 \text{ cm.}$$

LOSA SUPERIOR DEL CARCAMO.

Las dimensiones de la losa son de 6 mts. X 6 mts., en la parte central de la losa se colocarán dos vigas de acero, esto con el fin de que carguen el peso de las bombas, el cálculo es el siguiente:

Suponemos un peso total de las bombas de 400 kg/ml.

Carga muerta = 800 kg/m

Carga viva = $\frac{200 \text{ kg/m}}{1000 \text{ kg/m}}$

Cada viga cargará 500 kg/m

Momento = $\frac{500(6)^2}{8} = 2,250 \text{ kg.m}$

$\sqrt{\text{acero}} = 1,520 \text{ kg/cm}^2$ $\sigma = \frac{M}{s}$ $s = \frac{225,000}{1,520} = 148.02$ MÓDULO DE SECCIÓN.

Buscando este módulo de sección en cualquier manual de acero encontramos que una viga IPS de 7 pulgadas (ligera) cumple con el módulo de sección necesario.

La otra parte de la losa quedó dividida en dos partes cada una de ellas de 6 mts. X 2.50 mts, analizaremos una faja de un metro y la consideraremos simplemente apoyada, ya que en la parte central llevará dos vigas de acero que serán las que soportarán el peso de las bombas y motores, el cálculo es el siguiente:

$$f'c = 175 \text{ kg/cm}^2$$

$$n = 10$$

$$f_s = 1400 \text{ kg/cm}^2$$

$$K = 0.362$$

$$J = 0.879$$

$$R = 12.59$$

Claro de 6 mts..

$$\text{Carga viva} = 200 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{Carga muerta (d=20)} = 480 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{Carga total} = 680 \text{ kg/cm}^2$$

$$M = \frac{q \times L^2}{8} = \frac{680 \times (6)^2}{8} = 3,060 \text{ kg.m}$$

$$d = \frac{306,000}{12.59 \times 100} = \underline{15.59} \quad d \text{ real} = 20 \text{ cms.}$$

$$As = \frac{M}{f_s \cdot j \cdot d} = \frac{306,000}{1400 \times 0.879 \times 15.59} = 15.94 \text{ cm}^2$$

$$\text{No. de varillas de } 1/2" = \frac{15.94 \times 2.50}{1.27} = 31 \text{ varillas}$$

$$\text{Espaciamiento} = \frac{2.50}{31} = 8 \text{ cms.}$$

REFUERZO POR TEMPERATURA.

$$A_s = 0.0025 \quad A_c = 0.0025bd = 3.89 \text{ cm}^2$$

$$\text{No. de varillas} = \frac{3.89}{0.71} = 6 \text{ varillas por metro lineal.}$$

$$\text{Espaciamiento} = \frac{1.00}{6.00} = 16 \text{ cms.} \quad \varnothing \frac{3}{8}'' @ 16 \text{ cms.}$$

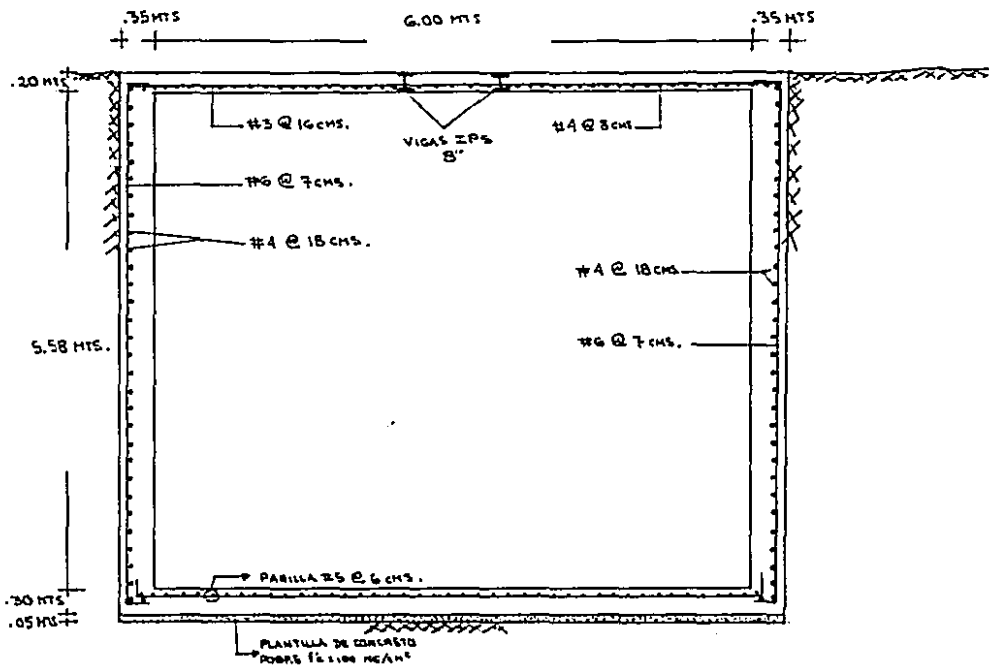
DISEÑO DE LAS BOMBAS.

Una vez hecho el cálculo del cárcamo, procederemos a determinar el tipo de bombas que necesita nuestra planta de bombeo. En nuestro caso en particular se extraerá del cárcamo un gasto de 100 lts/seg durante la hora de máxima demanda, por lo que pondremos dos bombas de 50 lts/seg cada una.

Para la potencia de un equipo cualquiera de bombeo se deben de tomar en cuenta varios factores, como: La diferencia de niveles entre la succión propia y el punto final de descarga, las pérdidas de carga por fricción en la circulación por la tubería y por las piezas especiales, válvulas, codos, etc., así mismo debe tomarse en cuenta la eficiencia propuesta y actuante total del equipo, que dependiendo del tamaño de la bomba y los líquidos que se van a manejar varía grandemente este valor.

En nuestro caso la longitud de conducción será de 170 mts., tendremos una diferencia de nivel entre la succión de la bomba y su descarga en el colector de 8 mts.

ELEVACION



CARCAMO DE AGUAS NEGRAS

ESCALA 1:50

Con estos datos podemos calcular la potencia necesaria para la estación de bombeo, dividiendo el gasto en dos partes iguales para tener dos bombas equivalentes a una total, y prevenir así los posibles problemas por falla mecánica del equipo, ya que en caso de descompostura de una bomba, la otra sola puede ayudar a resolver parte del problema.

La fórmula para el cálculo de potencia es:

$$H.P. = \frac{H.W.Q}{76.E.E'}$$

DONDE:

H = Altura total en metros.

W = Peso específico del líquido.

Q = Gasto en $m^3/seg.$

E = Eficiencia de la bomba.

E' = Eficiencia de la transmisión.

La pérdida de carga total, será la suma de las pérdidas de carga por fricción en la tubería mas la pérdida de carga de posición (diferencia de niveles), las pérdidas de carga por fricción se determinan de la siguiente manera:

$$hf = f. \frac{L}{D} \times \frac{V^2}{2g}$$

DONDE:

f = Coeficiente de fricción.

l = Longitud de la tubería.

d = Diámetro de la tubería.

v = Velocidad del flujo.

g = Aceleración de la gravedad.

Para la determinación de f se hace lo siguiente.

$$\begin{aligned} \text{Tubería de fierro} \quad e &= 0.00085 & \dot{V} &= 1.01 \times 10^{-6} \text{ m}^3/\text{seg} \\ & & \dot{V} &= 1.086 \times 10^{-5} \text{ ft}^3/\text{seg}. \end{aligned}$$

Diámetro de la tubería 8"

$$V = \frac{Q}{A} = \frac{0.1 \text{ m}^3/\text{seg}}{\frac{\pi (.20)^2}{4}} = \frac{0.1 \text{ m}^3/\text{seg}}{0.031 \text{ m}^2} = 3.18 \text{ mts/seg.}$$

$$V = 3.18 \text{ mts/seg} \left(\frac{3.281 \text{ ft}}{1 \text{ m}} \right) = 10.44 \text{ ft/seg.}$$

$$\text{Rugosidad relativa} = \frac{e}{d} = \frac{0.00085}{\frac{8''}{12}} = 0.0012$$

$$f = 0.024$$

$$NR = \frac{Vd}{\nu} = \frac{10.44 (8/12)}{1.086 \times 10^{-5} \text{ ft}^2/\text{seg.}} = 6.40 \times 10^5$$

DIAGRAMA DE MOODY.

$$hf = f \frac{L}{d} \cdot \frac{V^2}{2g}$$

$$hf = 0.024 \times \frac{170 \text{ mts}}{.20} \times \frac{3.18^2}{2(9.81)} = 10.51 \text{ mts.}$$

El gasto Q para cada equipo de bombeo será:

$$100 \text{ lts/seg} \div 2 = 50 \text{ lts/seg} \div 1000 = 0.05 \text{ m}^3/\text{seg.}$$

$$Q = 0.05 \text{ m}^3/\text{seg}$$

Eficiencia de la bomba = 0.85

Eficiencia de la transmisión = 0.90

ht (pérdida total) = 8 + 10.51 = 18.51 mts.

$$H.P. = \frac{H.W.Q}{76 \times \text{EFICIENCIA}} = \frac{(18.51) (1000 \text{ kg/m}^3) (0.05 \text{ m}^3/\text{seg})}{76 (0.85) (0.90)} = 15.91$$

Por lo tanto necesitamos una bomba de 50 lts/seg con una potencia de 16 H.P. El diámetro de la succión será de 4" y la descarga de 4" para posteriormente - pasar a una tubería de 8".

TIPO DE BOMBAS.

El manejo de aguas residuales, presenta características propias y muy marcadas, el arrastre de sólidos en suspensión de diferentes tamaños y condiciones, de modo que la utilización de bombas para su remoción y elevación, tiene así - mismo cualidades que facilitan el trato del agua.

Las bombas especiales para este tipo son las llamadas inatascables cuya construcción corresponde a las características necesarias para dar paso a los sólidos en suspensión, por medio de un impulsor de fierro vaciado diseñado para sólidos hasta de cuatro pulgadas de diámetro.

CARACTERISTICAS DE LAS BOMBAS (BARNES)

Cubierta de motor, plato de sello y brida de descarga fabricados de fierro fundido de alta calidad asegurandose larga vida. Impulsor de tipo semi-abierto con dos alabas, inatascable, perfectamente balanceado y de facil ajuste.

CARACTERISTICAS DEL MOTOR.

Electrico vertical, trifasico, flecha sólida montada sobre baleros de bola opera en 60 ciclos y es para 220/440 volts.

MONTAJE.

Cada bomba, tubería de descarga y columna es montada sobre placa de fierro gris; la cual debe colocarse sobre la cubierta de el pozo.

3.7. CANTIDADES DE OBRA.

Las cantidades de obra las analizaremos por separado (drenaje sanitario, drenaje pluvial y cárcamo de aguas negras) y se darán a continuación una serie de matrices para el análisis de dichas cantidades.

REGISTRO P/BOCA DE TORMENTA. (PZA.)	UNIDAD	CANTIDAD
Muro de 14 cms.	m ²	2.5000
Aplanado	m ²	2.5000
Firme de 5 cms.	m ²	1.0000
Rejilla de FoFo de 50X50 cms. fija	pza	1.0000

POZO DE VISITA DE 1.5 A 2.0 MIS. (PZA)	UNIDAD	CANTIDAD
Plantilla de pedacería de tabique	m ²	3.2400
Mampostería	m ³	0.9700
Chafalán de pedacería de tabique	ml	3.9000
Muro de 14 cms.	m ²	8.1300
Muro de 28 cms.	m ²	2.9800
Aplanado con mortero cemento-arena 1:5	m ²	8.1300
Firme de 5 cms.	m ²	1.0800

POZO DE VISITA DE 2 A 2.5 MTS. (PZA.)	UNIDAD	CANTIDAD
Plantilla de pedacería de tabique	m ²	3.2400
Mampostería	m ³	0.9700
Chafán de pedacería de tabique	ml	3.9000
Muro de 14 cms.	m ²	9.5300
Muro de 28 cms.	m ²	6.1200
Aplanado c/mortero cemento-arena 1:5	m ²	9.5300
Firme de 5 cms.	m ²	1.0800

PLANTILLA DE PEDACERIA DE TABIQUE (M ²)	UNIDAD	CANTIDAD
Tabique rojo recocido de 7X14X28 cms.	pza	27.0000
Mortero cemento-arena 1:5	m ³	0.0300

MAMPOSTERIA (M ³)	UNIDAD	CANTIDAD
Piedra para mampostería	m ³	0.6000
Mortero cemento-arena 1:3	m ³	0.4000

CHAFLAN DE PEDACERIA DE TABIQUE (ML)	UNIDAD	CANTIDAD
Tabique rojo recocido de 7X14X28 cms.	pza	7.0000
Mortero cemento-arena 1:5	m ³	0.0050

MURO DE 14 CMS. (M ²)	UNIDAD	CANTIDAD
Tabique rojo recocido de 7X14X28 cms.	pza	64.0000
Mortero cemento-arena 1:3	m ³	0.0300

MURO DE 28 CMS. (M ²)	UNIDAD	CANTIDAD
Tabique rojo recocido de 7X14X28 cms.	pza	107.0000
Mortero cemento-arena 1:3	m ³	0.0700

APLANADO CON MORTERO CEMENTO-ARENA 1:5 (M ²)	UNIDAD	CANTIDAD
Mortero cemento-arena 1:5	m ³	0.0170
Cemento gris	ton.	0.0010

FIRME DE 5 CMS. (M ²)	UNIDAD	CANTIDAD
Cemento gris	ton.	0.0005
Concreto premezclado f'c=150 kg/cm ²	m ³	0.0550

MORTERO CEMENTO-ARENA 1:5 (M ³)	UNIDAD	CANTIDAD
Cemento gris	ton.	0.2940
Arena	m ³	1.1160

APLANADO (M ²)	UNIDAD	CANTIDAD
Mortero cemento-arena 1:3	m ³	0.0200

De los datos anteriormente dados procederemos a sacar las cantidades de material para los pozos de visita así como para el registro de boca de tormenta.

POZO DE VISITA DE 1.5 A 2.0 1 PZA.	POZO DE VISITA DE 2 A 2.5 MTS. 1 PZA.
Tabique rojo ————— 742 pzas.	Tabique rojo ————— 1379 pzas.
Cemento gris ————— 302 kgs.	Cemento ————— 400 kgs.
Arena ————— 1.03 m ³	Arena ————— 1.5 m ³
Grava ————— 0.20 m ³	Grava ————— 0.20 m ³
Agua ————— 0.165 m ³	Agua ————— 0.165 m ³
Piedra ————— 0.58 m ³	Piedra ————— 0.58 m ³

REGISTRO PARA BOCA DE TORMENTA 1 PZA

Tabique rojo —————	160 pzas.
Cemento gris —————	50 kg.
Arena —————	0.20 m ³
Agua —————	0.02 m ³
Rejilla de FoFo —————	1 pza.

DRENAJE SANITARIO.

Excavación en mat. II	2,220.74 m ³
Tubería de concreto 20 cms. de diám.	444.00 ml
Tubería de concreto 30 cms.	890.00 ml
Tubería de concreto 38 cms. de diám.	50.00 ml
Tubería de concreto 45 cms. de diám.	2.00 ml
Codo y slant de 20 cms.	24.00 pzas.
Pozos de 1.5 a 2.0 mts.	10.00 pzas.
Pozos de 2.0 a 2.5 mts.	6.00 pzas.
Tabiques rojo	17,751.00 pzas.
Cemento	5.80 ton.
Arena	20.80 m ³
Grava	3.30 m ³
Agua	2.65 m ³
Piedra	9.30 m ³
Brocales tipo pesado	16.00 pzas.
Relleno y compactado	2,129.82 m ³

DRENAJE PLUVIAL.

Excavación en mat. II -----	805.46 m ³
Tubería de concreto de 20 cms. de diámetro ----	244.00 mts
Tubería de concreto de 30 cms. de diámetro ---	285.00 mts.
Tubería de concreto de 61 cms. de diámetro ---	240.00 mts.
Pozos de visita de 1.5 a 2.0 mts.-----	8.00 pzas.
Pozos de visita de 2.0 a 2,5 mts -----	2.00 pzas.
Tabique rojo -----	9,119.00 pzas.
Cemento gris -----	3.28 ton.
Arena -----	11.60 m ³
Grava -----	2.00 m ³
Agua -----	1.65 m ³
Piedra -----	5.80 m ³
Brocales de FoFo -----	10.00 pzas.
Registro para boca de tormenta -----	12.00 pzas.
Tabique -----	1,920.00 pzas.
Cemento gris -----	.80 ton.
Arenía -----	2.40 m ³
Agua -----	0.24 m ³
Rejilla de FoFo -----	12.00 pzas.
Relleno y compactado -----	698.00 m ³

MORTERO CEMENTO_ARENA 1:5 PARA PEGADO DE TUBERIA

Cemento ----- 1.86 ton.

Arena ----- 7.03 m³

Agua ----- 1.26 m³

CARCAMO DE AGUAS NEGRAS.

Excavación en mat. II ----- 330.00 m³

Concreto f'c = 100 kg/cm² ----- 2.10 m³

Concreto f'c = 210 kg/cm² ----- 12.09 m³

Acero de refuerzo ----- 7.06 ton.

Cámara común ----- 535.68 m²

Pelleno y compactado ----- 88.00 m³

3.7.1 ESPECIFICACIONES CONSTRUCTIVAS.

En cualquier obra de ingeniería civil deberán ser considerados algunos aspectos básicos para su construcción, aquí mencionamos los más importantes en la construcción de sistemas de alcantarillado.

Análisis de los materiales: este análisis se hace con el objeto de conocer las distintas clases de material que se va a remover en las excavaciones y tenerlos clasificados; esta clasificación depende de su dureza, y a la vez de ésta depende la herramienta para atacarlos. Generalmente los materiales se clasifican en tres clases:

Material clase I. A esta clase pertenecen todos los materiales que son removibles con herramientas de mano como palas; algunos ejemplos son: la arcilla suave arena, arenas limosas, etc.

Material clase II. Esta clase comprende los materiales semicompactos que pueden atacarse con zapapicos y barretas. Algunos de ellos son: el tepetate semiduro, conglomerados de arcilla dura, depósitos de roca fragmentada de un volumen máximo de $1/4$ de m^3 .

Material clase III. Se considera en esta clasificación a la roca fija y a todos los materiales que sólo son removidos con explosivos, quebradoras o herramientas mecánicas. Cuando los mantos de roca fija estén combinados con otros materiales, el conjunto se considerará como roca fija siempre y cuando el 75 % del volumen total cubicado sea de roca fija.

Esta clasificación es útil para obtener costos de excavación en los distintos tipos de terreno, circunstancia básica en la construcción de redes subterráneas como la nuestra.

Ancho de zanja: el ancho mínimo de la cepa está fijado por la necesidad de amplitud para maniobrar con comodidad tanto al excavar como al colocar los tubos.- Es práctica común considerar esta amplitud mínima como de 60 cms.

Excavación de zanjas: por excavación se entiende las maniobras que hay que ejecutar con los diferentes tipos de herramientas para alojar la tubería de la red por debajo de la superficie del terreno. Entre estas operaciones se consideran la limpieza y el amacizamiento de la plantilla y taludes de la zanja, la remoción del material producto de la excavación y la colocación del mismo a un lado de la zanja con el fin de no entorpecer el desarrollo normal de los trabajos.

Si la profundidad es mayor de 2.4 mts., conviene hacer una excavación escalonada con el fin de poner una trampa hasta donde los peones que excavan puedan lanzar el material; ahí habrá otro peón que esté lanzando el material hasta el exterior de la zanja.

El uso de maquinaria es recomendable cuando los diámetros son de valor considerable, debido a que los volúmenes de material por extraer se incrementan.

Drenes: Cuando el material con el que se esté trabajando sea muy permeable, se tendrá el problema de acumulamiento de agua en los lugares que se esté excavando. Esto nos produce retrasos en la construcción, ya que no se puede trabajar en presencia del agua; entonces es necesario sacar el agua ya sea por bombeo, o dejando que circule hacia la tubería ya instalada y esperar hasta que la zona de trabajo esté completamente seca.

En caso de que haya necesidad de bombear las aguas freáticas, se procurará que en la superficie se forme un arroyo utilizando la guarnición de la banqueta y el acumulamiento del material producto de la excavación.

Cuando se esté utilizando la tubería ya instalada para drenar las aguas, se procurará hacer la limpia de la tubería evitando la retención de tierra que llevan las aguas drenadas.

Además: el terreno en el cual se está trabajando puede presentar poca cohesión sobreviniendo derrumbes, en este caso es conveniente además la excavación; por lo general este ademe es de madera.

Estos problemas suelen presentarse en terrenos húmedos y arenosos. En nuestro caso encontramos un material bien consolidado como es la toba volcánica y en algunos tramos se hayará roca, ya que se sacarán varias muestras del lugar.

Habrán casos en los que al estar excavando se encuentre con tubos que atraviesan la cepa. Es necesario evitar que estas tuberías sufran daño alguno; esto se logra sujetándolos a travesaños colocados en la parte superior de la zanja, cuando el ancho de ésta así lo requiera.

Tubos: Los tubos empleados en una red de alcantarillado son de barro vitrificado con un diámetro de hasta de 30 cms., de concreto simple con diámetros que varían de 20 a 61 cms., y de concreto armado de 60 cms., de diámetro en adelante.

Es recomendable que toda tubería utilizada en redes de alcantarillado se pinte en su interior con una emulsión asfáltica con el objeto de tapar poros del tubo, disminuyendo así las filtraciones.

Actualmente todos los tubos se ensamblan, por el sistema macho-campana, unión que debe cumplir con las especificaciones concernientes a tubos de concreto simple, utilizadas para redes de alcantarillado.

Trazo y nivelación de las zanjas: El trazo es de suma importancia, por lo que hay que hacerlo con cuidado, este trazo se puede hacer con un nivel o un tránsito, se toma un punto de referencia ya existente (cota) el cual se transfiere al punto de inicio de la zanja marcándose en una estaca la cota.

Con nuestro aparato trazamos la línea por donde pasará nuestra tubería colocamos estacas a cada 20 mts. para posteriormente ser marcada.

A cada estaca se le marca el nivel de profundidad de la zanja para que el operador de la retroexcavadora sepa que tanto deberá excavar.

Cuando se esta efectuando dicha excavación es bueno estar checando constantemente la profundidad de la zanja para posteriormente no tener problemas con la pendiente de la tubería.

La nivelación de la zanja es de suma importancia ya que si no se hace bien nos puede ocasionar pérdidas de tiempo en la instalación de la tubería.

ESTA TESIS NO DEBE
SALIR DE LA BIBLIOTECA

Colocación de la tubería: Las tuberías deben inspeccionarse para comprobar que está exenta de fisuras o defectos, prestandose especial atención a las juntas.

Los tubos pequeños son bajados generalmente a mano al fondo de la zanja, pero cuando el peso del tubo o la profundidad de la zanja ya no lo permitan, los tubos se bajarán utilizando cables que forman parte de un marco de madera y una o mas poleas, también se pueden utilizar ganchos o algún otro dispositivo especial y con la ayuda de la maquinaria.

El tendido de los tubos se hace por lo general, pendiente arriba. La tubería se tiende con la campana hacia arriba, para recibir las espigas de las secciones siguientes. Por lo general se requiere que la pendiente quede dentro de 1/2 pulg. de lo especificado.

Las juntas entre los tramos de las tuberías se retacan, por lo general, de mortero de cemento aunque se prefieren los tipos de juntas elásticas, pues estas últimas son mas flexibles.

Plantilla: Cuando en las excavaciones se encuentran materiales que no nos ofrezcan las condiciones necesarias para sustentar la tubería y mantenerla en posición estable o cuando se haga la excavación en materiales clase II o clase III, es necesario la aplicación de una plantilla con espesor de 10 cms. , como mínimo, hecha con pedacera de tabiques, piedra triturada o con otro material que pueda ser compactado en forma uniforme.

Uniones: Los tubos serán junteados entre sí con un mortero de cemento-arena en -
proporciones adecuadas, se recomienda que éstas sean en proporción 1:1 ó 1:3 al-
gunas veces se usa estopa alquitranada y mortero de cemento. Hecha una colocación
de la tubería junteada, el siguiente paso es la limpieza total de la tubería así
como de la unión del macho y la campana; esto se puede hacer con cepillos de alam
bre procurando que enseguida se pinte con emulsión asfáltica.

La parte exterior de la junta terminará con un pequeño chafilán procurando for
mar un ángulo aproximado de 45° entre el filo de la campana y la superficie exte-
rior de la espiga del tubo que ésta colocado aguas arriba de la unión.

Deberá comprobarse que los tubos vayan quedando correctamente instalados, pa-
ra esto nos serviremos del hilo sujeto a las niveletas y de un escantillón, el -
escantillón se utiliza para comprobar que los tubos lleven la pendiente propues-
ta.

Pozos de visita: Estas estructuras se construirán con el objeto de unir dos o -
mas líneas, dar aereación a las tuberías, para darle mantenimiento a la red y pa
ra dar cambias de dirección a la línea. La distancia máxima entre pozo y pozo -
permitida es de 120 mts..

La cimentación de los pozos debe hacerse antes de la colocación de las tuberías para evitar que se escarve abajo de sus extremos.

Los pozos se construirán de mampostería de manera que las juntas no sean mayores de 1.5 cms., de espesor, procurando evitar la coincidencia entre las juntas de los tabiques; el mortero utilizado será de cemento-arena en proporción 1:3, los tabiques se humedecerán antes de su colocación y se colocarán en hileras horizontales.

Al construir la base de concreto se harán los canales media caña mediante el uso de cerchas.

Conexiones domiciliarias: Estas conexiones se construirán cuando previamente hayan sido señalados, instalándose tuberías o albañales hasta el paramento de la banqueta, taponándose el extremo libre con ladrillos y mortero de cemento pobre; la conexión del tubo receptor se hará por medio de un codo de 45° y un slant, que casi siempre están contruidos de concreto simple, pero pueden estar hechos de barro vitrificado o fierro fundido; lo mismo sucede para el caso de los albañales.

3.7.2. PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO.

La construcción de la red es la parte básica para su buen funcionamiento, por lo que ha de ejercerse la suficiente vigilancia sobre los métodos constructivos para evitar perturbaciones o demoras en las distintas etapas de la construcción efectiva de las alcantarillas como son: excavación, refuerzo y desagüe de las zanjias, colocación de tubos pendientes y otras estructuras.

TRAMOS PENDIENTES.

Los tramos de alcantarilla deberán situarse cuidadosamente en los planos, con el fin de salvar las estructuras subterráneas existentes, excepto cuando la construcción es nueva, pues en este caso deberán situarse al centro de la calle, a fin de que los albañales sean de la misma longitud para cada lado.

Deben fijarse o trazarse las zanjias sobre el terreno y excavarse.

Cuando esta última está casi terminada, la pendiente y la alineación se transfieren a marcadores sostenidos sobre el centro de la zanja, mantenidas en su posición elevándolas a estacas colocadas a los lados de la zanja, o usando pesos para fijarlas sobre el suelo. Dos estacas clavadas en el terreno al lado de la zanja, constituyen el método mas usual de sujeción.

Si los lados u orillas son demasiado débiles para resistir el clavado de las estacas, puede sostenerse la tabla transversal en su lugar por medio de pesos. Estas tablas transversales se establecen cada 10 mts. aproximadamente.

Una vez puesto los marcadores se marca la línea central sobre las tablas transversales, una vez que han quedado bien establecidas el eje de la alcantarilla se indica con un clavo en donde se señalan las cotas para cada tramo según la pendiente especificada, una vez obtenida ésta se tiende un hilo a lo largo de

los tramos en las marcas de las cotas, la posición de la alcantarilla en el fondo de la zanja se obtiene a partir del hilo por medio de una plomada, para dar la pendiente debida se utiliza una varilla con una proyección en ángulo recto en la parte inferior, se marca con tiza una distancia tal desde el extremo, que cuando dicha marca se ponga sobre el cordel, la parte inferior de la varilla que se proyecta en el tubo coincida con la altura de la base de este. El tubo se alinea utilizando la plomada, de modo que su hilo toque el cordel que marca la línea central. Un trabajador experimentado puede mantener la alineación a ojo por notables distancias.

CAPITULO 4

CONCLUSIONES .

De todo lo anteriormente propuesto se puede concluir, que existen grandes diferencias para el diseño de redes de agua potable y alcantarillado, de una población a la de un parque industrial.

Para hacer el diseño de una red de agua potable y alcantarillado de una población se necesita primeramente hacer un estudio socio-económico del lugar posteriormente obtener la dotación específica de la zona (lts./hab./día) y por último obtener la población de proyecto, ésta se determina mediante los censos de la población.

Para un parque industrial lo primero que se debe conocer es el tipo de industrias que en él se alojarán, pues cada tipo de industrias tiene diferentes necesidades, en nuestro caso diferentes demandas de agua; ya que no es lo mismo una industria de productos químicos que una de calzado, ambas requieren diferente demanda de agua, por esto es muy importante conocer el tipo de industrias que se establecerán para posteriormente no haya problemas de falta de agua.

También es de suma importancia lo anteriormente mencionado, para la red de alcantarillado ya que existen industrias que almacenan grandes cantidades de agua para posteriormente ser utilizadas y la aportación que reciben los drenajes puede ser en un momento dado demasiado para el diámetro de diseño, es por esto que es de suma importancia conocer los tipos de industrias.

Todos estos problemas se pueden resolver haciendo un estudio detallado de las demandas requeridas por las industrias, así como las aportaciones de desechos a los drenajes.

Podemos decir que el Ingeniero Civil juega un papel muy importante; ya que de él depende el éxito y buen funcionamiento de un parque industrial.

B I B L I O G R A F I A

"ABASTECIMIENTO DE AGUA Y ALCANTARILLADO"

Ernest W. Stell.

Editorial Gustavo Gili.

" ALCANTARILLADO Y TRATAMIENTO DE AGUAS NEGRAS"

Babbitt y Baumann.

Editorial CECSA

"ABASTECIMIENTO DE AGUA Y REMOCION DE AGUAS RESIDUALES"

Fair, Geyer y Okun.

Volumen I.

Editorial Limusa - Wiley S.A.

Apuntes tomados de la clase de "ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE"

Dictados por el Ing. Carlos Trujillo del Río.

Facultad de Ingeniería de la U.A.G.

Apuntes tomados de la clase de "SISTEMAS DE ALCANTARILLADO"

Dictados por el Ing. Guillermo García.

Facultad de Ingeniería de la U.A.G.

"INGENIERIA SANITARIA APLICADA A SANEAMIENTO Y SALUD PUBLICA"

Unda Opazo - Salinas Cordaro.

UTEHA.