

20 870115
2ej

UNIVERSIDAD AUTONOMA DE GUADALAJARA

INCORPORADA A LA UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO

ESCUELA DE INGENIERIA CIVIL



TEJIS CON
FALLA DE ORIGEN

"PROYECTO DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE DE LA
LOCALIDAD DE COATZINTLA, VERACRUZ"

TESIS PROFESIONAL

QUE PARA OBTENER EL TITULO DE:

INGENIERO CIVIL

P R E S E N T A

LUIS MANUEL RAMIREZ MANZANARES

GUADALAJARA, JAL.

1990



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.

INDICE

I. INTRODUCCION.

Generalidades	1
Situación geográfica	4
Estudio demográfico	5
Estudios topográficos	6
Estudios geohidrológicos	6
Estudios socio-económicos	8
Descripción del sistema existente de agua potable	12
Justificación del proyecto	17

II. OBTENCION DE LA POBLACION Y DEMANDA DEL AGUA.

Obtención de la población futura	18
Estudio de la dotación	24
Cálculo de los gastos	27
Datos de proyecto	30

III. FUENTE DE ABASTECIMIENTO Y CAPTACION.

Fuente de abastecimiento	31
Captación	35
Fuente de abastecimiento y captación de la localidad	38

IV. LINEA DE CONDUCCION Y REGULACION.

Línea de conducción	41
Tipos de tuberías	42
Tipos de conducción	44
Conducción del proyecto	49
Regularización	58
Cálculo estructural del tanque de proyecto	70

V. CALCULO DE LA RED DE DISTRIBUCION.

Tipos de redes de distribución	84
Cálculo de la red de distribución	85
Calidad del agua	97

VI. CANTIDADES DE OBRA Y PROGRAMA.

Cantidades de obra	109
Programa de obra	113

VII. CONCLUSIONES.

Conclusiones	118
------------------------	-----

BIBLIOGRAFIA	119
------------------------	-----

INDICE DE PLANOS

Captación en el Río Cazonos	40
Línea de conducción	57
Tanque superficial existente de 1000 m ³ de capacidad	66
Tanque de proyecto de 200 m ³	82
Plano topográfico de la localidad	94
Red de distribución	95
Piezas especiales en cruceros	96

I. INTRODUCCION.

GENERALIDADES.

El agua es un elemento indispensable para la supervivencia y el progreso en la vida del hombre.

Se ignora quién fue el primer hombre que tuvo la idea genial de excavar un pozo de agua, pero el hecho debió ocurrir hace muchísimo tiempo. Sea quien fuere, no era desde luego un cazador primitivo, porque un hombre que llevara la vida nómada no necesitaba un suministro de agua fijo.

Cuando el hombre arraigó en un lugar y se hizo agricultor se iniciaron para él esos problemas. Necesitaba agua potable para subsistir y cuando las lluvias no existían, o eran escasas, le hacía falta humedad adicional para que sus cultivos se desarrollaran en forma normal, de la que dependían ahora su subsistencia y la de los suyos.

Desde muy temprano empezó a desviar los ríos, haciendo zanjas de riego y almacenó agua en tanques hechos de piedra.

Más tarde aprendió a construir represas y finalmente de algún modo en alguna parte, descubrió que debajo del suelo había también agua, y aprendió a extraerla cavando un pozo.

Actualmente, el hombre moderno tiene técnicas muy avanzadas para lograr un servicio que satisfaga las condiciones antes expuestas.

Los puntos más importantes a desarrollar para el buen funcionamiento de un sistema de agua potable, son las obras de Captación, Conducción, Regularización y Distribución. Además es muy importante la potabilización en los casos que se requiera.

Lo anteriormente dicho nos lleva a grandes beneficios, ya que aumenta el hábito de aseo a las poblaciones lo cual nos conduce a un mayor grado de salud y disminución de enfermedades de origen hídrico.

Así el hombre tiene el compromiso de una mejor labor, con las diferentes funciones y compromisos que ha adquirido con la sociedad.

Un abastecimiento de este tipo se debe hacer analizando todos los aspectos posibles, que pudieran en determinado momento, afectar en forma considerable al proyecto.

Un factor muy importante para la elaboración de un proyecto de abastecimiento de agua potable, es el estudio de la población a la que se va a dar servicio, así como el incremento que tendrá la misma al pasar los años por lo que hay que conocer el número de habitantes que haya tenido la población, los que tenga actualmente y los que vaya a tener hasta el final del período.

ANTECEDENTES HISTORICOS DE LA POBLACION.

Etimológicamente Coatzintla significa:

Coatl - Culebra.

Tzintla - Maíz.

FUNDACION DE COATZINTLA.

Desde la época del siglo XVI y XVII, Coatzintla perteneció a la cabecera de Papantla y más tarde a la Alcaldía de ésta durante la colonia, en el año de 1746 se gestó una organización muy estratificada y aparece la jurisdicción de Papantla, que corresponde desde las órdenes del Río Cazones hasta Nautla.

A partir de la Ley No. 46 del 26 de Mayo de 1825, se dividió el Estado en 12 Cantones, sujetos a cuatro departamentos. El Cantón de Papantla, pasó a depender del departamento de Veracruz, siendo Coatzintla, parte del Cantón de Papantla.

La Ley No. 22 de la asamblea constitucional del departamento de Veracruz expedida el 4 de Noviembre de 1845, dividió el departamento en 7 distritos, Papantla perteneció al distrito de Veracruz y por lo mismo Coatzintla.

La Constitución Política del Estado de 1848 dividió a Veracruz en partidos, siendo Coatzintla, parte del municipio de Papantla.

Posteriormente viene la definitiva división de Coatzintla y Papantla.

SITUACION GEOGRAFICA.

En la fase del análisis de la situación actual del municipio de Coatzintla, Ver. En sus aspectos físicos, poblacionales de infra-estructura, equipamiento y económicos, resaltan aquéllos que inciden en el desarrollo urbano.

El municipio de Coatzintla, se localiza en la zona norte del Estado de Veracruz, limitando con los siguientes municipios.

Al Norte: Con Poza Rica y Tihuatlán.

Al Sur: Con Espinal y Papantla.

Al Oriente Con Papantla.

Al Poniente: Con el Edo. de Puebla.

Su extensión geográfica es de 235.25 Km².

La localización es 20'02" de altitud Norte, 81°40'31" de longitud Este de México y 189 metros sobre el nivel del mar.

La cabecera municipal (Coatzintla) se encuentra sobre la carretera Poza Rica - San Andrés, distando de Poza Rica 8 Km.

CLIMA.

El clima de la localidad es Cálido Regular, con régimen de lluvias en los meses de Junio, Julio, Agosto, Septiembre, Octubre, Noviembre y Diciembre.

Los meses más calurosos se presentan en Marzo, Abril, Mayo,

Junio, Julio y Agosto.

La dirección de los vientos en general es de norte a sur. Además de los aspectos climáticos presentan las siguientes características:

Calurosos con lluvias en verano y principios de otoño con ligeras lloviznas en invierno por la influencia de los vientos del norte.

Los meses de temperatura fría son: Diciembre, Enero, Febrero y principio de Marzo.

ESTUDIO DEMOGRÁFICO.

El municipio de Coatzintla ha tenido a partir de 1960 a 1980, un crecimiento de población de 13 735 habitantes, principalmente generado por un crecimiento normal.

Se considera un crecimiento normal el que produce una tasa del 1.4% superior a la medida nacional.

En 1960 existía una localidad mayor a los 2 500 habitantes que correspondía a la cabecera urbana, es decir con 8 389 habitantes.

En 1970 existía una localidad mayor a 2 500 habitantes que representaban el 59.18% de la población municipal. Esta localidad era la cabecera municipal con 13 734 habitantes.

En 1980 el municipio contaba con una localidad mayor de 2 500 habitantes. Observándose la mayor concentración poblacional en Coatzintla con 15 516 habitantes. Representando el 57.7% de la población total del municipio.

ESTUDIOS TOPOGRAFICOS.

Orográficamente en el municipio de Coatzintla, se presentan dos formas características de relieve.

La primera corresponde a las zonas accidentadas y aparece aproximadamente en el 80% de la superficie.

La segunda corresponde a zonas semi-planas y abarca aproximadamente el 20% de la superficie. En la localidad de Coatzintla se presentan ambos relieves.

Las zonas accidentadas se localizan en la zona noreste del municipio, la zona poniente abarcando una pequeña parte de la sierra de Papantla, están formadas por irregularidades.

Las zonas semi-planas se localizan en diversas partes. Están formadas por pequeños lomeríos.

ESTUDIOS GEOMORFOLOGICOS.

Los recursos hidrológicos del Municipio, se componen básicamente de los siguientes elementos:

Ríos: Río Cazones.

Arroyos de caudal permanente: Cocineos, Troncones, La Laja y Calichar.

Arroyos de caudal solamente en la época de lluvias: La zanja del mono.

Además en el municipio existen varios pozos para la extracción de agua: 3 en Corralillos, 2 en Palma Sola, 1 en Burbero, 1 en Guadalupe Victoria.

ESTUDIOS GEOLÓGICOS.

Aflora el Oligoceno, que se ha dividido, en varias formaciones que son:

Formación Escolín.	(0 - 110 m.)
Formación Coatzintla.	(110 - 300 m.)
Formación Atzalán.	(300 - 750 m.)
Formación Palma Real.	(750 - 1130 m.)
Formación Horcones.	(1130 - 1400 m.)

El contenido de fósiles, distingue principalmente estas formaciones y su formación litológica corresponde a la de sedimentos marinos representativos de transgresiones y regresiones del mar, alternadas con las consecuencias de que las rocas resultantes, de estas formaciones o depósitos son a veces de carácter lutítico y en otros de tipo arenoso o arenoso conglomerático con intercalaciones de arcilla.

Bajo el Oligoceno, encontramos el Eoceno, dividido en las formaciones:

Superior	1400 - 1640 m.	Formación Chapopote-Tantoyuca.
Medio	1640 - 1905 m.	Formación Guayabal.
Inferior	1905 - 2310 m.	Formación Aragón.
		Formación Chicontepec Superior.
		Formación Chicontepec Medio.
		Formación Chicontepec Inferior
		Velasco.

Son en general sedimentos arcillosos y arcillo-arenosos, algunas veces ligeramente calcárico que alternan entre sí, entre éstos se encuentran cuerpos de conglomerados.

CUADRO LITOLÓGICO DE LAS FORMACIONES DEL EOCENO EN LA REGIÓN.

FORMACION	CARACTER LITOLÓGICO	COLORACION
Chapopote-Tant.	Areno conglomerático poco arcilloso.	Gris claro a gris oscuro.
Guayabal.	Arcilloso poco arenoso.	Gris pardo y café oscuro.
Chicontepec.		
Superior.	Arcillo-arenoso.	Gris o gris verde.
Medio.	Areno arcilloso.	Gris verde.
Inferior.	Arcillo arenoso.	Gris verde o verde

Tenemos además, el subsuelo de formación mezozóica y a principios del Terciario, algunos yacimientos petrolíferos.

ESTUDIOS SOCIOECONÓMICOS.

ACTIVIDADES PRIMARIAS.

En este tipo de actividades destaca el aspecto agropecuario, cuya producción es la siguiente:

Aguacate, ajonjolí, barbasco, pipián, cebolla, chile verde, frijol de temporal, limón agrio, maíz de temporal, mango, naranja, papaya y pimienta.

ACTIVIDADES SECUNDARIAS.

Entre las actividades industriales destacan las siguientes:

Industrias Extractivas: Petróleo, Grava (en el Ejido Vizcafno).

Industrias de transformación: Petroquímica.

Industrias de manufactura: Empacadora de cítricos de Veracruz.

Estas actividades secundarias son las más importantes del municipio de Coatzintla, Veracruz, con ello podemos expresar que si se ajustara a lo que económicamente debiera producir este lugar, se podría contar con todos los servicios necesarios.

Cabe mencionar que dentro de estas actividades especialmente la que más reditúa a PEMEX, ganancias económicas, es la perforación de los pozos petroleros y el complejo petroquímico, que hasta hoy el municipio en que se encuentra enclavado, no ha recibido los frutos económicos y sigue en las mismas situaciones anteriores, de desurbanización.

Entre los comercios y servicios que se ofrecen a la comunidad, se encuentran: Empresa distribuidora de gas, establecimientos de abarrotes, talleres mecánicos, farmacias, restaurantes, etc. En comercio y servicios se ocupa aproximadamente una mano de obra de 229 personas.

ECONOMIA DE LA LOCALIDAD.

La economía de Coatzintla se basa en el plan de arbitrios y presupuesto de egresos que maneja la Tesorería Municipal, quien obtiene una cantidad por concepto de impuestos prediales, derechos, productos aprovechamiento y participaciones.

De los egresos, la mayor parte se gasta en pago de empleados, los restantes se distribuyen en gastos de previsión total, servicios sociales, consumo de energía eléctrica, construcción de obras públicas, subsidios a escuelas y estudiantes, gasolinas y lubricantes, equipo de oficina, gastos extraordinarios, erogaciones diversas y gratificaciones a fin de año.

Este presupuesto resulta insuficiente para las condiciones operantes de la localidad, ya que su constante crecimiento requiere de un mayor potencial económico, que le permita cuando menos ampliar su presupuesto en la partida de obras públicas, así mismo se requiere una mejor organización en la economía del municipio.

NECESIDADES DE LA LOCALIDAD.

- a) Construcción de un mercado.
- b) Falta de agua potable.
- c) Falta de drenaje.
- d) Pavimentación.

SERVICIOS PUBLICOS.

La cabecera municipal cuenta con las siguientes oficinas de servicio:

Banco Nacional de México, Agencia de Correos, oficina de Telégrafos, Oficina Subalterna Federal de Hacienda, Notaría Parroquial, delegación del D.I.F., delegación de la C.T.M., asociación ganadera y servicio de teléfonos adheridos al sistema de Poza Rica, Ver.

Los poblados del interior, se encuentran comunicados por caminos de terracería, transitables la mayor parte del tiempo.

Se cuenta también con servicio de transporte de pasajeros, dispensario médico y dispensario médico parroquial.

VIVIENDA Y ELECTRIFICACION.

Número de viviendas en el municipio: 4 215.

En la cabecera municipal: 2 714.

Número aproximado de habitantes por vivienda: 6 (Datos de 1980).

La vivienda en el municipio de Coatzintla, se puede considerar un poco deficiente en cuanto a estructura física (el material de construcción es diverso, pues hay desde palma, cartón y concreto), cabe señalar que el municipio cuenta con zonas fuertes económicas, por lo cual econcontramos viviendas aceptables, así como también existen viviendas donde las condiciones económicas son escasas.

En la localidad de Coatzintla todavía hay zonas sin infraestructura urbana y no se han dado las condiciones indispensables para que algunas viviendas consideradas precarias, sean mejoradas; por lo que podemos decir que la vivienda es heterogénea según las condiciones económicas del lugar y sus habitantes.

La electrificación existe en la población urbana de Coatzintla, así como en otras localidades rurales.

ASPECTO EDUCATIVO.

La localidad cuenta con 7 escuelas primarias, 1 telesecundaria, 1 secundaria y 1 preparatoria.

ASPECTO MEDICO Y SOCIAL.

Se cuenta en la cabecera municipal con un centro de salud en el medio urbano con dos clínicas IMSS.

Se cuenta con un médico municipal que independientemente de proporcionar atención médica a los empleados municipales, atiende a personas de escasos recursos económicos, sufragando en algunas ocasiones el Ayuntamiento el pago de medicinas.

El Comité Municipal del Sistema para el Desarrollo Integral de la Familia, brinda atención médica a personas de escasos recursos económicos mediante sus médicos familiares.

ASPECTO CULTURAL Y DEPORTIVO.

La localidad de Coatzintla, Ver. cuenta solamente en el aspecto de recreación y diversión, con un parque que se encuentra en el centro de la población.

El número total de analfabetas constituye un 12%.

Se cuenta con campos deportivos de fútbol, basquetbol y volibol.

DESCRIPCION DEL SISTEMA EXISTENTE DE AGUA POTABLE DE COATZINTLA.

En seguida se analizará la situación actual del sistema y en capítulos posteriores se propondrán las posibles soluciones,

eligiéndose las más adecuadas debido a las posibilidades económicas, técnicas y sociales de la población.

Cabe mencionar que el presente sistema se encuentra dividido en dos zonas, debido a la topografía del terreno que presenta desniveles muy fuertes.

FUENTE DE ABASTECIMIENTO.

Las fuentes que sirven en la actualidad a la población son las aguas subterráneas, utilizándose éstas sólo en la zona alta de la localidad ya que sólo proporcionan 7 lts/seg. La fuente que se utiliza en el resto de la población es un río cercano de nombre Cazones.

CAPTACION.

La captación en la zona alta, se hace por medio de una noria o pozo y una galería filtrante provista de un bombeo, teniendo una cota de terreno de 94.84 m.

Debido a que el gasto que proporciona este pozo no es suficiente existe un proyecto más reciente, el cual abastece a la zona más baja de la población.

Esta captación se hace a través de una toma directa mediante una filtración al margen derecho del Río Cazones, en un sitio donde el río forma una poza, ahí se construyó un enrocamiento con material pétreo graduado, envuelto en tela de alambre a través del cual se filtra el agua, despojándose un poco de turbiedades y materiales sólidos, el agua va a depositarse a un cilindro de 3 metros de diámetro

por 3 metros de altura, de donde pasa a una noria o pozo, a través de una galería filtrante de tubería de 16" de diámetro de asbesto-cemento y de 12 metros de longitud.

El río tiene un N.A.O. en el lugar de la captación de 78.33 m. con un tirante de agua de 2.5 m. y, en tiempo de estiaje alcanza un N.A.min. de 76.83 metros con tirante de agua de 0.5 m. En época de lluvia el río llega a tener un N.A.M.E. de 83.83 metros, o sea 5.5 m. sobre su nivel normal con un tirante de agua hasta de 8 m.

Actualmente el área por donde pasa la galería filtrante está cubierta por material producto de algunas excavaciones hechas en el área.

La orilla del río se encuentra protegida aguas arriba y aguas abajo de la captación con piedra cantera, esto se hizo con el fin de evitar deslaves en el área y posibles daños a las instalaciones.

Por medio de métodos estadísticos se determinó, que el gasto mínimo que presenta el río en cualquier época del año, será superior o igual a 1.9 m³/seg.

A continuación se mencionan los caudales representativos de los meses del año.

Enero	8.7 m ³ /seg.
Febrero	6.1 m ³ /seg.
Marzo	4.4 m ³ /seg.

Abril	3.6 m ³ /seg.
Mayo	2.9 m ³ /seg.
Junio	5.0 m ³ /seg.
Julio	36.6 m ³ /seg.
Agosto	29.1 m ³ /seg.
Septiembre	32.6 m ³ /seg.
Octubre	22.9 m ³ /seg.
Noviembre	16.9 m ³ /seg.
Diciembre	13.7 m ³ /seg.

CONDUCCION.

En la zona alta se realiza por bombeo mediante una tubería de fo.fo. de 150 mm. (6") \emptyset , en una longitud de 740 metros.

La conducción de la zona baja se realiza por bombeo a través de una tubería de 3019.0 m. de longitud, de los cuales 2833.0 m. de tubería de asbesto-cemento de 10" \emptyset clase A-7 y 186 metros de tubería de acero de 10" \emptyset ; la línea de conducción termina en un tanque de regularización que tiene una cota de plantilla de 132.50 m.

Se cuenta con un equipo de 50 HP, con los cuales se vence un desnivel de 50.5 metros aportando un gasto de 30 lts./seg.

Esta línea se encuentra aparentemente en buenas condiciones de trabajo y pocas veces se localizan fugas; también se puede decir que se encuentra bien protegida contra la expulsión de aire acumulado y el golpe de ariete. Más adelante se analizará si con el diámetro actual es suficiente para satisfacer el consumo de la población de

proyecto.

REGULARIZACION.

Está constituida por dos tanques:

El primero es un tanque superficial de dos cámaras con capacidad de 75 m^3 cada una y una elevación de plantilla de 162.03 m., es de mampostería de piedra y no se encuentra en muy buenas condiciones, pues presenta varias fugas.

El segundo es un tanque superficial de dos cámaras construido de concreto armado con una capacidad de 1000 m^3 y una elevación de plantilla de 132.50 m.

Se construyó en este lugar debido a la topografía del terreno y abastece a la zona baja que constituye la mayor parte de la población.

DISTRIBUCION.

La zona alta está formada por un sistema abierto que consta de 3191 metros de tubería de asbesto-cemento clase A-5 de 3" \emptyset ; 902 m. de tubería de fo.fo. de 3" \emptyset , 464 m. de tubería de AC clase A-5 de 100 mm. (4") \emptyset y, 58 m. de tubería de fo.fo. de 150 mm. (6") \emptyset .

En la zona baja, la red está constituida por un sistema mixto que consta de dos circuitos principales y una red abierta diseñada así, previniendo el crecimiento del área poblada.

JUSTIFICACIÓN DEL PROYECTO.

Como se puede apreciar, la localidad de Coatzintla, Ver. cuenta con un sistema de abastecimiento de agua que no es suficiente para los requerimientos actuales de la población.

En ambas zonas existe una parte de la población que no cuenta con el servicio de agua, debido en algunos casos a la irregularidad que existe en la posesión de los terrenos.

También hay zonas a las que no es posible hacer llegar el servicio debido a que las condiciones mismas del sistema no lo permiten; más adelante se estudiarán las causas y se propandrá la solución más adecuada.

II. OBTENCION DE LA POBLACION Y DEMANDA DEL AGUA.

Para un proyecto de abastecimiento de agua, es necesario determinar la cantidad de agua que se requiere, por lo que es necesario obtener información sobre el número de habitantes que serán servidos, así como el consumo de agua por habitante, junto con un análisis de los factores que pueden afectar al consumo.

OBTENCION DE LA POBLACION FUTURA.

Antes de formular un proyecto de abastecimiento de agua, ha de decidirse el período de tiempo que las instalaciones servirán a la comunidad, antes de que deban abandonarse o ampliarse por resultar ya inadecuadas, por ejemplo: un depósito debe de construirse de tal capacidad para que suministre suficiente cantidad de agua durante un cierto período de años. Estos períodos se denominan períodos de vida y tienen una relación muy importante, con la cuantía de los fondos que deben ser invertidos en la construcción de instalaciones. Puesto que muchas comunidades están creciendo en población, el período de vida depende principalmente del grado de crecimiento. El problema consiste en prever tan exactamente como sea posible, la población futura dentro de 10, 15, 20 ó 30 años.

Para estimar la población en algún año futuro, se han utilizado varios métodos, pero es preciso señalar que el ingeniero debe enjuiciar cuál de los métodos es más apropiado u obtener un promedio de los métodos.

Por supuesto que los sucesos extraordinarios como el imprevisto desarrollo de una nueva industria, transforman los cálculos en cuanto al futuro crecimiento.

De acuerdo con los métodos para la predicción de la población se pueden mencionar los siguientes:

- a) Método aritmético.
- b) Método geométrico.
- c) Fórmula de interés compuesto.
- d) Método de incremento.
- e) Método gráfico.

Para efectuar este estudio se necesitan datos censales de la población, los cuales son los siguientes:

1940	4 280	Habitantes.
1950	5 992	Habitantes.
1960	8 389	Habitantes.
1970	13 734	Habitantes.
1980	15 516	Habitantes.

Considerando un crecimiento normal que tiene la población de Coatzintla, Ver. se calculará la población futura para un período de vida de 15 años.

a) METODO ARITMETICO. También conocido como método analítico. Es el método más sencillo, consiste en calcular la cifra media anual de crecimiento de la población entre un censo y el siguiente y añadir

una cantidad igual, por cada año transcurrido después del último censo.

		Incrementos por período.
1940	4 280 Hab.	1712 Hab.
1950	5 992 Hab.	2397 Hab.
1960	8 389 Hab.	5345 Hab.
1970	13 734 Hab.	1782 Hab.
1980	15 516 Hab.	

Promedio de incremento por período: 2809 Hab.

Promedio anual: $2809/10 = 281$ Hab.

Población para 1990 = $15\ 516 + 281(10) = 18\ 325$ Habitantes.

Población para 2005 = $15\ 516 + 281(25) = 22\ 539$ Habitantes.

b) METODO GEOMETRICO. Este método consiste en obtener el porcentaje de crecimiento por período, con los cuales se obtiene un porcentaje promedio por año. Utilizando la fórmula y los datos obtenidos, se obtiene fácilmente la población futura.

$$\%C = \frac{P_f - P_i}{P_i} \times 100$$

Donde:

$\%C$ = Porcentaje del crecimiento de la población.

P_f = Población final.

P_i = Población inicial.

	Porcentajes.	
1940	40.00%	
1950	40.01%	Porcentaje promedio: 39.17%
1960	63.71%	
1970	12.98%	
1980		

Porcentaje promedio en 1 año = 3.91%

$$\text{Población para 1981: } \frac{3.91}{100} = \frac{\text{Pob. 1981} - \text{Pob. 1980}}{\text{Pob. 1980}}$$

Población para 1981 = 16 123 Habitantes.

Incremento anual = 16 123 - 15 516 = 607 Habitantes.

Población para 1990 = 15 516 + 607(10) = 21 586 Habitantes.

Población para 2005 = 15 516 + 607(25) = 30 691 Habitantes.

c) FORMULA DE INTERES COMPUESTO.- El método corresponde a la hipótesis de que la población aumenta constantemente en una cifra proporcional a su importancia numérica cambiante. En este caso, el cálculo se realiza de la misma manera que cuando se realiza el interés compuesto.

En este método el aumento de población se calcula de acuerdo a la fórmula siguiente:

$$P_f = P_i(1 + r)^n$$

Donde:

P_f = Población al final de un período.

P_i = Población al principio de un período.

r = Tasa de crecimiento.

n = Número de años que se requieren.

Si el ritmo de aumento se tiene que determinar comparando resultados de censos, es posible encontrar la población futura aplicando la siguiente fórmula:

$$r = \sqrt[n]{\frac{P_f}{P_i}} - 1$$

	Valores de r por período.	
1940	0.0342	
1950	0.0342	
1960	0.0505	Promedio: 0.0328
1970	0.0129	
1980		

Población para 1990 = $15\ 516(1 + 0.0328)^{10} = 21\ 416$ Habitantes.

Población para 2005 = $15\ 516(1 + 0.0328)^{25} = 34\ 768$ Habitantes.

d) METODO DE INCREMENTO.- Consiste en obtener las diferencias y los incrementos de cada período y obtener el promedio, el cual se suma año con año.

		Diferencias	Incrementos.
1940	4 280		
1950	5 992	+ 1712	
1960	8 389	+ 2397	+ 685
1970	13 734	+ 5345	+ 2948
1980	15 516	+ <u>1782</u>	- <u>3563</u>
	Promedio:	2809	Promedio: 24

Población para 1990 = $15\ 516 + 2809 + 24 = 18\ 349$ Hab.

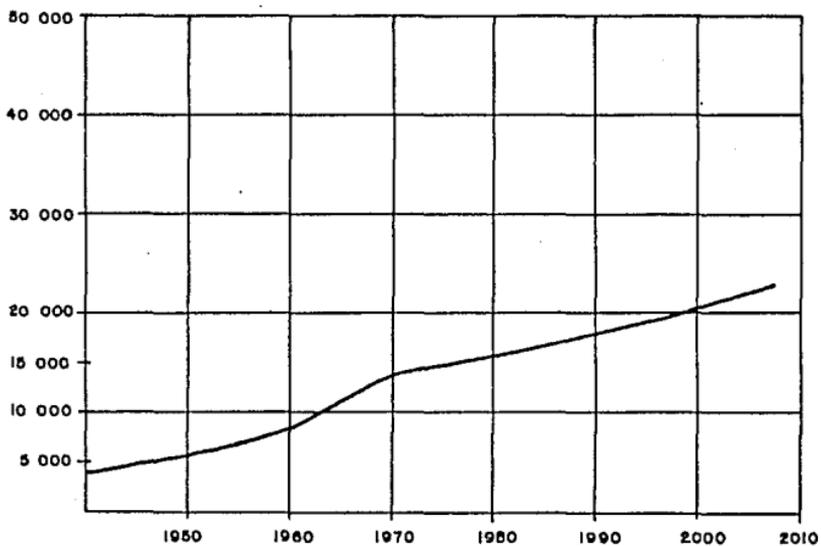
Población para 2000 = $18\ 349 + 2809 + 24 = 21\ 206$ Hab.

Población para 2005 = $21\ 206 + \frac{21\ 206 - 18\ 329}{10} \times 5 + 24 \times \frac{5}{10} =$
 $= 22\ 647$ Hab.

Obteniendo un promedio de los métodos, la población de proyecto para el año 2005 será:

Población de proyecto: 26 529 Habitantes.

METODO GRAFICO



POBLACION 1990 18 000 HAB.

POBLACION 2005 22 000 HAB

POBLACION DE PROYECTO PARA EL AÑO 2005.

a) Método aritmético:	22 539	Habitantes.
b) Método geométrico:	30 691	Habitantes.
c) F. interés compuesto:	34 768	Habitantes.
d) Método de incremento:	22 647	Habitantes.
e) Método gráfico:	22 000	Habitantes.
Promedio:	26 529	Habitantes.

Una vez calculada la población de proyecto, y teniendo en cuenta el número de viviendas de la localidad y las posibilidades de incremento en determinadas zonas, se distribuirá la población de la siguiente manera:

Zona alta:	5 306	Habitantes.
Zona baja:	21 223	Habitantes.

ESTUDIO DE LA DOTACION.

DOTACION.- Es la cantidad media anual en litros/día que se le asigna convencionalmente a cada habitante y que comprende consumos domésticos, comercial e industrial, público, pérdidas y desperdicios.

Consumo doméstico.- Incluye el suministro de agua a las casas, hoteles, etc., para uso sanitario, bebida, lavado, baño y otros. Su consumo varía de acuerdo con las condiciones de vida de los consumidores, y se considera normalmente, que es de 75 a 280 lts/hab/día. El promedio doméstico puede decirse que será aproximadamente un 50% del promedio total de la ciudad pero cuando el consumo total es pequeño

la proporción será usualmente mucho mayor.

Consumo comercial e industrial.- El agua así clasificada es la que se suministra a las instalaciones industriales y comerciales, su importancia dependerá de las condiciones locales, tales como la existencia de grandes industrias y si estas patrocinan o no las empresas de suministro público de agua. La cantidad de agua requerida para comercial e industrial es aproximadamente un 35% de la Dotación específica.

Usos públicos.- Los edificios públicos, tales como mercados, cárceles y escuelas, y los servicios públicos como riego de jardines y limpieza de las calles, así como protección contra incendios, requiere mucha agua. Aproximadamente se necesitan de 20 a 50 litros por habitante.

Pérdidas y derroches.- Este consumo de agua se califica como no computable, aunque parte de las pérdidas y derroches puede considerarse calculable en el sentido de que su causa y cuantía son aproximadamente conocidas. El agua no computable es la que se pierde debido al deslizamiento en contadores y bombas, conexiones no autorizadas, fugas, etc. Es indudable que esta agua, incluyendo la derrochada por los consumidores puede reducirse mucho, mediante una cuidadosa conservación de las redes y una medición general de todos los servicios de agua. En una red sometida totalmente a medida y bien conservada, el agua no computable será de un 5 a un 10%.

El consumo es afectado por varios factores, algunos de los cuales se mencionan a continuación.

* Magnitud de la población.- Es el más importante, ya que a medida que la población crece aumenta considerablemente el consumo de agua, habrá mayor número de jardines, escuelas, industrias, etc.

* Clima.- Factor de mucha importancia, ya que en regiones de climas calurosos y secos, el consumo de agua se incrementaría enormemente por un mayor número de veces que las personas concurren al baño para asearse. El consumo público se verá afectado por una mayor cantidad de agua empleada para riego de jardines y campos deportivos, en el caso contrario en los climas sumamente fríos hay necesidad de que se queden abiertos los grifos, para evitar que el agua no se congele y rompa las tuberías incrementándose de este modo el consumo.

* Actividades principales.- Podemos considerar básicamente tres: Agrícola, comercial e industrial; de acuerdo con la naturaleza e intesidad de estas actividades será la dotación a elegir, tenemos cosas especiales, como con las zonas residenciales, turísticas y deportivas.

* Nivel de vida.- A medida que el nivel de vida de una población es mayor, aumenta la demanda ya que el nivel cultural obliga a vivir en condiciones más higiénicas.

* Calidad y costo del agua.- El uso del agua aumenta cuando su calidad es buena, y disminuye cuando el costo de la misma es elevado.

* Presión.- Las altas presiones aún cuando no aumentan al consumo directo del agua, sí incrementan pérdidas y desperdicios trayendo consigo un aumento indirecto en el consumo.

Existen estudios de carácter experimental en que se expresa una diferencia del 30% en el consumo, cuando la presión varía entre 15 y 30 metros.

* Existencia de medidores.- La existencia de medidores disminuye el consumo, puesto que los mismos usuarios tratan de eliminar las fugas y desperdicios.

* Existencia de alcantarillado.- La existencia de alcantarillado aumenta el consumo, porque facilitando el alejamiento de las aguas de desecho, aumentan los usos que se le puede dar al agua potable.

* Estado y condiciones en que se encuentre la red.

Tomando en cuenta lo anteriormente anunciado y considerando la siguiente tabla en donde se indica las dotaciones usuales, considerando el número de habitantes y los climas.

POBLACION DE PROYECTO (miles)	DOTACION ESPECIFICA (Lts/hab/día).		
	CALIDO	TEMPLADO	FRIO
2.5 - 15	150	125	100
15 - 30	<u>200</u>	150	125
30 - 70	250	200	175
70 - 150	300	250	200
150 - a más.	350	300	250

Por lo tanto se propondrá una dotación de 200 lts/hab/día.

CALCULO DE LOS GASTOS.

Una vez estimada la población futura o de proyecto y la dotación se determinan los gastos de diseño y se deberá recurrir a las

expresiones convencionales.

Población de proyecto: 26 529 Habitantes.

Dotación específica: 200 lts/hab/día.

GASTO MEDIO.

Es un consumo promedio diario que se obtiene multiplicando la dotación asignada por el número de habitantes de proyecto y dividiendo entre el número de segundos que tiene un día.

$$Q.\text{medio diario} = \frac{\text{Población de proyecto} \times \text{Dotación}}{86\ 400}$$

Para la zona alta:

Con una población de proyecto de 5 306 habitantes.

$$Q.\text{medio diario} = \frac{(5\ 306)(200\ \text{lts/seg})}{86\ 400} = 12.28\ \text{lts/seg.}$$

Para la zona baja:

Con una población de proyecto de 21 223 habitantes.

$$Q.\text{medio diario} = \frac{(21\ 223)(200\ \text{lts/seg})}{86\ 400} = 49.13\ \text{lts/seg.}$$

Gasto medio diario total = 61.41 lts/seg.

VARIACION DE CONSUMO.

Un abastecimiento de agua potable tiene su debida eficacia cuando provee a la población de las cantidades máximas de agua que necesita. Al proyectar un abastecimiento de agua, no solamente hay que tener en cuenta el consumo medio diario, sino las máximas de consumo.

Para proyectar las diferentes obras conviene conocer las variaciones diarias y horarias de consumo.

COEFICIENTE DE VARIACION DIARIA Y HORARIA.

Los coeficientes de variación diaria y horaria se fijan en función de un estudio específico realizado en la localidad. Cuando no sea posible obtener estos datos se utilizarán los valores más frecuentemente usados que son 1.2 y 1.5 respectivamente ya que representan:

Para 1.2 es el 20% del gasto medio diario.

Para 1.5 es el 50% del gasto medio horario.

GASTO MAXIMO DIARIO.

Para la zona alta.

$$\begin{aligned} Q.\text{m}\acute{a}\text{x}.\text{diario} &= Q.\text{medio diario} \times \text{Coef. variaci3n diaria.} \\ &= 12.28 \times 1.2 = 14.74 \text{ lts/seg.} \end{aligned}$$

Para la zona baja.

$$\begin{aligned} Q.\text{m}\acute{a}\text{x}.\text{diario} &= Q.\text{medio diario} \times \text{Coef. variaci3n diaria.} \\ &= 49.13 \times 1.2 = 58.96 \text{ lts/seg.} \end{aligned}$$

$$Q.\text{m}\acute{a}\text{x} \text{ diario total} = 73.70 \text{ lts/seg.}$$

GASTO MAXIMO HORARIO.

Para la zona alta.

$$\begin{aligned} Q.\text{m}\acute{a}\text{x}.\text{horario} &= Q.\text{m}\acute{a}\text{x}.\text{diario} \times \text{Coef. variaci3n horaria.} \\ &= 12.28 \times 1.5 = 18.42 \text{ lts/seg.} \end{aligned}$$

Para la zona baja.

$$\begin{aligned} Q.\text{m}\acute{a}\text{x}.\text{horario} &= Q.\text{m}\acute{a}\text{x}.\text{diario} \times \text{Coef. variaci3n horaria.} \\ &= 49.13 \times 1.5 = 73.70 \text{ lts/seg.} \end{aligned}$$

$$\text{Gasto m}\acute{a}\text{x} \text{imo horario total} = 92.12 \text{ lts/seg.}$$

DATOS DE PROYECTO.

Población actual	19 500 Habitantes.
Población de proyecto	26 529 Habitantes.
Dotación específica	200 lts/hab/dfa.
Gasto medio, zona alta	12.28 lts/seg.
Gasto medio, zona baja	49.13 lts/seg.
Gasto medio total	61.41 lts/seg.
Gasto máximo diario, zona alta	14.74 lts/seg.
Gasto máximo diario, zona baja	58.96 lts/seg.
Gasto máximo diario total	73.70 lts/seg.
Gasto máximo horario, zona alta	18.42 lts/seg.
Gasto máximo horario, zona baja	73.70 lts/seg.
Gasto máximo horario total	92.12 lts/seg.
Coefficiente de variación diaria	1.2
Coefficiente de variación horario	1.5
Fuente de abastecimiento	Río Cazonos.
Regularización	Zona alta: Tanque superficial de proyecto.
	Zona baja: Tanque superficial existente.
Sistema	Bombeo a los tanques.
Distribución	Por gravedad a la red.

III. FUENTE DE ABASTECIMIENTO Y CAPTACION.

Un estudio previo sobre la fuente de abastecimiento nos permite conocer los datos necesarios para estimar la cantidad y calidad del agua de que se puede disponer para el abastecimiento de agua de una localidad.

La elección de la fuente de abastecimiento está en función de los siguientes factores:

a) El gasto que se pueda obtener de la fuente, debe ser cuando menos el requerido para satisfacer las necesidades de la población en estudio.

b) La distancia de la fuente de abastecimiento a la población debe ser la mínima posible.

c) La calidad del agua deberá satisfacer cuando menos, la falta de efectos nocivos para la salud.

d) El factor económico deberá de tomarse muy en cuenta.

De acuerdo con la manera de localizar el agua para su utilización se encuentra clasificada de la siguiente manera:

- * Aguas meteóricas : Lluvia, Granizo, Nieve.
- * Aguas Superficiales : De río , de lagos y presas.
- * Aguas subterráneas : De manantial, artesianas y freáticas.

AGUAS METEORICAS.

Se le llama así, al agua producto de todos los fenómenos de condensación de vapor de agua contenido en la atmósfera precipitándose en la superficie terrestre.

El agua producto de estas precipitaciones es el origen primario de todas las fuentes de aprovechamiento.

El aprovechamiento de las aguas de lluvia en regiones donde por la naturaleza de la superficie terrestre, no permite hacer la captación en el suelo si no antes de que se pongan las aguas en contacto con el; esta es la forma de captación más antigua y de las más rudimentarias, y así el hombre recoge el agua de lluvia que escurre por la azotea de sus construcciones, obteniendo agua de regular calidad. Se almacena en cisternas o en otros depósitos. Este tipo de abastecimiento, se acostumbra en regiones en donde no se cuenta con otro tipo de agua.

AGUAS SUPERFICIALES.

En la captación de estas aguas existe siempre el peligro de contaminación y su calidad obliga generalmente a someterlas a un proceso de potabilización, su calidad generalmente es así: turbias ligeramente coloradas puede tener olores y sabores, su compresibilidad es muy variable así como su calidad hidrológica, en los casos para elegir fuentes de abastecimiento de aguas superficiales, la obra de toma debe realizarse en un tramo recto de la corriente, y aguas arriba de la localidad, esto con el fin de aislar las aguas hasta donde sea posible de la fuente de contaminación.

En los lagos, la calidad de estas aguas varía, con su tamaño, profundidad y descargas de aguas contaminadas, el agua del lago tiene la ventaja, de que por estar almacenada da una mejor autodepuración y decantación.

La toma de un lago, se localizará de tal manera que se obtenga agua de mejor calidad, para lo cual se estudiarán los vientos dominantes y su efecto sobre los sedimentos y movimientos de estos, corrientes que descargan y sus consecuentes. De ser posible se tomará el agua de una profundidad, en la que el viento ya no forma oleaje que es de los 4.5 a los 6.0 metros en adelante.

AGUAS SUBTERRANEAS.

Las aguas subterráneas constituyen importantes recursos de abastecimiento de agua que tienen muchas ventajas. En general, el agua no requiere tratamientos; su temperatura es uniforme a lo largo del año; su captación resulta más barata que los embalses y tomas directas, y las cantidades de agua disponibles son más seguras. Las sequías prácticamente no le afectan. A veces el descenso de los niveles del agua en los pozos ha causado alarma e incluso su abandono, pero esto no es necesario actualmente, puesto que los modernos métodos de investigación del agua subterránea pueden proporcionar una aproximación muy segura de los recursos de agua subterránea para una utilización prolongada.

Del agua que cae sobre la tierra en forma de lluvia una parte considerable se filtra en el suelo para convertirse en agua subterránea. Parte de esta agua es utilizada por las plantas para transpirarla a través de sus hojas; una parte se evapora directamente; otra parte, es retenida por el suelo. El resto del agua filtrada pasa hacia zonas inferiores por acción de la gravedad, hasta que alcanza un estrato impermeable; entonces comienza a moverse en una dirección

lateralmente hacia alguna salida. La porción de tierra a través de la cual tiene lugar el movimiento lateral se llama zona de saturación y su agua es la llamada subterránea. El estrato o formación portadora de agua constituye un acuífero. El nivel freático es la superficie superior de la zona de saturación, a menos que el acuífero esté recubierto por un estrato impermeable. Un largo período de sequía llevará probablemente a un descenso de nivel, mientras que una lluvia causará su elevación.

Los afloramientos de agua subterránea ocurren siempre que la capa freática corta la superficie del terreno para formar un estanque, fuente o corriente superficial de tiempo seco.

En ocasiones, se encuentran por encima del nivel freático principal, pequeños cuerpos de agua, sostenidos por estratos impermeables. En este caso el límite superior de la zona de saturación se llama nivel freático aislado. Estas acumulaciones nos sirven a veces como manantiales de alimentación de pozos poco profundos.

Bajo ciertas circunstancias el agua subterránea puede alimentarse por las corrientes superficiales, un río que tenga un lecho permeable, puede perder parte de su agua por la percolación si el nivel freático está por debajo de la superficie del agua del río. Un río puede perder agua en ciertos puntos, alimentando así el acuífero, y en cambio recobrarla en otros puntos que el nivel freático tiene una cota superior.

TIPOS DE ACUIFEROS.

La importancia de los terrenos como portadores de agua depende

de su porosidad y del tamaño de sus partículas, la porosidad es una medida del poder de absorción del material, pero si los poros son pequeños la resistencia al movimiento del agua es tan grande que se dificulta la extracción del agua en un pozo. Por lo que, la compacidad y la graduación del tamaño de los granos, dos factores que influyen en el tamaño de los poros, tendrán un efecto notable. Por lo que se refiere a los abastecimientos públicos de agua, las arenas y las gravas son los acuíferos más importantes, con las areniscas siguiéndolas en importancia. De los demás materiales de sedimentación, la arcilla aunque altamente porosa se halla tan finamente dividida que es prácticamente impermeable; la piedra caliza no es suficientemente permeable para proporcionar mucha agua a menos que presente cavernas, fisuras o fallas.

CAPTACION.

Las captaciones consisten en un orificio, colador o rejilla, a través del cual entra el agua, que por una conducción, pasa por gravedad a un pozo, desde el cual se eleva hasta las tuberías maestras o a la instalación de depuración.

Las captaciones deben ubicarse y proyectarse, de manera que se eliminen en cuanto sea posible las probables interferencias con el suministro. Cuando no exista certeza de que el servicio pueda prestarse con continuidad, las captaciones deben duplicarse. Para proyectar y ubicar las captaciones deben considerarse los siguientes aspectos:

* El origen del suministro, ya sea embalse, lago o río.

* El carácter de los alrededores de la captación, altura del agua, índole del fondo, efectos de las corrientes, avenidas y aguaceiros sobre la estructura y socavación del fondo.

* La ubicación, con respecto a los focos de contaminación.

* Presencia de materiales flotantes tales como troncos y vegetación.

TIPOS DE CAPTACION.

Captación en los embalses.- El agua de los embalses puede variar de calidad a distintos niveles, lo que hace aconsejable realizar la captación de agua alrededor de un metro por debajo de la superficie. Para prever fluctuaciones del nivel del agua, resulta conveniente disponer aberturas a varias alturas. Cuando la presa es de tierra las tomas se realizan ordinariamente disponiendo de una torre de concreto, situada en aguas profundas, junto al pie de la presa y aguas arriba de ella.

El acceso a la torre, con objeto de manipular las compuertas de las varias aberturas de toma, puede conseguirse por medio de una pasarela. Las aberturas pueden cerrarse, en longitudes cortas de tubería mediante compuertas o válvulas.

Cuando la presa es de mampostería, la toma puede ser un pozo perforado en la propia estructura de aquélla en el que también se dispongan aberturas a varias alturas.

Captación en lagos.- Si la ribera del lago está habitada, la captación debe localizarse donde el peligro de contaminación sea míni

mo, lo que puede exigir el estudio de las corrientes y de los vientos especialmente el movimiento de las aguas residuales o residuos industriales que pueden descargarse en el lago. También conviene que la abertura de captación esté a 2.5 metros o más sobre el fondo, con el fin de que el agua captada no pueda arrastrar grandes cantidades de barro. La velocidad de entrada debe ser baja, para que no se arrastren excesivas cantidades de cuerpos flotantes, sedimentos, etc.

Se han empleado con éxito velocidades de entrada menores de 0.15 metros por segundo. Los vientos tienden a remover los sedimentos, que pueden así ser transportados a grandes distancias. En este caso, las captaciones de los grandes lagos deben situarse a distancias no menores de 600 a 900 metros de la ribera.

Captación en ríos y arroyos.- La captación en este tipo de corrientes puede estar construída por una toma directa o por medio de una presa de derivación.

La captación deberá estar situada aguas arriba de la localidad por abastecer, procurando aislarla lo más posible de las fuentes locales de contaminación. La entrada de la toma se situará a nivel inferior al de aguas mínimas de la corriente y la estructura deberá quedar en un tramo recto y nunca de curvas.

Una toma directa representa una de las soluciones más simples para efectuar una derivación y se realiza cuando la fuente de aprovisionamiento puede proporcionar un caudal mucho mayor que el gasto deseado. En estos casos, no es necesario elevar el nivel del agua en la fuente para dirigirla hacia el lugar deseado, ya que se busca

contar en forma natural, con un tirante adecuado y condiciones topográficas favorables que posibiliten un funcionamiento hidráulico adecuado. Este tipo de estructuras varían desde el simple bloque de concreto apoyando el extremo final de una tubería hasta las torres de toma de concreto de diseño muy elaborado.

Las presas derivadoras se construyen con el fin de levantar el tirante de un río y mantenerlo para poder abastecer un canal, una planta de bombeo, u otra estructura.

La obra de derivación más rudimentaria consiste en un estacado construido transversalmente al río, en el cual se apoya un enramado protegido con tierra y material de acarreo del río.

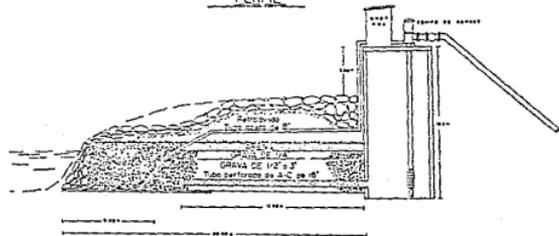
FUENTE DE ABASTECIMIENTO Y CAPTACION DE LA LOCALIDAD.

La fuente de abastecimiento actual de la zona alta, no produce el gasto necesario para la población de proyecto de esa zona, por lo que es necesario recurrir a la fuente de abastecimiento de la zona baja para que se utilice en el abastecimiento de toda la población.

Se tomará el gasto necesario de la margen derecha del Río Cazonas frente al Ejido Manantial, donde se encuentra la captación o estructura de toma, constituida por un cilindro de 3 metros de diámetro por donde se filtra el agua, que pasa a una noria a través de una galería filtrante de tubería de 16" \emptyset de asbesto-cemento y 12 metros de longitud. En este lugar se encuentra la estructura de control que es una torre de concreto de 10.5 metros, de los cuales sólo 3 metros están visibles.

En la parte alta de la torre se encuentra el equipo de bombeo, de donde partirá la tubería que unirá a la estructura de control con la línea de conducción.

PERFIL

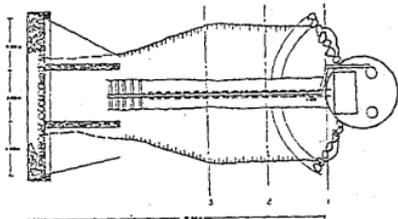


SECCIONES



PLANTA

ESCALA 1:100



VISTA DE FRENTE



CAMPEADO

Volúmen de agua
 $1940 \times 750 \times 0.50 = 727.500 \text{ m}^3$
 Área de resaca de la zona
 $30 \times 30 = 900 \text{ m}^2$
 $1.50 \times 9.00 = 13.50 \text{ m}^2$
 Área sobre el río = 93.50 m^2
 Área sobre el río = 32.72 m^2
 Volumen agua = 105.22 m^3



Apelo promedio 750 m

UNIVERSIDAD AUTÓNOMA
 DE CUADRAJARA

CAPTACION EN EL RIO CAZONES
 COATZINTLA, VER.

LUIS MANUEL
 RAMIREZ VIZCARRAS

1970

IV. LINEA DE CONDUCCION Y REGULACION.

LINEA DE CONDUCCION.

Se denomina línea de conducción a la parte del sistema constituido por el conjunto de conductos, obras de arte y accesorios destinados a transportar el agua procedente de la fuente de abastecimiento, desde el lugar de la captación hasta el punto que puede ser un tanque de regulación, una planta potabilizadora, o la red de distribución. Su capacidad se calculará con el gasto de bombeo, o con el que se considere más conveniente tomar de la fuente.

La necesidad de conducir líquidos y especialmente agua, dió origen al desarrollo de diversas técnicas basadas en el comportamiento de los líquidos en movimiento; el factor que origina el movimiento es la acción de la gravedad sobre el líquido, provocando así el escurrimiento hacia las zonas de niveles bajos.

Las conducciones en canales aprovechan esta acción gravitacional y llevan de un lugar alto a uno bajo, caudales de agua a velocidades pequeñas y con desarrollo muy largos, sujetos a la topografía del terreno por donde pasan.

La necesidad de conducciones con menores desarrollos y sobre todo, con aprovechamiento de presiones del propio líquido en movimiento provocadas por la velocidad y la diferencia de niveles, originó el uso de tubería.

La cantidad de agua que puede conducir un tubo se llama gasto y va en relación directa al área de la tubería y la velocidad del agua.

$$Q = A \cdot V$$

Donde:

Q = Gasto en m^3 /seg.

A = Area del tubo en m^2 .

V = Velocidad en m /seg.

TIPOS DE TUBERIAS.

Las tuberías que generalmente se utilizan y se fabrican comercialmente en el país, son las siguientes:

* Asbesto-cemento.- Se fabrican desde 2" a 36" de diámetro y se venden en el mercado para presiones de trabajo de 2.5, 5, 7, 10 y 14 atmósferas.

* Acero.- Se fabrican desde 4" hasta 42" de diámetro y espesores que varían desde 6.35 mm., a 12.7 mm.

* Concreto.- Se construyen desde 6" hasta 54" de diámetro, siendo las comprendidas entre 6" y 18" de concreto simple. Para diámetros mayores, se construyen de concreto reforzado. Generalmente las tuberías de concreto simple no se utilizan en los abastecimientos de agua potable.

* Fierro fundido.- Se fabrican desde 3" hasta 14" de diámetro y para presiones de trabajo, de 10 a 20 atmósferas.

* Fierro galvanizado.- Se fabrican desde 1/2" hasta 6" de diámetro y resisten presiones de 10 atmósferas.

* Tubería de P.V.C. (PVC).- Son las iniciales en inglés de Poli Vinil-Chloride, adaptadas internacionalmente para denominar a los productos fabricados precisamente con Cloruro de Polivinilo; se fabrican desde 1/2" hasta 8" de diámetro y resisten presiones normal-

mente de 7.1 a 11.2 Kgs/cm².

* Cobre.- Las tuberías de este material, se están utilizando recientemente debido a las ventajas que presenta. Se utiliza más comunmente en las tomas domiciliarias.

Para este proyecto elegimos tubería de asbesto-cemento, por varias razones, entre las cuales mencionaremos las siguientes:

- a) Su coeficiente de rugosidad, es uno de los más bajos.
- b) Es absolutamente inmune a la tuberculización.
- c) Tiene gran capacidad de conducción.
- d) El junteo es cómodo y fácil así como también su manejo en general, debido a su bajo peso.
- e) Los materiales constituyentes, representan una notable resistencia a la corrosión exterior.
- f) Su costo de mantenimiento es mínimo.

TABLA DE PRESIONES PERMISIBLES PARA TUBERIA
ASBESTO - CEMENTO

TUBERIA TIPO	DE TRABAJO		DE PRUEBA			
	Kg/cm ²	lb/plg ²	EN FABRICA		EN OBRA	
			Kg/cm ²	lb/plg ²	Kg/cm ²	lb/plg ²
A - 5	5	75	17.5	248.5	7.8	100
A - 7	7	100	24.5	347.9	10.5	150
A -10	10	150	35.0	497.0	14.5	200
A -14	14	200	49.0	695.8	17.6	250

La conducción del sitio de captación al de almacenamiento o regulador, según sean los niveles, se puede realizar de dos formas:

- a) Por gravedad.
- b) Por bombeo.

CONDUCCION POR GRAVEDAD,

El agua circula por gravedad en canales, acueductos y tuberías a presión.

Si se trata de canales a cielo abierto, deberán localizarse siguiendo curvas de nivel que permitan una pendiente apropiada, a fin de que la velocidad del agua no produzca erosiones ni azolves. Si el canal se construye sin revestimiento, la capacidad de conducción debe aumentarse debido a las pérdidas por filtración.

En las tuberías a presión el movimiento no depende de una pendiente continua, sino que se presentan pendientes y contrapendientes, lo que obliga al líquido a estar en contacto con la superficie y a circular debido a la carga obtenida por desnivel. La velocidad mínima de escurrimiento será de 0.5 m/seg., para evitar erosión será la que se indica a continuación:

TUBERIAS.	m/seg.
De concreto simple hasta 0.45 m. de diámetro	3.0
De concreto reforzado de 0.60 m. de diámetro o más	3.5
De asbesto-cemento	5.0
De acero galvanizado	5.0
De fierro fundido	5.0
De acero sin revestimiento	5.0

TUBERIAS.	m/seg.
De acero con revestimiento	5.0
De polietileno	5.0
De P.V.C.	5.0

El cálculo hidráulico de la tubería trabajando como canal se hará empleando la fórmula de Manning.

$$v = \frac{1}{n} r^{2/3} S^{1/2}$$

Donde:

V = Velocidad del agua en m/seg.

n = Coeficiente de rugosidad.

r = Radio hidráulico.

S = Pendiente.

Los coeficientes que se recomiendan para el proyecto son los siguientes:

TUBERIAS.	n
Asbesto-cemento	0.010
Concreto liso	0.012
Concreto áspero	0.016
Acero galvanizado	0.014
Fierro fundido	0.013
Acero soldado sin revestimiento	0.014
Acero soldado con revestimiento interior	0.011
Plástico P.V.C.	0.009

Cuando la tubería trabaja a presión, el cálculo hidráulico de la línea consistirá en utilizar la carga disponible para vencer las pérdidas por fricción únicamente, ya que en este tipo de obras las pérdidas secundarias no se toman en cuenta por ser muy pequeñas.

Se empleará la fórmula siguiente (Manning simplificada).

$$hf = KLQ^2$$

Donde:

hf = Pérdida por fricción, en metros.

L = Longitud de la conducción en metros.

Q = Gasto en m³/seg.

$$K = \frac{10.3 n^2}{D^{16/3}}$$

D = Diámetro del tubo en metros.

n = Coeficiente de rugosidad.

CANALES.

En los canales el movimiento es uniforme y esta condición supone que la pendiente y la sección del canal son constantes lo cual en la práctica es muy difícil de llevarse a cabo. Lo que se hace es considerar el canal dividido en tramos en los cuales el gasto es igual en todos, variando únicamente la sección y la pendiente y por lo tanto la velocidad. De esta manera cada tramo se calculará independientemente.

El gasto de un canal se determinará por la fórmula:

$$Q = V \cdot A$$

Donde:

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

A = Area de la sección transversal en m^2 .

V = Velocidad en $m/\text{seg.}$

La velocidad se conoce por medio de la fórmula de Chezy.

$$V = C\sqrt{r \cdot S}$$

$$C = \text{Coeficiente: } C = \frac{1}{n} r^{1/6}$$

r = Radio hidráulico.

S = Pendiente.

El radio hidráulico estará dado por el área de la sección transversal entre el perímetro mojado.

$$r = \frac{A}{P}$$

Sustituyendo nos queda la siguiente fórmula:

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

CONDUCCION A PRESION.

El gasto que circula por una tubería a presión está determinado por lo siguiente:

* Diámetro interior del tubo.- La sección comúnmente usada es la circular.

* Velocidad.- Es evidente que el agua que circula en contacto con las paredes, produce un frotamiento cuyo valor dependerá del material de que esté hecha la tubería.

* Pérdida de carga.- Para conducir el agua por gravedad se necesita una diferencia de nivel entre el origen, y el final de la

conducción, a esa diferencia de nivel se le llama carga total, si ésta la dividimos entre la longitud nos dará una carga unitaria o pendiente hidráulica, esta carga unitaria sirve para contrarrestar la resistencia a la fricción, a los cambios bruscos de dirección y contracciones o ensanchamientos, pudiendo ser absorbidos parcial o totalmente, a esa carga absorbida se le denomina pérdida de carga y se cuantifica en metros.

* Gasto.- En una línea de conducción para agua potable, el gasto por circular es obligado (gasto de bombeo) y a través del estudio topográfico conocemos la carga total y la longitud, faltando por determinar el diámetro y la velocidad.

Existen varias fórmulas para determinarlos, las que nos dan resultados diferentes, pues cada autor según sus experiencias le ha dado valor al coeficiente de fricción.

No siempre es factible calcular el diámetro de una conducción uniforme, sino que debido a la topografía del terreno se tiene que proceder por tramos, permaneciendo constante únicamente el gasto. Se evitará en lo posible que la tubería trabaje a fuertes presiones, debiendo en algunos casos construirse cajas rompedoras de presión estática en caso de presentarse.

CONDUCCION POR BOMBEO.

No siempre es posible efectuar la conducción de las aguas para suministro por gravedad, por lo que es necesario utilizar un sistema que permita llegar al líquido hasta los sitios donde sea indispensable, estos sistemas que emplean medios mecánicos de diferentes tipos

se llaman bombas,

Con un diámetro cualquiera se elevará el gasto deseado, siempre y cuando se disponga de motor y bomba lo suficientemente potentes, ahora bien como los problemas de ingeniería exigen la máxima eficiencia y costo mínimo, el problema consistirá en elegir el diámetro más económico.

A menor diámetro de la tubería el agua necesita una velocidad mayor para conservar el gasto constante, lo que traerá como consecuencia una pérdida de carga mayor y un equipo de bombeo mayor, en caso contrario será a mayor diámetro, menor pérdida de carga y menor consumo de energía, pero un costo mayor de la tubería. La elección del diámetro es de gran importancia, hay razones mecánicas que influyen también en ésta, tales como la velocidad, nunca es conveniente que sea mayor de 1.5 m/seg., por los peligros que presenta el golpe de ariete.

CONDUCCION DEL PROYECTO.

La conducción es por bombeo; la línea de conducción se calculará para que pueda transportar el gasto requerido por toda la población, tendrá una longitud de 3019.0 metros y deberá salvar un desnivel de 50.5 metros.

Para abastecer a la zona alta, existirá un rebombeo que partirá del tanque de almacenamiento de la zona baja al tanque de la zona alta. Aquí se contará con una longitud de 850 metros y el equipo de bombeo deberá salvar un desnivel de 29 metros.

SELECCION DEL DIAMETRO MAS ECONOMICO.

En toda línea de conducción por bombeo se deberá realizar el estudio del diámetro más económico cuando la suma de su costo o cargo anual de bombeo (consumo de energía eléctrica o combustible), más su cargo anual de amortización (capital primitivo más intereses), conocidos como costo total de bombeo para operación durante 365 días, resulte menor en comparación con el que arroja cualquier otro diámetro mayor o menor que él.

Por lo que se realizará el estudio de diámetro más económico para tres diámetros, y cuando el intermedio cumpla con la condición estamos seguros que no habrá otro que pueda ser más económico.

Si al hacer el análisis resulta más económico cualquiera de los diámetros de los extremos (el mayor o el menor), se hará indispensable estudiar otro diámetro de manera que se demuestre que entre tuberías de diámetro consecutivo, el diámetro intermedio arroja un costo total de bombeo más bajo para operación durante 365 días.

Respecto a la tabla de cálculo, se deben determinar las pérdidas por cambio de dirección, salidas, entradas, válvulas y pérdidas menores que para fines prácticos se consideran de 5% de hf.

Para protección del equipo de bombeo y de la tubería de conducción contra la sobrepresión por golpe de ariete, se recomienda utilizar válvulas aliviadoras de presión, torres de oscilación o tanques neumáticos.

Para este caso la sobrepresión por golpe de ariete, el 80% deberá ser absorbida por las válvulas aliviadoras de presión y el 20%

restante, deberá absorberse por medio de la propia tubería de conducción, seleccionando la clase correspondiente, de manera que la presión total actuando sobre la tubería no sobrepase la presión de trabajo de la tubería.

PROYECTO DE LA LINEA DE CONDUCCION.

Para el cálculo en general existen dos limitaciones:

La velocidad no debe exceder de 5 m/seg. para tubería de asbesto-cemento, y no conviene que sea menor de 0.5 m/seg.

La carga de presión no deberá ser muy alta, para lo cual la línea piezométrica debe ir lo más posible pegada al terreno.

CALCULO DEL DIAMETRO MAS ECONOMICO.

Para proponer los diámetros por analizar, se puede aplicar la fórmula de Dupuit.

$$D = 1.5\sqrt{Q}$$

Donde:

D = Diámetro en pulgadas.

Q = Gasto de conducción en lts/seg.

El gasto de conducción será el gasto de bombeo que es 61.41 litros por segundo.

Por lo tanto se tiene:

$$D = 1.5\sqrt{61.41} = 11.75" \approx 12"$$

Con la aplicación de esta expresión, se estará deduciendo solamente uno de los tres diámetros, y para completar la terna se deberá

proponer los inmediatos inferior y superior, respectivamente.

Por lo tanto se analizarán los diámetros de 10", 12" y 14" y encontraremos el más económico, así como la potencia del equipo necesaria para el bombeo.

El golpe de aríete se analiza considerando una interrupción instantánea en el servicio de energía eléctrica, lo que trae como consecuencia el paro de los equipos de bombeo.

La sobrepresión se puede calcular mediante la fórmula de Joukowski.

$$h = \frac{145 \cdot V}{\sqrt{1 + \frac{E_c \cdot d}{E_t \cdot e}}}$$

Donde:

V = Velocidad del agua en la tubería en m/seg.

E_c = Módulo de elasticidad del agua (20 670 Kg/cm²).

d = Diámetro de la tubería.

E_t = Módulo de elasticidad de las paredes del tubo.
(328 000 Kg/cm²).

e = Espesor de la pared de la tubería.

CALCULO DEL DIAMETRO MAS ECONOMICO

DIAMETRO	GASTO	LONGITUD	Q ²	COEF. (n)	CTE. (K)	hf	5% hf	Hft	Qx Hft	EFICIENCIA η=75%	HP = $\frac{Q \times Hft}{76 \eta}$
	m ³ /seg	m				m	m	m			
10"	0.06141	3019	0.00377	0.010	1.537	17.50	0.88	79.38	4874.73	57.0	100.0
12"	0.06141	3019	0.00377	0.010	0.5814	6.62	0.33	67.95	4172.81	57.0	75.0
14"	0.06141	3019	0.00377	0.010	0.2555	2.91	0.15	64.06	3933.92	57.0	75.0

DIAMETRO	CANTIDAD (m)	COSTO TUBERIA PUESTA EN OBRA	COSTO TOTAL
10"	3019.00	18 535.00	55'957 165.00
12"	3019.00	21 223.00	64'072 237.00
14"	3019.00	36 455.00	110'057 645.00

DIAMETRO	Kwh	COSTO POR HORA DE BOMBEO	CARGO ANUAL DE BOMBEO	COSTO TOTAL DE CONDUCCION	CARGO ANUAL DE AMORTIZACION	COSTO ANUAL DE BOMBEO
	1	2	3	4	5	6
10"	74.57	596.56	5 225 866.00	55 957 165.00	6 194 458.00	11 420 324.00
12"	55.93	447.44	3 919 574.00	64 072 237.00	7 092 797.00	11 012 372.00
14"	55.93	447.44	3 919 574.00	110 057 645.00	12 183 381.00	16 102 955.00
		1= HP x 0.7457	2= 1 x 8.00	3= 2 x 8760.0	5= 4 x 0.01107	6= 3 + 5

Costo del Kwh = 8.00

Analizando los diámetros de 10", 12" y 14", se encontró que para la conducción, el diámetro más económico es de 12" del que se presentan los cálculos a continuación.

Datos:

Longitud:	3019.00 metros
Cota del tanque:	132.50 metros
Cota de la estación de bombeo:	82.00 metros
Desnivel:	50.50 metros
Gasto de conducción:	61.41 lts/seg.

Cálculo de la velocidad.

$$v = \frac{0.06141 \text{ m}^3/\text{seg.}}{0.07300 \text{ m}^2} = 0.84 \text{ m/seg.}$$

Como la tubería es de asbesto-cemento, el coeficiente de rugosidad de la tubería según Manning: $n = 0.010$.

Para el diámetro de 12", se obtiene la constante de Manning (K) con la fórmula:

$$K = \frac{10.293 (n)^2}{D^{16/3}}$$

$$K = 0.5814$$

Las pérdidas por fricción:

$$hf = LQ^2K$$

$$hf = 6.62 \text{ m.}$$

A estas pérdidas por fricción se suma un 5% de las mismas, por pérdidas menores más el nivel dinámico.

$$Hft = 6.62 + 0.33 + 61.0 = 67.95 \text{ metros.}$$

Con el gasto de bombeo se determina la potencia requerida del equipo necesario para la conducción.

$$\text{Potencia} = \frac{Q \times \text{Hft}}{76 \eta} \quad \text{Potencia} = \frac{61.41 \times 67.95}{76 \times 0.75}$$

$$\text{Potencia} = 75 \text{ HP.}$$

La localidad cuenta ya con un equipo de 50 HP, por lo que es necesario contar con otro equipo para contar con la potencia requerida.

Determinación del golpe de ariete.

$$h = \frac{145 \times 0.84}{\sqrt{1 + \frac{20670 \times 30.48}{328000 \times 2}}} = 86.99 \text{ m.}$$

De la carga de presión h , el 80% es absorbido por válvulas instaladas con esa finalidad, el 20% restante de la sobrepresión la absorberá la tubería, siendo ésta de 17.4 metros.

A continuación calcularemos la línea de alimentación, que irá del tanque que se encuentra en la zona baja, al tanque de la zona alta.

Datos:

Longitud:	850 metros.
Desnivel:	29 metros.
Gasto:	12.28 lts/seg.

Cálculo del diámetro utilizando las fórmulas de Manning,

$$D^{2.67} = \frac{Q \times n}{0.3117 \text{ S}^{\frac{1}{3}}}$$

Siendo $n = 0,010$

$$S = \frac{H}{L} = \frac{29}{850} = 0,0341$$

$$D^{2,67} = \frac{(0,1228)(0,010)}{(0,3117)(0,0341)^{\frac{1}{2}}} = 2,13 \times 10^{-3}$$

$D = 0,09986$ metros.

$D = 4$ pulgadas.

La línea de alimentación será de 6" ϕ .

Cálculo de la velocidad.

$$V = \frac{Q}{A} = \frac{(0,01228)}{0,785(0,1524)^2} = 0,67 \text{ m/seg.}$$

Cálculo de la capacidad del equipo para el rebombeo.

$$hf = KQ^2L$$

$$K = \frac{10,293 n^2}{D^{16/3}} = \frac{10,293 (0,01)^2}{(0,1524)^{16/3}}$$

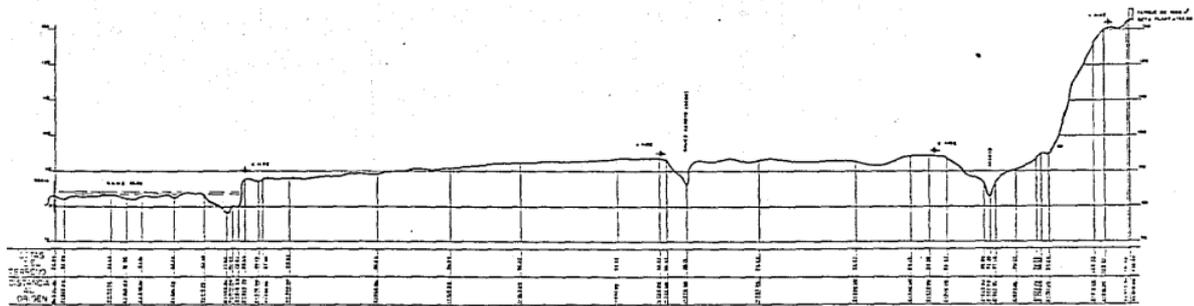
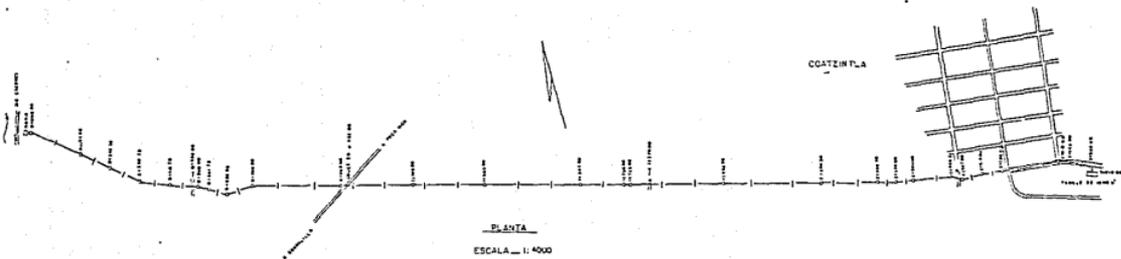
$$K = 23,44$$

$$hf = (23,44)(0,1228)^2(850) = 3,0 \text{ metros,}$$

$$H_{ft} = 3,0 + 0,15 + 29,0 = 32,15 \text{ metros,}$$

$$\text{Potencia} = \frac{(12,28)(32,15)}{76 \times 0,75} = 7,0 \text{ HP}$$

Potencia del equipo recomendado: 10 HP



PERFIL

ESCALAS

HORIZ 1:4000

VERT 1:400

UNIVERSIDAD AUTONOMA
DE GUADALAJARA

LINEA DE COLECCION
COAHUILA, MEX

LOS MAYOS
SERVICIO CULTURALES

1950

REGULARIZACION.

La regularización o regulación se hace con el objeto de transformar un régimen de aportaciones a un régimen de demandas.

El régimen de aportaciones (gasto que se conduce), será siempre constante y el de demandas (gasto que se consume), será variable en todos los casos.

Esta regularización se obtiene por medio de un tanque en el que se almacena el agua, cuando el gasto que se consume en la red, es menor que el que se aporta con la conducción, dicho almacenamiento proporciona el agua requerida.

Los tanques que se construyen pueden ser superficiales y elevados; se pueden construir rústicamente con mampostería de piedra o pueden ser de concreto armado y metálicos.

TANQUES SUPERFICIALES.

De preferencia se debe procurar tener un depósito a nivel. Se situará en una elevación natural que se tenga en la proximidad de la zona urbana de manera que la diferencia de piso del tanque, con respecto a los puntos más altos y bajos por abastecer, sea de 15 a 45 metros respectivamente.

La estructuración del tanque se efectuará básicamente de acuerdo a las características del terreno, tirante máximo de agua, capacidad y tipo de tanque por construir.

Cuando se tenga que hacer un desplante en terreno que pueda presentar asentamientos diferenciales relativamente altos, lo indicado es emplear losa de cimentación.

Cuando no es posible la construcción de un tanque superficial por las razones anteriormente citadas, se construirá un tanque elevado.

TANQUE ELEVADO.

Se sitúan generalmente dentro de la zona urbana, la altura de la torre puede ser de 10, 15, 20, 25 metros como máximo. Siendo recomendable además, construirlos de acero o de concreto armado.

CAPACIDAD DE LOS TANQUES DE REGULARIZACION

Caso: 8 horas de bombeo.

HORAS	Q. DOMBEO EN %	DEMANDA HORARIA %	DIFERENCIAS	DIFERENCIAS ACUMULADAS
0 - 1	0	45	- 45	- 45
1 - 2	0	45	- 45	- 90
2 - 3	0	45	- 45	-135
3 - 4	0	45	- 45	-180
4 - 5	0	45	- 45	-225
5 - 6	0	60	- 60	-285
6 - 7	0	90	- 90	-375
7 - 8	300	135	+165	-210
8 - 9	300	150	+150	- 60
9 - 10	300	150	+150	+ 90
10 - 11	300	150	+150	+240
11 - 12	300	140	+160	+400
12 - 13	300	120	+180	+580
13 - 14	300	140	+160	+740
14 - 15	300	140	+160	+900
15 - 16	0	130	-130	+770
16 - 17	0	130	-130	+640
17 - 18	0	120	-120	+520
18 - 19	0	100	-100	+420
19 - 20	0	100	-100	+320
20 - 21	0	90	- 90	+230
21 - 22	0	90	- 90	+140
22 - 23	0	80	- 80	+ 60
23 - 24	0	60	- 60	0

$$\text{Diferencias: } 375 + 900 = \frac{1275}{100}$$

$$\text{Capacidad} = 12,75 \times \frac{3600}{1000} \times Q_b$$

$$= 45.90 \times Q_b \text{ (m}^3\text{)}$$

CAPACIDAD DE LOS TANQUES DE REGULARIZACION

Caso: 12 horas de bombeo.

HORAS	Q. BOMBEO EN %	DEMANDA HORARIA %	DIFERENCIAS	DIFERENCIAS ACUMULADAS
0 - 1	0	45	- 45	- 45
1 - 2	0	45	- 45	- 90
2 - 3	0	45	- 45	-135
3 - 4	0	45	- 45	-180
4 - 5	0	45	- 45	-225
5 - 6	0	60	- 60	-285
6 - 7	0	90	- 90	-375
7 - 8	200	135	+ 65	-310
8 - 9	200	150	+ 50	-260
9 - 10	200	150	+ 50	-210
10 - 11	200	150	+ 50	-160
11 - 12	200	140	+ 60	-100
12 - 13	200	120	+ 80	- 20
13 - 14	200	140	+ 60	+ 40
14 - 15	200	140	+ 60	+100
15 - 16	200	130	+ 70	+170
16 - 17	200	130	+ 70	+240
17 - 18	200	120	+ 80	+320
18 - 19	200	100	+100	+420
19 - 20	0	100	-100	+320
20 - 21	0	90	- 90	+230
21 - 22	0	90	- 90	+140
22 - 23	0	80	- 80	+ 60
23 - 24	0	60	- 60	0

$$\text{Diferencias: } 420 + 375 = \frac{795}{100}$$

$$\begin{aligned} \text{Capacidad} &= 7.95 \times \frac{3600}{1000} \times Q_b \\ &= 28.62 \times Q_b \text{ (m}^3\text{)} \end{aligned}$$

CAPACIDAD DE LOS TANQUES DE REGULARIZACION

Caso: 16 horas de bombeo.

HORAS	Q. BOMBEO EN %	DEMANDA HORARIA %	DIFERENCIAS	DIFERENCIAS ACUMULADAS
0 - 1	0	45	- 45	- 45
1 - 2	0	45	- 45	- 90
2 - 3	0	45	- 45	-135
3 - 4	0	45	- 45	-180
4 - 5	0	45	- 45	-225
5 - 6	0	60	- 60	-285
6 - 7	150	90	+ 60	-225
7 - 8	150	135	+ 15	+210
8 - 9	150	150	0	-210
9 - 10	150	150	0	-210
10 - 11	150	150	0	-210
11 - 12	150	140	+ 10	-200
12 - 13	150	120	+ 30	-170
13 - 14	150	140	+ 10	-160
14 - 15	150	140	+ 10	-150
15 - 16	150	130	+ 20	-130
16 - 17	150	130	+ 20	-110
17 - 18	150	120	+ 30	- 80
18 - 19	150	100	+ 50	- 30
19 - 20	150	100	+ 50	- 20
20 - 21	150	90	+ 60	+ 80
21 - 22	150	90	- 60	+140
22 - 23	0	80	- 80	+ 60
23 - 24	0	60	- 60	0

$$\text{Diferencias: } 140 + 285 = \frac{425}{100}$$

$$\text{Capacidad} = 4.25 \times \frac{3600}{1000} \times Q_b$$

$$= 15.30 \times Q_b \text{ (m}^3\text{)}$$

CAPACIDAD DE LOS TANQUES DE REGULARIZACION

Caso: 24 horas de bombeo.

HORAS	Q. BOMBEO EN %	DEMANDA HORARIA %	DIFERENCIAS	DIFERENCIAS ACUMULADAS
0 - 1	100	45	+ 55	+ 55
1 - 2	100	45	+ 55	+110
2 - 3	100	45	+ 55	+165
3 - 4	100	45	+ 55	+220
4 - 5	100	45	+ 55	+275
5 - 6	100	60	+ 40	+315
6 - 7	100	90	+ 15	+325
7 - 8	100	135	- 35	+290
8 - 9	100	150	- 50	+240
9 - 10	100	150	- 50	+190
10 - 11	100	150	- 50	+140
11 - 12	100	140	- 40	+100
12 - 13	100	120	- 20	+ 80
13 - 14	100	140	- 40	+ 40
14 - 15	100	140	- 40	0
15 - 16	100	130	- 30	- 30
16 - 17	100	130	- 30	- 60
17 - 18	100	120	- 20	- 80
18 - 19	100	100	0	- 80
19 - 20	100	100	0	- 80
20 - 21	100	90	+ 10	- 70
21 - 22	100	90	+ 10	- 60
22 - 23	100	80	+ 20	- 40
23 - 24	100	60	+ 40	0

$$\text{Diferencias: } 325 + 80 = \frac{405}{100}$$

$$\begin{aligned} \text{Capacidad} &= 4,05 \times \frac{3600}{1000} \times Q_b \\ &= 14.50 \times Q_b \text{ (m}^3\text{)} \end{aligned}$$

CAPACIDAD DE LOS TANQUES DE REGULARIZACION.

Para determinar la capacidad de los tanques de regularización, es necesario conocer lo siguiente:

a) Régimen de aportaciones.

El cual es constante en las 24 horas o en cualquier número de horas. (Gasto de bombeo).

b) Régimen de demandas.

Es variable en todos los casos. Para conocer el régimen de demandas puede ser conveniente obtener datos de otras poblaciones que tengan un servicio de agua potable que se pueda considerar representativo de varias localidades, sin embargo no es muy usado este método.

CALCULO PARA UN ALMACENAMIENTO DE AGUA.

El gasto de bombeo será igual al gasto medio por un factor de bombeo.

$$Q_{\text{bombeo}} = Q_m \times F_b$$

Donde:

Q_m = Gasto medio en lts/seg.

F_b = 24 horas/Número de horas que se bombea,

Utilizaremos el caso para 24 horas de bombeo,

De la tabla de 24 horas de bombeo:

Máximo negativo: - 80

Máximo positivo: +325

Suma: 405

Por lo tanto:

$$\begin{aligned} \text{Capacidad} &= \frac{Q_{\text{bombeo}} \times 4.05 \times 3600}{1000} \\ &= 14.50 \times Q_{\text{bombeo}}. \end{aligned}$$

PROYECTO DE REGULARIZACION.

La capacidad de regularización para un bombeo de 24 horas, con un gasto de 61.41 lts/seg. para poder abastecer a una población de 26 529 habitantes, se necesita un tanque de:

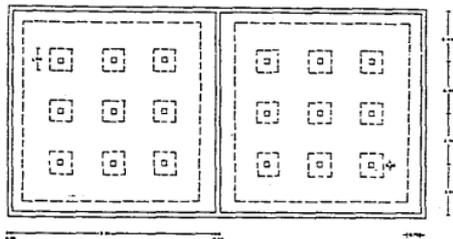
$$\begin{aligned} \text{Capacidad} &= 14.50 \times 61.41 \text{ lts/seg.} \\ &= 890.45 \text{ m}^3. \end{aligned}$$

En la actualidad, la población cuenta con un tanque superficial de 1000 m³, el cual es suficiente para abastecer a toda la población y se encuentra en buenas condiciones.

La zona alta de la población, cuenta con un tanque de almacenamiento de mampostería de piedra, con una capacidad de 150 m³, el cual tiene una elevación de plantilla de 162.03 m.

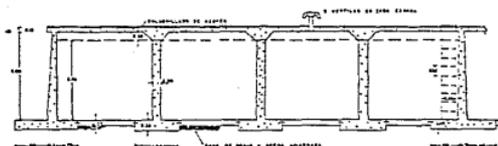
$$\begin{aligned} \text{Capacidad} &= 14.50 \times 12.28 \text{ lts/seg.} \\ &= 180.0 \text{ m}^3. \end{aligned}$$

Por lo tanto se requiere para esta zona un tanque de 200 m³ de capacidad, y considerando que el tanque actual presenta filtraciones de agua, se recomienda la construcción de un nuevo tanque, que de acuerdo a lo antes expuesto deberá ser superficial y de concreto armado.



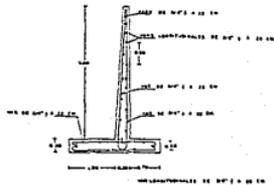
PLANTA

ESCALA 1/100



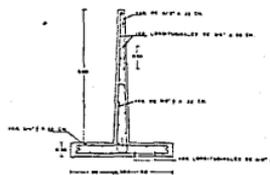
CORTE

ESCALA 1/50



DETALLE DE ARMADO MURO EXTERIOR

ESCALA 1/33



DETALLE DE ARMADO MURO INTERMEDIO

ESTUDIO DE MECANICA DE SUELOS PARA EL TANQUE DE PROYECTO.

CARACTERISTICAS ESTRATIGRAFICAS Y FISICAS DEL SUBSUELO.

La estratigrafía definida, mediante los sondeos efectuados, en el área que cubrirá la estructura proyectada es la siguiente.

PROFUNDIDAD (metros)	DESCRIPCION
0.0 - 1.0	Gravas redondeadas empacadas y compactadas en arena arcillosa, con un contenido de agua promedio de 10%.
1.0 - 2.0	Arcilla gris verdosa y café amarillenta, con 13% de gravas redondeadas, con un contenido medio de agua de 13%, con consistencia muy dura, con carbonato de calcio, y límite líquido de 45% y plástico de 18% según el sistema unificado de clasificación de suelos (SUCS), es del grupo CL. Se obtuvo una resistencia media en compresión confinada de 17 ton/m^2 , y un peso volumétrico medio de 2 ton/m^3 . La deformación unitaria por expansión al saturarse, bajo una presión de 3 ton/m^2 es deformación de 5.4%.

2.0 - 3.0

Arcilla gris verdosa y café amarillenta con gravas aisladas, con un contenido de agua medio de 15% de consistencia dura, con carbonato de calcio, de límite líquido de 23%, y plástico de 54%, de grupo CH., según SUCS., con resistencia media en compresión no confinada de 80 ton/m^2 de peso volumétrico medio de 2.15 ton/m^3 . La deformación unitaria por expansión al saturarse bajo una presión de 15 ton/m^2 es de 2.78%.

3.0 - 5.0

Arcilla gris y café amarillenta, con contenido medio de agua de 20% de consistencia dura, con gravas con carbonato de calcio, de límite líquido de 48%, y plástico de 15%, del grupo CL según SUCS, de resistencia media en compresión no confiada de 70 ton/m^2 de peso volumétrico medio de 2 ton/m^3 . La deformación unitaria por expansión al saturarse bajo una presión de 15 ton/m^2 es de 0.89%.

5.0 - 30.0

Arcilla café amarillenta o grisverdosa, con contenido medio de agua, de 25% de consistencia dura, con carbonato de calcio, de límite líquido de 55%, y plástico de 15%, del grupo CH, según SUCS., de resistencia media en compresión

no confinada de 50 ton/m^2 y peso volumétrico medio de 2 ton/m^3 .

El esfuerzo admisible del terreno es de 15 ton/m^2 .

CAPACIDAD DE CARGA.

Se determinó la capacidad de carga de los materiales de apoyo de las zapatas, aplicando el criterio de Skempton dado por la siguiente expresión:

$$q_u = C N_c$$

Donde:

q_u = Capacidad de carga última.

c = Cohesión del suelo.

N_c = Factor de capacidad de carga que depende de la relación D/B , siendo D , la profundidad de desplante y B el ancho de ésta.

Considerando un valor de la cohesión de 15 ton/m^2 , y saturando el material, se obtuvo una capacidad de carga última de 120 ton/m^2 , y dado que el incremento de presión recomendado es de 15 ton/m^2 , resultó un factor de seguridad de falla de 8, el cual es admisible.

CALCULO ESTRUCTURAL DEL TANQUE DE PROYECTO.

Capacidad: 200.00 m^3 .

Resistencia a la compresión especificada del concreto:

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

Resistencia especificada a la fluencia del refuerzo:

$$f_y = 1400 \text{ Kg/cm}^2.$$

Esfuerzo cortante permisible soportado por el concreto:

$$V_c = \text{Limitado a } 4.2 \text{ Kg/cm}^2.$$

Para utilizar las fórmulas, con éstos valores, resulta:

$$R = 15.94 \quad j = 0.872$$

LOSA DEL TECHO.

Estructuración: Apoyada en el perímetro.

Según el reglamento (ACI 318-83), 9.5.3

El peralte de la losa no será menor de 11,78 cm. y no mayor que 13.42 cm.

Por lo que consideramos $h = 12 \text{ cm}$.

Análisis de cargas:

$$\text{Mortero: } 0.04 \times 1500 \text{ Kg/m}^3 = 60$$

$$\text{Losa: } 0.12 \times 2400 \text{ Kg/m}^3 = 288$$

$$348 \text{ Kg/m}^2$$

$$\text{Carga viva: } 100 \text{ Kg/m}^2.$$

La resistencia a que debe diseñarse la losa será:

$$W = 1.4(348) + 1.7(100) = 657.2 \approx 660 \text{ Kg/cm}^2.$$

Como los claros son iguales, la carga repartida por lado será:

$$\frac{W}{2} = \frac{660}{2} = 330 \text{ Kg/m}^2$$

La carga total sobre la losa:

$$W_t = 330 \times 4.40 \text{ m.} = 1452 \text{ Kg.}$$

Momento flexionante máximo:

$$M = \frac{Wt \times L}{8} = \frac{1452 \times 4.40}{8} \times 100 = 79\ 860 \text{ Kgcm.}$$

Peralte de la losa:

$$d = \sqrt{\frac{M}{Rb}} = \sqrt{\frac{79\ 860}{15.94(100)}} = 7.08 \text{ cm.}$$

Considerando un recubrimiento de 3 cm. y el diámetro de las varillas, consideramos un peralte efectivo de 8.4 cm.

Area del acero de refuerzo. - El área requerida de refuerzo de tensión para cada faja central de un metro de ancho será:

$$A_s = \frac{M}{f_s \cdot j \cdot d}$$

$$A_s = \frac{79\ 860}{1400 \times 0.872 \times 8.4} = 7.78 \text{ cm}^2/\text{m.}$$

Se pondrán varillas de 1/2" separadas a 16 cm.

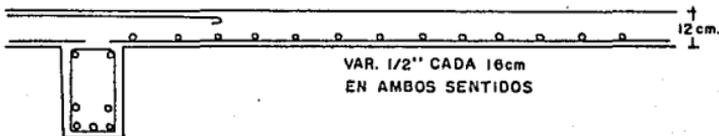
Revisión del esfuerzo cortante.

$$v = \frac{V}{bd} = \frac{726}{(100)(8.4)} = 0.86 \text{ Kg/cm}^2 < 4.2 \text{ Kg/cm}^2.$$

Revisión de los esfuerzos de adherencia.

$$u = \frac{V}{\sum o \cdot j \cdot d}$$

$$u = \frac{726}{3.7(4)(0.872)(8.4)} = 6.7 \text{ Kg/cm}^2 < 36.5 \text{ Kg/cm}^2.$$



TRABE DEL TECHO.

Cargas:

$$W_1 = \frac{4.40 \times 2.20}{2} \times 2 \times 660 \text{ Kg/cm}^2 = 6388.80 \text{ Kg.}$$

Para considerar el peso de la trabe suponemos:

$$h = 36 \text{ cm.} \quad y \quad b = 25 \text{ cm.}$$

$$W_c = 0.36 \times 0.25 \times 4.4 \times 2400 \text{ Kg/cm}^3 = 950.4 \text{ Kg.}$$

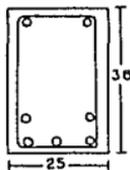
$$W_t = 6388.80 + 950.40 = 7339.2 \text{ Kg.}$$

Momento máximo:

$$M = \frac{W_t \times L}{8} = \frac{(7339.2)(4.4)(100)}{8} = 403\,656 \text{ Kgcm.}$$

Peralte:

$$d = \sqrt{\frac{M}{R_b}} = \sqrt{\frac{403\,656}{15.94 \times 25}} = 31.93 \text{ cm.} \approx 32 \text{ cm.}$$



Acero de refuerzo:

$$A_s = \frac{M}{f_s j d}$$

$$A_s = \frac{403\,656}{1400(0.872)(32)} = 10.33 \text{ cm}^2.$$

7 varillas del no. 5

El peso total estimado sobre la trabe es 7 339.2 Kg y como se tiene una longitud de 4.4 m., el peso por metro lineal será de:

$$w = \frac{7339.2}{4.4} = 1668 \text{ Kg/m.}$$

Por lo que el valor del cortante a una distancia d , del apoyo será:

$$V = \frac{7339.2}{2} - \frac{32}{100} \times 1668 = 3135.84 \text{ Kg.}$$

Revisión del esfuerzo cortante:

$$v = \frac{V}{bd}$$

$$v = \frac{3135.84}{25 \times 32} = 3.92 < 4.20 \text{ Kg/cm}^2.$$

Empuje del agua:

$$E_a = \frac{\gamma h^2}{2} = \frac{(1000)(3.2)^2}{2} = 5120 \text{ Kg.}$$

El momento de volteo vale:

$$M_v = 5120 (1.07 + 0.30) = 7014.40 \text{ Kgm.}$$

Por lo que el factor de seguridad al volteo vale:

$$F.S.v = \frac{14\ 109.12}{7\ 014.40} = 2.01$$

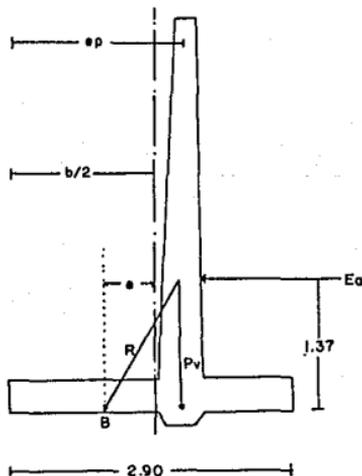
Los factores de seguridad al volteo que generalmente se emplean son de 1.5 para materiales granulares y de 2.0 para materiales cohesivos.

Factor de seguridad al deslizamiento:

$$F.S.d = \frac{7488 \times 0.65}{5120} = 1.0$$

Este factor debe ser cuando menos 1.5, por lo que usaremos un espaldón en la base.

Cálculo del punto de aplicación de la resultante:



Tomando momentos con respecto a B:

$$M_B = 5120 (1.37) - 7488 \left(ep - \frac{b}{2} + 2 \right) = 0$$

$$ep = \frac{14\,109.12}{7\,488.00} = 1.88$$

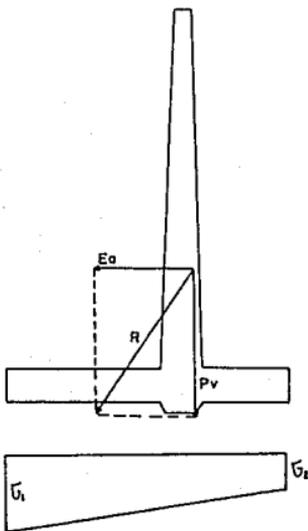
$$M_B = 5120 (1.37) - 7488(1.88 - 1.4 + e) = 0$$

$$e = \frac{3388.48}{7488.00} = 0.45 \text{ m.}$$

Lo que indica que la resultante cae dentro del núcleo central ya que:

$$\frac{b}{6} = \frac{2.80}{6} = 0.47 > 0.45 \text{ m.}$$

Cálculo de las presiones que el muro transmite al suelo:



Se sabe que:

$$\sigma = \frac{P}{A} + \frac{M \cdot c}{I} = \frac{P}{A} \left(1 + \frac{6 \cdot e}{b} \right)$$

$$\bar{v}_1 = \frac{7488}{280 \times 100} \left(1 + \frac{6 \times 45}{280} \right) = 0.267(1 + 0.96) = 0.52 \text{ Kg/cm}^2.$$

$$\bar{v}_2 = \frac{7488}{280 \times 100} \left(1 - \frac{6 \times 45}{280} \right) = 0.267(1 - 0.96) = 0.01 \text{ Kg/cm}^2.$$

Como 0.52 y 0.01 Kg/cm², son ambos positivos y menores que 1.5 Kg/cm², se tiene que no hay tensiones en la base y que el suelo resiste las presiones del muro.

Cálculo de la pantalla:

La pantalla se calcula como un cantiliver empotrado a la zapata.

Empuje del agua:

$$E_a = 5120 \text{ Kg.}$$

Momento en el empotramiento vale:

$$M = E_a \times h/3 = 5120 \times 1.07 \times 100 = 547\,840 \text{ Kgcm,}$$

Por lo tanto:

$$d = \sqrt{\frac{M}{R_b}} = \sqrt{\frac{547\,840}{15.94 \times 100}} = 18.5 \text{ cm.}$$

Revisión al cortante:

La fuerza que provocará corte será: $V = 5120 \text{ Kg.}$

$$v = \frac{V}{bd} = \frac{5120}{100 \times 18.5} = 2.77 \text{ Kg/cm}^2 < 4.2 \text{ Kg/cm}^2.$$

Cálculo del refuerzo:

El refuerzo de acero para la pantalla es de:

$$A_s = \frac{M}{f_s j d} = \frac{547\,840}{1400 \times 0.872 \times 18.5} = 24.2 \text{ cm}^2.$$

Empleando varillas del No. 5 = 5/8" ($A_v = 1.99 \text{ cm}^2$),

$$\text{Número de varillas de } 5/8" = \frac{24.20}{1.99} = 12.16 \approx 13 \text{ varillas.}$$

Se emplearán varillas de 5/8" a cada 28 cm.

Refuerzo por temperatura: $A_s = 0.0020 \times b \times d$

$$A_s = 0.0020 \times 100 \times 18.50 = 3.708 \text{ cm}^2/\text{m.}$$

Se emplearán varillas de 5/8" a cada 30 cm.

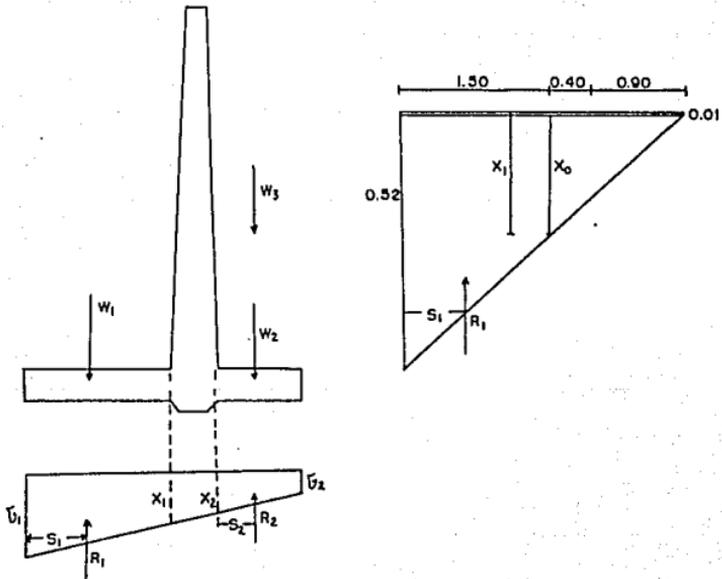
Revisión por adherencia:

$$u = \frac{V}{\phi_o j d} = \frac{5120}{5 \times 13 \times 0.872 \times 18.5} = 4.88 \text{ Kg/cm}^2$$

El valor de 4.88 Kg/cm^2 es menor que el admisible de

$$u = \frac{3.2 \sqrt{f'c}}{D} = 28.9 \text{ Kg/cm}^2$$

Cálculo de la zapata del muro.



Se analizará primero, el pie o punta de la zapata ya que es la que se encuentra sometida a esfuerzos mayores. Para esto, es necesario calcular el valor de X_1 , el valor de S_1 y el de R_1 .

El valor de X_1 se puede obtener por relación de triángulos:

$$\frac{0.52 - 0.01}{280} = \frac{X_0}{130} \quad X_0 = 0.237 \text{ Kg/cm}^2.$$

$$X_1 = 0.237 + 0.01 = 0.247 \text{ Kg/cm}^2$$

$$W_1 = 2400 \times 1.5 \times 0.30 \times 1.0 = 1080 \text{ Kg.}$$

$$\text{Cálculo de } R_1 = \left(\frac{0.52 + 0.247}{2} \right) (150)(100) = 5752.5 \text{ Kg.}$$

Momento debido a la zapata:

$$M_1 = 1080 \times 75 = 81\,000 \text{ Kgcm.}$$

$$S_1 = \frac{150}{3} \times \left[\frac{0.52 + 2(0.247)}{0.52 + 0.247} \right] = 66.10 \text{ cm.}$$

$$M_2 = R_1(1.5 - S_1) = (5752.5)(83.9) = 482\,634.75 \text{ Kgcm.}$$

$$M = M_2 - M_1 = 482\,634.75 - 81\,000 = 401\,634.75 \text{ Kgcm.}$$

$$d = \sqrt{\frac{M}{R_b}} = \sqrt{\frac{401\,634.75}{15.94 \times 100}} = 15.87 \text{ cm.}$$

Peralte efectivo supuesto: 23 cm,

Revisión del pie a corte:

La fuerza resultante que provoca corte vale:

$$V = R_1 - W_1 = 5752.5 - 1080 = 4672.5 \text{ Kg.}$$

$$v = \frac{V}{bd} = \frac{4672.5}{100 \times 23} = 2.03 \text{ Kg/cm}^2 < 4.2 \text{ Kg/cm}^2.$$

Cálculo del refuerzo:

$$A_s = \frac{M}{f_s \cdot j \cdot d} = 14.30 \text{ cm}^2$$

Empleando varillas de 5/8".

$$\text{Número de varillas} = \frac{14.30}{1.99} = 7.19 = 8 \text{ varillas.}$$

Se emplearán varillas de 5/8" a cada 18 cm.

Refuerzo por temperatura:

$$A_s = 0.0020 \times 100 \times 23 = 4.6 \text{ cm}^2/\text{m.}$$

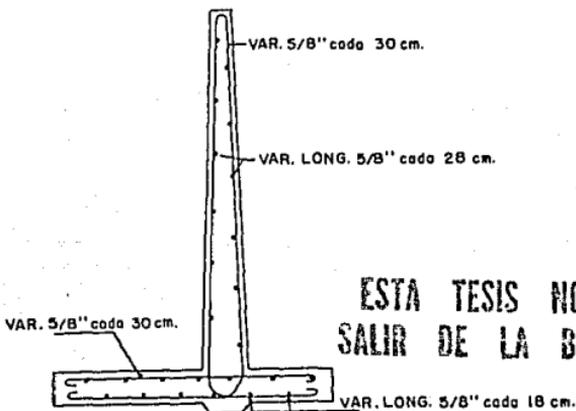
Se usarán varillas de 5/8" a cada 30 cm.

Revisión por adherencia:

$$u = \frac{V}{\phi_o j d} = \frac{4672.50}{8 \times 5 \times 0.872 \times 23} = 5.82 \text{ Kg/cm}^2.$$

El valor de 5.82 Kg/cm^2 es mucho menor que el máximo permitido.

El análisis del talón de la zapata se realizó en la misma forma que el análisis del pie, requiriendo el talón menos acero de refuerzo aunque usaremos el mismo diámetro de varillas separadas de la misma forma que el pie de la zapata.



**ESTA TESIS NO DEBE
SALIR DE LA BIBLIOTECA**

LOSA DEL FONDO.

Análisis de cargas:

$$\begin{array}{r} \text{Peso del agua:} \quad 3\,200 \text{ Kg/m}^2, \\ \text{Empuje del terreno:} \quad \frac{5\,000 \text{ Kg/m}^2}{1\,800 \text{ Kg/m}^2}. \end{array}$$

Se calcularán las losas de 4 m. x 4 m. considerando una carga de $1\,800 \text{ Kg/m}^2$.

Como los claros son iguales la carga repartida por lado será:

$$\frac{W}{2} = \frac{1800}{2} = 900 \text{ Kg/m}^2$$

Carga total sobre la losa considerando 1 m. de ancho:

$$W_t = 900 \times 4.0 = 3\,600 \text{ Kg}$$

Momento máximo:

$$M = \frac{W_t \times L}{8} = \frac{3600 \times 4 \times 100}{8} = 180\,000 \text{ Kgcm.}$$

Peralte de la losa:

$$d = \sqrt{\frac{M}{R_b}} = \sqrt{\frac{180\,000}{15.94 \times 100}} = 10.62 \text{ cm.}$$

Peralte efectivo será 11.9 cm. considerando una altura de 15 cm.

Acero de refuerzo:

$$A_s = \frac{M}{f_s \cdot j \cdot d} = \frac{180\,000}{1400(0.872)(11.9)} = 12.39 \text{ cm}^2/\text{m.}$$

Se usarán varillas de 5/8" cada 16 cm.

Revisión por cortante:

$$v = \frac{V}{bd} = \frac{1800}{100 \times 11.9} = 1.5 \text{ Kg/cm}^2 < 4.2 \text{ Kg/cm}^2,$$

Revisión por adherencia:

$$u = \frac{1800}{4.5 \times 0.872 \times 11.9} = 7.7 \text{ Kg/cm}^2 < u \text{ admisible.}$$

TRABE DEL FONDO.

Análisis de cargas:

$$Wt = (4 \times 2)m^2 \times 1800 \text{ Kg/m}^2 = 14\,400 \text{ Kg,}$$

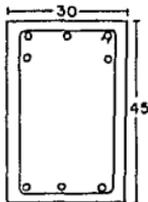
El momento flexionante máximo:

$$M = \frac{Wt \times L}{8} = \frac{14\,400(4)(100)}{8} = 720\,000 \text{ Kgcm.}$$

Peralte:

$$d = \sqrt{\frac{M}{Rb}} = \sqrt{\frac{720\,000}{15.94 \times 30}} = 38.80 \text{ cm.}$$

Peralte efectivo = 42 cm.



$$A_s = \frac{720\,000}{1400 \times 0.872 \times 42} = 14.04 \text{ cm}^2.$$

8 varillas del No. 5 (5/8").

El peso/m:

$$w = 14\,400/4 = 3\,600 \text{ Kg/m,}$$

El cortante a una distancia d , del apoyo vale:

$$V = \frac{14\,400}{2} - \left(\frac{42}{100} \times 3600\right) = 5488 \text{ Kg.}$$

Revisión del esfuerzo cortante:

$$v = \frac{V}{bd} = \frac{5488}{30 \times 45} = 4.07 < 4.20 \text{ Kg/cm}^2.$$

Revisión por adherencia:

$$u = 7.86 \text{ Kg/cm}^2 \quad \text{Lecho superior.}$$

$$u = 13.10 \text{ Kg/cm}^2 \quad \text{Lecho inferior.}$$

Ambos son menores que los esfuerzos de adherencia permisibles.

V. CALCULO DE LA RED DE DISTRIBUCION.

Un sistema de distribución de agua potable, tiene como finalidad suministrarla en diversas zonas de la población en cantidad suficiente y de calidad adecuada, además de la presión necesaria para satisfacer las necesidades de los consumidores. El servicio se dará a base de tomas domiciliarias.

Tuberías.- Se denominan de la siguiente manera, de acuerdo con la magnitud de sus diámetros:

- a) Líneas de alimentación.
- b) Tuberías principales o troncales.
- c) Líneas secundarias.

Líneas de alimentación.- Es la tubería que suministra agua directamente a la red de distribución. En el caso que haya vías de una línea de alimentación, la suma de los gastos que escurren en estas líneas hacia la red de distribución, deberá ser igual al gasto máximo horario.

Tubería principal o troncales.- Siguen en importancia en cuanto al gasto que por ellas escurre, a la o las líneas de alimentación, a las líneas principales o troncales están conectadas las líneas secundarias o de relleno.

Líneas secundarias.- Una vez localizadas las tuberías de alimentación y las principales, a las tuberías restantes para cubrir la totalidad de las calles se les llama tuberías secundarias.

Los factores determinantes del proyecto son: la presión en la red, la topografía de la localidad y el alineamiento de las calles.

TIPOS DE REDES DE DISTRIBUCION.

RED ABIERTA O DE RAMIFICACIONES SUCCESIVAS.

En este sistema se coloca una tubería principal, en la zona de mayor servicio, dicha tubería irá disminuyendo de diámetro, en la medida en que se aleja del punto de alimentación y de ella partirán tuberías de menor diámetro. La desventaja de este sistema es que si llega a haber una descompostura en la rama principal, se quedará la mayor parte de la localidad sin servicio de agua.

RED CERRADA O CIRCUITO.

Este sistema está constituido por un eje principal y una serie de tramos que se cierran sobre el anterior para dar servicio a todas las calles. La circulación del agua es continua, evitando así asentamientos de partículas que causan disminución de sus cualidades que lo acreditan como agua potable. Este sistema se utiliza generalmente en poblaciones grandes y cuando la topografía lo permite.

La red de distribución de la localidad, deberá ser ampliada y modificada, utilizando tubería nueva en donde sea necesario aprovechando la ya existente.

CALCULO DE LA RED DE DISTRIBUCION.

Para el cálculo de la red de distribución, se siguieron los pasos que a continuación se mencionan, Utilizando el método de la tubería virtual.

* Proponer las líneas de distribución abarcando las zonas más ampliamente pobladas.

* Diseñar circuitos si es posible, partiendo del tanque de almacenamiento y localizar el punto más bajo o punto de equilibrio.

* Definir los tramos de cada línea de acuerdo a las longitudes de las calles donde se ubican.

* Calcular el gasto máximo y el gasto unitario de acuerdo a las siguientes fórmulas.

$$Q_{m\acute{a}x.} = \frac{\text{No.hab.} \times \text{D.E.} \times K1 \times K2}{86\ 400}$$

$$q_u = \frac{Q_{m\acute{a}x.}}{L} \quad q \text{ parc.} = q_u \times L_i$$

Donde:

D.E. = Dotación específica.

K1 = Coeficiente horario = 1.5

K2 = Coeficiente de variación diaria = 1.8

q_u = Gasto unitario.

L = Longitud total de la red.

q parc. = Gastos parciales.

L_i = Longitudes parciales.

* Calcular los gastos parciales y acumulados, partiendo desde el punto de equilibrio hasta el tanque de almacenamiento.

* Con los gastos acumulados y sus respectivas longitudes, calcular los valores de A y $A^{1.2}$ para cada tramo de cada tubo, haciendo las sumas respectivas de las A para cada tramo,

$$A = LQ^{1/3}$$

* Teniendo ya los valores de $A^{1.2}$, diseñar las combinaciones en las bifurcaciones para calcular las H rectangulares de cada circuito, empezando por el circuito más alejado.

* Calcular la carga por perder en todo el sistema de distribución.

$$\text{Carga por perder} = \text{Cota tanque} - (\text{Cota P.E.} + 10)$$

P.E. = Punto de equilibrio.

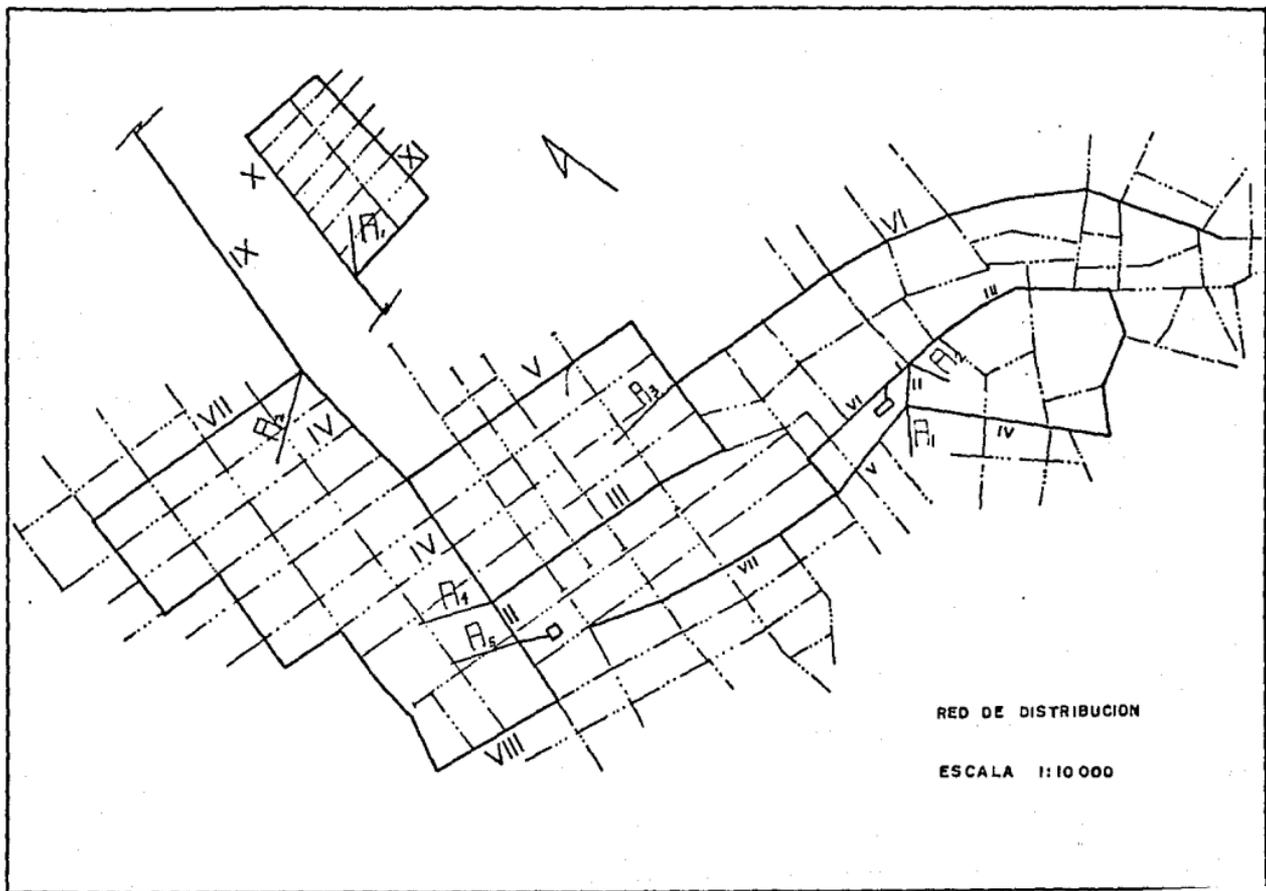
* Conociendo la carga por perder se determina la pérdida económica para los tramos del primer tubo.

$$\frac{\text{Carga por perder}}{A + H} \times \left(\frac{A_1}{A_n} \right)$$

* Se calculan los diámetros de los tramos del primer tubo utilizando el nomograma de Williams y Hazen y se determina la pérdida efectiva para cada tramo.

* Con la cota del tanque y las pérdidas efectivas, se determinan las cotas piezométricas hasta llegar a la primera bifurcación.

* Los siguientes tubos se determinarán considerando la nueva carga por perder.



RED DE DISTRIBUCION

ESCALA 1:10 000

* Se continúa la secuencia anotada para el primer tubo en el caso de tubería con bifurcación abajo.

CALCULO DE LA RED. (ZONA BAJA).

$$Q_{\text{máx.}} = \frac{(21\ 223)(200)(1.5)(1.8)}{86\ 400} = 132.64 \text{ lts/seg.}$$

$$q_u = \frac{132.64}{7266 \text{ m.}} = 0.01825 \text{ lts/seg/m.}$$

Combinaciones en las bifurcaciones:

$$H_1 = (\xi A_{10}^{1.2} + \xi A_{11}^{1.2})^{5/6}$$

$$H_2 = (\xi A_7^{1.2} + \xi A_9^{1.2} + H_1^{1.2})^{5/6}$$

$$H_3 = (\xi A_5^{1.2} + \xi A_6^{1.2})^{5/6}$$

$$H_4 = (\xi A_{4'}^{1.2} + \xi A_4^{1.2} + \xi A_3^{1.2} + H_3^{1.2} + H_2^{1.2})^{5/6}$$

$$H_5 = (\xi A_2^{1.2} + \xi A_8^{1.2} + H_4^{1.2})^{5/6}$$

$$H_1 = (1290.21 + 3322.68)^{5/6} = 1130.61$$

$$H_2 = (6463.46 + 6994.85 + 1130.61^{1.2})^{5/6} = 3527.68$$

$$H_3 = (3613.69 + 9497.59)^{5/6} = 2700.04$$

$$H_4 = (3429.50 + 3724.57 + 8451.74 + 2700.04^{1.2} + 3527.68^{1.2})^{5/6} =$$

$$= 7794.37$$

$$H_5 = (1821.04 + 5327.65 + 7794.37^{1.2})^{5/6} = 8774.83$$

$$\text{Carga por perder} = 132.50 - (88.29 + 10) = 34.21 \text{ m.}$$

CALCULO DE LA RED. (ZONA ALTA).

$$Q_{\text{máx.}} = \frac{(5 \ 306)(20Q)(1.5)(1.8)}{86 \ 400} = 33.16 \text{ lts/seg.}$$

$$q_u = \frac{33.16}{2416 \text{ m.}} = 0.01361 \text{ lts/seg/m.}$$

Combinaciones en las bifurcaciones:

$$H_1 = (\xi A_4^{1.2} + \xi A_5^{1.2} + \xi A_7^{1.2})^{5/6}$$

$$H_2 = (\xi A_3^{1.2} + \xi A_2^{1.2} + H_1^{1.2})^{5/6}$$

$$H_3 = (\xi A_1^{1.2} + \xi A_6^{1.2} + H_2^{1.2})^{5/6}$$

$$H_1 = (1751.21 + 1398.80 + 2892.80)^{5/6} = 1415.90$$

$$H_2 = (3415.66 + 629.94 + 1415.90^{1.2})^{5/6} = 2170.30$$

$$H_3 = (747.11 + 876.72 + 2170.30^{1.2})^{5/6} = 2457.73$$

$$\text{Carga por perder} = 162.03 - (107.11 + 10) = 44.92 \text{ m.}$$

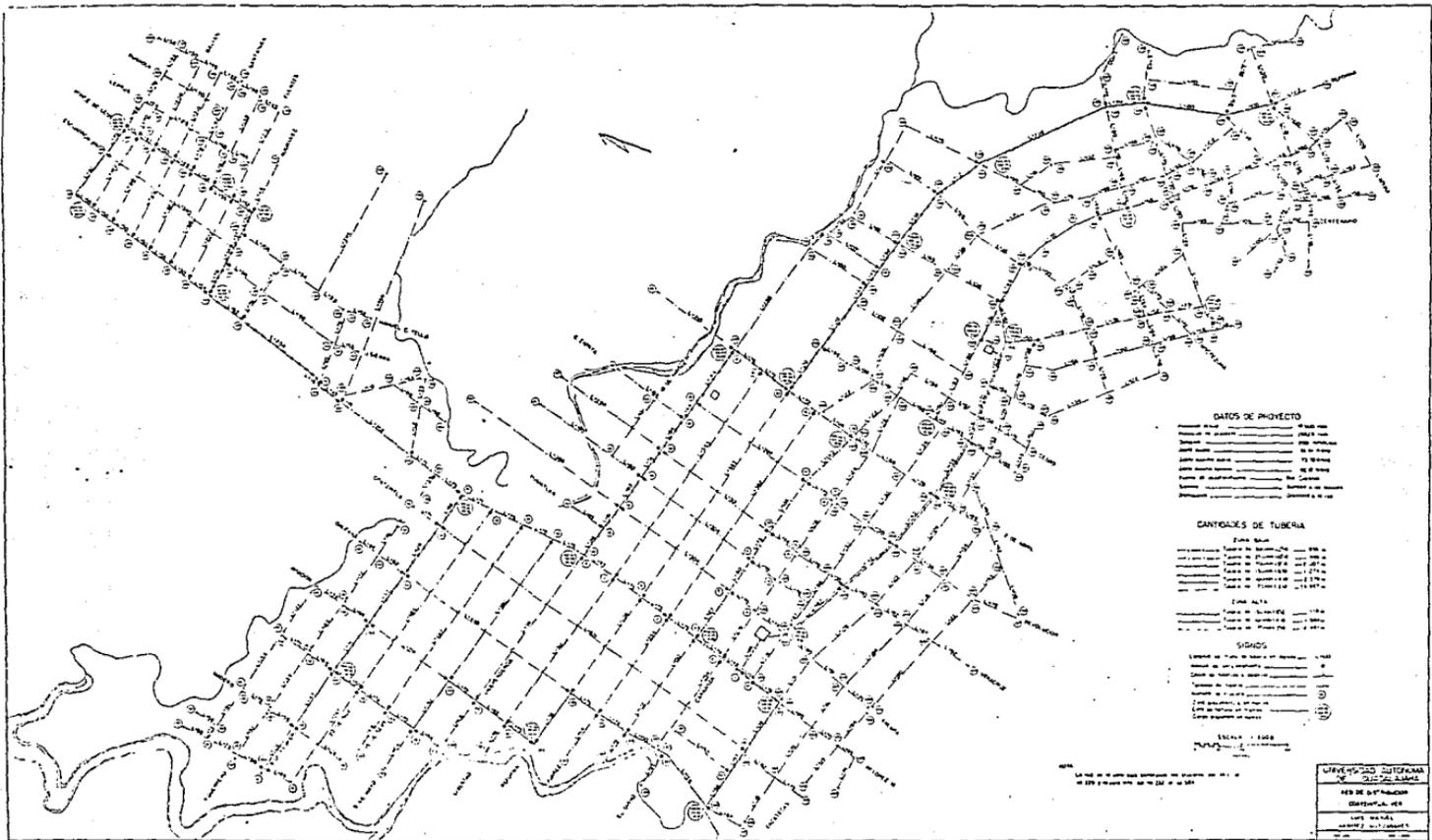
CALCULO DE LA RED ZONA BAJA

TRAMO	UBICACION		LONG	GASTOS		A	A ^{1,2}	PERD. ECONOM.	DIAM.	PERD. EFECT.	COTAS		CARGA DISP.
	CALLE	ENTRE		PARC.	ACUM						FERRENO	PIEZ.	
Tubo I	-	-	85	1.552	132.640	433.49	1460.07	1.61	12"	0.97	120.00	131.53	11.53
Tubo II													
1	Av. López Mateos.	Berriozarvati - Carranza	46	0.840	114.472	223.35	658.85	0.89	12"	0.38	112.20	131.15	11.95
2	Av. López Mateos.	Carranza - Mina	74	1.351	113.632	358.43	1162.19	1.42	12"	0.60	113.70	130.50	16.85
Tubo III						581.78	1821.04						
1	Mina	López Mateos - Xalapa	127	2.318	49.962	467.75	1599.63	2.07	12"	0.23	112.80	130.30	17.52
2	Mina	Xalapa - Zaragoza	80	1.460	47.644	290.02	901.39	1.28	12"	0.14	112.50	130.18	17.68
3	Mina	Zaragoza - Veracruz	75	1.369	46.184	269.09	823.89	1.19	12"	0.11	112.00	130.07	18.07
4	Mina	Veracruz - Revolución	135	2.464	44.815	475.52	1649.05	2.12	12"	0.19	111.73	129.98	18.10
5	Mina	Revolución - 2 Abril	140	2.556	42.351	483.00	1883.04	2.15	12"	0.19	111.40	129.70	18.10
6	2 de Abril	Mina - Juárez	98	1.789	39.795	334.59	1070.05	1.48	12"	0.11	99.80	129.59	30.79
7	2 de Abril	Juárez - Reforma	72	1.314	38.006	242.07	725.57	1.07	10"	0.18	97.20	129.41	32.21
Tubo IV						2571.03	8451.74						
1	Av. López Mateos.	Mina - Juárez	75	1.369	62.319	297.25	928.80	1.64	12"	0.19	99.10	130.26	31.26
2	Av. López Mateos.	Juárez - Reforma	73	1.333	50.950	287.29	391.29	1.59	10"	0.45	97.82	129.91	32.09
3	Av. López Mateos.	Reforma - Libertad	73	1.333	59.517	285.18	323.36	1.59	10"	0.45	94.80	129.26	34.66
4	Av. López Mateos.	Libertad - Independencia	33	1.315	54.284	321.31	1021.21	1.78	10"	0.45	92.86	129.01	36.15
Tubo IV*						1191.60	3724.57						
1	Av. López Mateos.	Independencia - 5 de Mayo	75	1.369	56.769	288.2	394.78	1.53	10"	0.37	92.20	128.61	36.44
2	Av. López Mateos.	5 Mayo - 18 Sept.	72	1.314	55.400	274.47	843.73	1.52	10"	0.35	91.80	128.23	36.49
3	Av. López Mateos.	18 Sept. - 20 Nov.	75	1.369	54.086	283.5	377.52	1.52	10"	0.35	91.15	127.94	36.79
4	Av. López Mateos.	20 Nov. - 5 Febrero	71	1.296	52.717	266.2	813.37	1.47	10"	0.31	90.85	127.63	36.78
Tubo V						1112.5	3429.50						
1	2 de Abril	Reforma - Libertad	72	1.314	12.833	168.57	470.04	3.30	9"	0.07	95.10	129.34	34.24
2	2 de Abril	Libertad - Independencia	78	1.424	11.519	176.1	495.54	3.45	8"	0.06	94.00	129.27	35.28
3	Independencia	2 de Abril - Revolución	144	2.629	10.095	311.2	981.02	6.10	8"	0.10	91.88	129.13	35.30
4	Independencia	Revolución - Zapata	44	0.803	7.466	86.0	209.59	1.69	8"	0.02	93.73	129.16	35.43
5	Independencia	E. Zapata - Veracruz	84	1.533	5.633	158.0	435.11	3.10	8"	0.03	93.70	129.17	35.43
6	Independencia	Veracruz - Zaragoza	74	1.351	5.130	127.6	336.61	2.50	5"	0.07	93.52	129.05	35.54
7	Independencia	Zaragoza - Xalapa	80	1.460	3.779	124.6	277.08	2.44	4"	0.04	93.15	129.02	35.57
8	Independencia	Xalapa - Morfios	61	1.114	2.319	80.7	129.32	1.58	5"	0.01	92.36	129.01	36.15
9	Independencia	Morfios - Av. López M.	66	1.205	1.205	70.2	164.38	1.38	6"	0.01	92.96	129.01	36.15
Tubo VII						1303.2	3613.69						
1	5 de Febrero	Av. L.M. - Coatzacoatlán	85	1.552	19.09	227.1	672.45	2.53	3"	0.19	80.70	127.44	36.74
2	5 de Febrero	Coatzacoatlán - Galeana	128	2.337	17.54	232.5	1052.39	3.70	3"	0.24	90.45	127.20	36.75
3	5 de Febrero	Galeana - Aviación	130	2.373	15.20	322.0	1022.18	3.59	3"	0.18	90.10	127.02	36.92
4	5 de Febrero	5 de Febrero - 20 Nov.	131	2.391	12.63	306.6	963.93	3.31	5"	0.37	90.10	126.45	38.74
5	Carrimas	5 de Febrero - 20 Nov.	65	1.241	10.44	148.5	404.12	1.65	5"	0.20	89.88	126.25	36.37
6	Carrimas	20 Nov. - 16 Sept.	74	1.351	9.20	155.0	425.20	1.73	4"	1.30	89.49	124.95	35.46
7	Carrimas	16 Sept. - 5 Mayo	70	1.278	7.84	139.1	373.29	1.55	4"	0.35	89.00	124.10	35.10
8	5 de Mayo	Carrimas - Aviación	130	2.373	6.57	243.4	730.78	2.71	4"	1.20	88.70	122.90	34.20
9	Aviación	5 Mayo - Independencia	72	1.314	4.19	116.1	300.62	1.29	4"	0.27	88.70	122.63	33.93

TRAMO	UBICACION		LONG	GASTOS		A	A ^{1.2}	PERD ECONOM	DIAM.	PERD. EFECT.	COTAS		CARGA DISP.
				PARC.	ACUM.						TERRENO	PIEZ.	
	CALLE	ENTRE											
10	Aviación	Independencia-Libertad	87	1.515	2.884	118.14	306.83	1.32	4"	0.16	88.50	122.47	33.97
11	Aviación	Libertad - Reforma	75	1.369	1.369	83.28	201.67	0.93	4"	0.04	88.29	122.43	34.14
Tubo VII						2192.38	6463.46						
1	Av. López Mateos	Carranza - Ferrizozaval	37	0.502	15.511	34.20	204.35	1.59	8"	0.06	117.00	131.37	14.47
2	Av. López Mateos	Berriozaval-Carranvacas	79	1.482	16.009	199.10	573.98	3.75	6"	0.52	116.80	130.95	14.15
3	Cuernavaca	Av. López M. - Coatzacoatlán	115	2.464	14.567	379.70	1051.35	6.22	5"	0.70	112.20	130.25	18.05
4	Cuernavaca	Coatzacoatlán -	57	1.041	12.103	130.87	346.90	2.47	3"	1.60	112.15	128.55	16.50
5	Cuernavaca	- Galeana	86	1.570	11.062	191.82	548.19	3.51	4"	2.00	111.55	125.45	15.10
6	Galeana	Cuernavaca - El Guero	138	2.519	9.492	292.19	909.49	5.51	4"	2.30	95.20	124.35	29.15
7	Galeana	El Guero - Mina	100	1.825	6.373	191.05	545.22	3.60	4"	1.10	92.80	123.35	30.45
8	Galeana	Mina - Juárez	74	1.351	5.148	127.77	337.08	2.41	4"	0.40	92.20	122.35	30.65
9	Galeana	Juárez - Reforma	73	1.333	3.797	113.89	293.61	2.15	4"	0.24	90.10	122.61	32.51
10	Reforma	Galeana - Aviación	115	2.464	2.464	182.14	515.48	1.44	4"	0.20	88.29	122.43	34.12
Tubo IX						1752.73	5327.65						
1	Av. López Mateos	5 Febrero - Guerrero	73	1.333	32.327	232.55	691.53	2.49	10"	0.15	90.72	127.48	35.75
2	Av. López Mateos	Guerrero -	71	1.296	30.394	223.02	657.69	2.39	10"	0.12	90.55	127.56	36.71
3	Av. López Mateos	- Xalapa	202	3.587	29.698	625.55	2267.32	5.50	10"	0.33	91.20	127.03	35.93
4	Av. López Mateos	Xalapa -	45	0.821	26.011	133.33	354.75	1.17	8"	0.16	91.20	126.87	35.67
5	Av. López Mateos	-	18	0.329	25.190	52.77	115.63	0.46	8"	0.07	91.20	125.80	35.60
6	Av. López Mateos	-	204	3.724	24.861	595.391	2136.80	5.23	8"	0.65	92.00	126.15	34.15
7	Av. López Mateos	- Rodríguez	92	1.679	21.137	254.37	770.13	2.23	9"	0.22	92.81	125.93	33.10
Tubo X						2116.98	6994.85						
1	Av. López Mateos	Rodríguez - E. Fuentes	54	0.926	6.555	101.06	254.39	1.02	4"	0.47	93.60	125.46	31.85
2	Av. López Mateos	E. Fuentes - E. Razzo	50	0.913	5.569	98.67	217.31	3.54	4"	0.31	94.12	125.15	31.43
3	Av. López Mateos	E. Razzo - Vega S.	55	1.004	4.556	91.84	226.80	3.66	4"	0.25	94.70	124.30	30.20
4	Av. López Mateos	Vega Sant. - F. Sarabia	50	0.913	3.652	77.00	183.56	3.07	4"	0.16	95.27	124.74	29.47
5	Av. López Mateos	F. Sarabia - H.E. Galván	50	0.913	2.739	64.96	163.61	2.79	4"	0.09	95.80	124.55	28.85
6	Av. López Mateos	H.E. Galván - E. Lasarín	50	0.913	1.826	61.11	139.11	2.14	4"	0.05	96.40	124.60	28.20
7	Av. López Mateos	E. Lasarín - V. Carranza	50	0.913	0.913	48.51	105.43	8.40	4"	0.02	96.20	124.53	28.39
Tubo XI						538.11	1290.21						
1	Rodríguez	Av. López M. - J. Sierra	78	1.420	12.903	182.95	518.55	0.22	8"	0.08	98.00	125.35	27.85
2	Rodríguez	J. Sierra - Escudadrón	36	0.657	11.483	81.22	195.70	0.10	3"	0.03	101.10	125.32	24.72
3	Rodríguez	Escudadrón - Manuel C.T.	37	0.675	10.826	81.85	197.53	0.10	8"	0.07	102.20	125.79	23.69
4	Rodríguez	Manuel C.T. - Ponce L.	50	0.913	10.151	108.26	276.29	0.13	8"	0.03	107.00	125.76	18.76
5	Ponce de León	Rodríguez - E. Fuentes	52	0.949	9.238	109.11	278.89	0.13	6"	0.12	110.00	125.64	15.64
6	Ponce de León	E. Fuentes - E. Razzo	50	0.913	8.299	101.19	254.78	0.12	6"	0.10	114.90	125.54	10.64
7	Ponce de León	E. Razzo - V. Santander	54	0.986	7.375	105.12	266.69	0.13	6"	0.08	115.00	125.46	10.46
8	Ponce de León	Vega Sant. - F. Sarabia	46	0.840	6.390	85.3	207.74	3.06	5"	0.06	114.90	125.40	10.50
9	Ponce de León	F. Sarabia - Galván	50	0.912	5.550	88.53	217.01	3.18	3"	0.32	105.80	125.08	19.28
10	Ponce de León	Galván - E. Lasarín	42	0.767	4.637	70.04	163.83	2.51	4"	0.19	100.00	124.89	24.89
11	Ponce de León	E. Lasarín - V. Carranza	32	0.584	3.370	50.24	109.97	1.80	4"	0.10	100.00	124.79	24.79
12	V. Carranza	Ponce de L. - Escudadrón	70	1.278	3.295	104.00	263.50	3.73	4"	0.16	98.60	124.63	26.03
13	V. Carranza	Escudadrón - Av. López M.	110	2.008	2.008	138.78	372.20	4.98	4"	0.11	96.20	124.52	28.32
						1306.72	3322.68						

Calculo de la Red ZONA ALTA

TRAMO	UBICACION		LONG.	GASTOS		A	A ¹²	PERD. ECONOM.	DIAM.	PERD. EFECT.	COTAS		CARGA DISP.
	CALLE	ENTRE		PARC.	ACUM.						TERRENO	PIEZ.	
Tubo I	-	-	35	0.476	33.161	112.44	289.15	1.27	6"	0.84	154.10	141.19	7.09
Tubo I'	Berriozaval	-	81	1.103	28.709	248.02	747.11	4.52	6"	1.45	153.52	159.74	6.22
Tubo II	Azueta	Berriozaval - Azueta	32	1.116	18.064	215.15	620.94	5.62	4"	4.60	144.30	155.14	10.84
Tubo III													
1	Azueta	For - P. Orozco	96	1.307	9.542	203.62	539.53	7.50	4"	1.70	149.00	158.04	9.04
2	Azueta	P. Orozco-P. Orozco	12	0.151	3.235	24.23	45.84	0.39	4"	0.17	149.00	157.87	3.87
3	Azueta	P. Orozco-Nicolás B	105	2.518	8.072	371.11	1211.71	13.66	4"	2.30	147.20	155.57	5.37
4	Azueta	Nicolás Bravo -	62	0.344	5.554	109.30	231.00	4.04	3"	1.60	141.45	153.97	12.51
5	Azueta	- Moctezuma	95	1.307	4.710	160.92	444.56	5.92	3"	1.80	135.00	152.17	16.17
6	Moctezuma	Azueta - Centenario	60	0.817	3.493	80.25	222.09	3.12	3"	0.63	135.10	151.54	16.44
7	Moctezuma	Centenario -	69	0.939	2.586	94.71	235.33	3.49	3"	0.42	130.00	151.12	21.12
8	Moctezuma	-	121	1.647	1.647	142.89	385.50	5.26	3"	0.33	107.11	150.78	43.68
						1197.53	3415.66						
Tubo IV													
1	-	Azueta - Cuernavaca	60	0.817	5.909	108.37	276.94	6.39	4"	0.43	130.00	154.71	24.71
2	-	Cuernavaca - P. Orozco	114	1.552	5.092	196.13	563.69	11.56	3"	2.30	117.30	152.41	35.11
3	-	P. Orozco - H. Bravo	135	1.938	3.540	205.75	597.04	12.13	3"	1.50	114.10	150.91	36.81
4	-	H. Bravo -	52	0.708	1.702	52.09	141.77	1.56	3"	0.15	112.80	150.76	37.96
5	-	- Moctezuma	73	0.994	0.994	72.85	171.77	4.29	3"	0.09	107.11	150.58	43.57
						645.29	1751.21						
Tubo V													
1	Azueta	-	102	1.388	11.039	227.11	672.19	2.35	4"	2.30	144.00	152.84	3.34
2	Azueta	- Cedro	71	0.965	9.551	151.16	412.42	1.56	4"	1.28	143.30	151.56	7.26
3	Azueta	Cedro - De la Llave	59	0.794	2.585	119.22	310.29	1.27	4"	0.78	140.12	150.78	10.65
						497.43	1398.80						
Tubo VI													
1	Berriozaval	-	86	1.171	3.976	136.24	364.06	4.22	3"	1.22	153.92	159.97	5.05
2	Berriozaval	- Cedro	50	0.817	2.805	84.62	235.57	2.62	3"	0.44	152.30	159.53	6.63
3	Berriozaval	Cedro - De la Llave	50	0.817	1.988	56.99	125.51	1.74	3"	0.34	143.20	154.19	15.89
4	De la Llave	Berriozaval -	23	0.313	1.171	24.24	45.87	0.75	3"	0.04	142.38	150.16	16.27
5	De la Llave	Berriozaval - Azueta	53	0.858	0.858	59.56	135.71	1.86	3"	0.06	140.12	150.09	18.97
						361.05	876.72						
Tubo VII													
1	Azueta	De la Llave - 2 de Abril	136	1.851	7.395	270.80	830.21	2.75	4"	1.70	137.00	149.08	12.08
2	Azueta	2 de Abril - Revolución	140	1.905	6.044	255.02	772.47	2.59	4"	1.08	133.00	148.00	15.00
3	Azueta	Revolución - Veracruz	142	1.933	4.138	227.97	675.25	2.31	4"	0.57	131.90	147.45	15.53
4	Azueta	Veracruz - Xalapa	162	2.205	2.205	210.86	614.87	2.14	3"	0.75	131.00	146.68	15.68
						964.65	2392.80						



DATOS DE PROYECTO

Longitud de la línea: 1000 m
 Ancho de la línea: 100 m
 Altura de la línea: 100 m
 Tipo de terreno: Urbano
 Tipo de construcción: Asfáltico
 Tipo de material: Cemento
 Tipo de tubería: PVC

CANTONALES DE TUBERIA

Zona Sur	
Longitud	1000 m
Diámetro	100 mm
Material	PVC
Costo	1000000

Zona Norte	
Longitud	1000 m
Diámetro	100 mm
Material	PVC
Costo	1000000

SIGNOS

Línea de tubería: - - - - -
 Manhole: (101)
 Calle: ————
 Río: ~~~~~~
 Límite de terreno: - - - - -
 Tipo de terreno: (101)
 Tipo de construcción: (101)
 Tipo de material: (101)
 Tipo de tubería: (101)

Escala: 1:1000
 Fecha: 1980

UNIVERSIDAD AUTÓNOMA
 DE QUERÉTARO
 INSTITUTO DE INVESTIGACIONES
 CIENTÍFICAS Y TECNOLÓGICAS
 QUERÉTARO, QRO.
 LUIS MARTEL
 QUERÉTARO, QRO.

CALIDAD DEL AGUA.

La calidad del agua deberá llenar ciertos requisitos, determinados mediante análisis que nos indiquen si el agua reúne las condiciones de potabilidad indispensables, debiéndose efectuar los siguientes análisis.

- * Análisis físicos.
- * Análisis químicos.
- * Análisis bacteriológicos.

ANÁLISIS FÍSICOS.

Estos análisis nos dan a conocer las características de turbiedad, color, olor, sabor y temperatura.

Turbiedad.- Puede definirse como opacidad o falta de transparencia en el agua, producida por arcilla o arena fina, limo, materia orgánica finamente dividida u organismos microscópicos que generalmente se encuentran en suspensión. La turbidez del agua no debe ser mayor a 10 p.p.m. (partes por millón) en la escala de sílice. Puede hacerse desaparecer por coagulación, sedimentación o filtración.

Color.- Se puede decir que el agua pura es incolora. La coloración es debida generalmente a la solución de materia orgánica y minerales. El color puede no ser perjudicial para el organismo, pero presenta aspecto desagradable y puede producir manchas en la ropa. El color no debe ser mayor al No. 20 de la escala de cobalto.

Olor.- Se debe a organismos y minerales en solución de los que pueden desprenderse gases que causan olores característicos. No hay manera de medir directamente el olor, se puede hacer por medio de diluciones y en los análisis sólo se indica si es aromático, rancio, de cloro, etc.

El olor se quita por aereación y filtración rápida en carbón activado. Para que el agua sea potable debe ser inodora debiendo conservar el olor del cloro residual que debe existir en ella.

Sabor.- El sabor del agua lo determinan las sustancias que contienen en suspensión y solución. Cuando se encuentran sales sobre todo carbonatos, fosfatos, oxígeno y bióxido de carbono en proporciones adecuadas, el agua tiene un sabor refrescante y agradable. En cambio, si carece de ellas o aparecen en pequeñas cantidades son desabridas o insípidas pero si éstas exceden, el sabor del agua se hace desagradable. El agua potable debe ser de sabor agradable.

Temperatura.- Para el consumo del agua, su temperatura es muy importante, pues no resulta agradable si es tibia o muy fría, aceptándose para beber cuando es entre los 10° y 15° C.

ANÁLISIS QUÍMICOS.

Tienen por objeto determinar la composición del agua, indicaciones sobre contaminación por cuerpos o sustancias incompatibles con el origen geológico del agua. Con este análisis conocemos las características siguientes.

Sólidos totales.- Se designa con este nombre la materia mineral y orgánica en solución o suspensión con el agua. Conviene que no excedan de 500 p.p.m.

Dureza.- Es producida en el agua por sales de carbonatos y sulfatos, cloruros y nitratos de calcio y magnesio. El agua dura presenta las siguientes características: El jabón no forma espuma precipitándose en forma de grumos; producen incrustaciones en la tubería.

La dureza en el agua puede ser de no carbonatos y de carbonatos, siendo la primera producida por sulfatos y la segunda por carbonatos, pudiéndose eliminar esta última por medio de ebullición, nada práctico para el caso de abastecimiento de agua a una población. La dureza total es la suma de la de los carbonatos y la de los no carbonatos. Cualquiera que sea su origen se expresa en CaCO_3 . En el agua potable la dureza total se tolera hasta 300 p.p.m. y la de no carbonatos hasta 150 p.p.m. Aguas con dureza menor de 50 p.p.m. no se aceptan porque son corrosivas.

Salinidad.- Es producida principalmente por el cloruro de sodio aunque también puede ser producida por las sales que causan la dureza. La procedencia de cloruros puede ser de procedencia mineral y orgánico, cuando son de origen mineral no presenta peligro alguno a la salud, sino mal sabor y tomándola en exceso produce disturbios estomacales.

El cloruro de sodio es difícil de eliminar resultando antieconómico tratar el agua salina. En el agua potable la cantidad de cloruros expresados en Cl no debe exceder de 250 p.p.m.

Alcalinidad.- Es producida por carbonatos, bicarbonatos e hidróxidos y con menos frecuencia, silicatos y fosfatos. Generalmente en las aguas naturales la alcalinidad la producen los bicarbonatos. La alcalinidad total en el agua potable expresada en CaCO_3 se tolera hasta 400 p.p.m.

Acidez.- Es lo contrario a la alcalinidad siendo producida por iones de hidrógeno procedentes de sustancias ácidas, sales de reacción ácida y bióxido de carbono. La acidez hace las aguas corrosivas y su determinación se hace por medio del pH.

pH.- Es la forma de medir la acidez o alcalinidad del agua así como la concentración de iones de hidrógeno. El agua pura tiene la misma cantidad de iones H^+ y OH^- y se dice que en este caso el agua tiene un $\text{pH} = 7$. En aguas ácidas el pH es menor de 7 y en soluciones alcalinas mayor de 7.

El pH del agua se mide generalmente por métodos colorímetros. Su determinación es muy importante para la potabilización de agua.

En el agua potable el valor del pH estará comprendido entre 6 y 10.6 (para aguas naturales no potabilizadas a 25°C).

Fierro y manganeso.- Se presentan en el agua en forma de óxido y sales ferrosas y férricas siendo las primeras solubles y las segundas insolubles.

El manganeso suele presentarse con el fierro pero en menores cantidades produciendo efectos similares. El contenido de fierro en el agua es inconveniente después de cierto límite, pues la hace desagradable, producen color y manchan la ropa y se deposita normalmente en los muebles sanitarios. En el agua potable se puede tolerar hasta 0.3 p.p.m. de ambos.

Además de las sustancias mencionadas, puede existir contenido de algunas otras, aunque se presentan raras veces, o cuando el agua ha tenido contacto con minas o un compuesto venenoso. Estas sustancias son las siguientes:

Plomo.- Puede tener su procedencia por vertido de desechos menores. Es tóxico al organismo y tiene propiedad acumulativa. En el agua potable se tolera hasta 0.10 p.p.m. en Pb.

Zinc.- No existe en las aguas naturales, sólo cuando se vierten desechos mineros, o por acción disolvente del agua sobre tubería de fierro galvanizado. No se deberá tolerar más de 15.00 p.p.m. ya que puede dar una apariencia lechosa y un sabor metálico.

Cobre.- Como el zinc, es raro que se encuentre naturalmente en las aguas, apareciendo cuando es producto de desechos minerales o disolución procedente de tuberías.

Se aceptan hasta 3.0 p.p.m.

Fluoruros.- En pequeñas cantidades es beneficioso para evitar las caries, pero en exceso la produce, y puede ser sumamente venenoso. En el agua potable se tolera hasta 1.5 p.p.m.

Arsénico, Selenio y Cromo.- Son sustancias venenosas muy peligrosas para el organismo, por lo que para efecto de abastecimiento de agua potable no deben permitirse, salvo que sea en pequeñas cantidades. En el agua potable la tolerancia de estas sustancias es hasta 0.05 p.p.m.

Oxígeno consumido.- Cuando el agua consume oxígeno significa que contiene materia orgánica, que puede ser perjudicial si se tratan de desechos orgánicos.

Cloro.- El que existe en las aguas naturales es en forma de cloruros, pero nunca en estado libre. Puede existir como residuo en el agua potable después de la desinfección. El residuo de cloro que debe mantenerse en el agua de un abastecimiento varía entre 0.1 y 0.5 p.p.m.

ANÁLISIS BACTERIOLÓGICOS.

Nos sirve para determinar si el agua contiene bacterias entre las que pueden existir patógenas, y generalmente se concreta a señalar las posibilidades de su existencia. Se buscan el bacilo de coli y el estreptococo, aunque usualmente sólo se determina el primero ya que es el más resistente al medio exterior.

ANÁLISIS FÍSICOS, QUÍMICOS Y BACTERIOLÓGICOS DEL AGUA DEL RIO CAZONES.

Muestra obtenida en el Rfo Cazones a la altura de la zona norte de la localidad de Coatzintla, Veracruz.

Análisis físicos:

Color	Incoloro
Olor	Inodoro
Turbidez	200.00 p.p.m.

Análisis químicos:

Sólidos totales	298.00 p.p.m.
Sólidos disueltos	226.00
Sólidos en suspensión	72.00
Nitrógeno de nitratos (N)	0.25
Oxígeno consumido en medio ácido (O)	1.40
Dureza total (CaCO ₃)	149.20
Dureza permanente (CaCO ₃)	72.10
Alcalinidad total (CaCO ₃)	90.00
Cloruros (Cl)	7.10
Sulfatos (SO ₄)	20.60
Fluoruros (F ⁻)	0.20
Hierro (Fe ⁺⁺⁺)	0.00
Manganeso (Mn ⁺⁺)	0.00
pH	8.10

Análisis bacteriológicos:

Agua cruda	27 bacterias.
----------------------	---------------

PROCESOS DE CLARIFICACION Y POTABILIZACION.

Cuando el agua no reúne las condiciones necesarias para llamársele potable debe de ser sometida a un proceso de potabilización; de los procesos usados se mencionan los siguientes:

Separación mecánica de cuerpos gruesos y flotantes.- Este proceso es utilizado cuando el agua arrastra sólidos como: botellas, hojas, papel, hierba, etc., y esto se hace colocando en las tomas, rejillas formadas por barras metálicas o alambres, cuya separación evita el paso de sólidos mayores a estas aberturas.

Aereación.- Se logra poniendo en contacto directo el agua con el aire, con el objeto de lograr intercambio de gases entre agua y aire, de esta manera se logra reducir el contenido de bióxido de carbono, con lo cual se reduce la corrosividad del agua, además de que se eliminan olores debido a gases como el ácido sulfhídrico y de microorganismos.

Sedimentación.- La precipitación de partículas contenidas en el agua se logra mediante la sedimentación simple y con ayuda de coagulantes.

Se encuentra en el agua sólidos suspendidos gruesos y finos, y materia en estado coloidal.

Con la sedimentación simple se logra eliminar la materia gruesa como la grava y la arena, y con el empleo de coagulantes se elimina la materia fina en suspensión, coloides y parte orgánica en solución.

La sedimentación simple es la que se logra al hacer circular el agua en forma continua, pero a velocidad baja para dar oportunidad a las partículas que estén en suspensión de depositarse o precipitarse en los tanques sedimentadores.

Coagulación.- Está comprendida en dos fases: Mezcla y floculación, en éstos se produce la aglomeración de los coloides y de materia fina en suspensión por la adición de coagulantes, como las sales de metales que producen hidróxidos gelatinosos solubles en el agua los más empleados son: sulfatos de aluminio, sulfato ferroso, cloruro férrico y aluminato de sodio.

Al emplear la coagulación se considerarán los siguientes procesos y los fenómenos que ocurren en cada uno de ellos.

Primero, se trata de mezclar los productos químicos en el agua mediante una agitación rápida, verificándose parcialmente la reacción química entre el coagulante y la materia fina en suspensión, en un tiempo no mayor de 10 segundos.

El objeto de la floculación es formar aglomeraciones o flóculos activándose mediante una agitación lenta, se determinan las reacciones químicas y se verifica la coagulación en un tiempo de 20 a 30 minutos.

Los flóculos formados, se sedimentan y mediante la absorción de los mismos, se reducen la materia en suspensión, coloides y parte de la materia orgánica.

Las materias no sedimentadas se eliminan mediante la filtración rápida, los flóculos pequeños y el coagulante no floculado se depositan en la parte superior de la arena del filtro rápido, formando una película que las retiene.

Filtración.- Tiene por objeto eliminar turbiedad o color que haya quedado después de la sedimentación del agua, eliminando así un alto porcentaje de bacterias.

Los filtros son depósitos o tanques en cuyo fondo se coloca tubería ranurada que descarga en un cárcamo. Sobre estas tuberías se colocan capas de grava, de espesores cada vez menores hasta llegar a una capa de arena a la superficie del filtro.

Filtros lentos.- La eficacia de la filtración lenta, depende de la pronta acumulación en la superficie de la arena de un sedimento fangoso, compuesto de materia orgánica.

El espesor de esta capa varía con la granulometría de la arena que mide generalmente entre los 2 y 4 cm.

El espesor de la capa de arena va de 0.60 a 1.20 m., cuyo diámetro deberá ser entre 0.25 y 0.35 mm., con un coeficiente de uniformidad entre 2 y 4 mm.

Para lavar un filtro lento se raspa una capa de arena extrayéndose el material para su lavado con agua a presión. Se raspa varias veces antes de colocar arena lavada, siempre y cuando el espesor de la arena no baje de 0.60 metros.

Filtros rápidos.- Los filtros rápidos realizan filtraciones de agua comparables a las que tienen de un lento, pero empleando una superficie menor de filtración para el mismo gasto.

Las diferencias principales son: mayor velocidad de filtración, empleo de coagulantes y el modo de lavar el filtro. La velocidad de filtración varía de 80 a 120 litros/min/m². El espesor de la capa de arena es de 60 a 75 cm., con diámetro efectivo de 0.45 a 0.55 mm, y coeficiente de uniformidad de 1.20 a 1.70

Para lavar un filtro rápido se hace circular el agua en sentido contrario del normal de filtración, esto se hace introduciendo agua a presión por la parte de abajo del sistema de desagüe.

Desinfección.- Su objetivo principal es eliminar los gérmenes patógenos que pudiera contener el agua.

Se hace una Precloración para proteger la instalación y evitar que se produzcan organismos en las instalaciones.

La Postcloración es una desinfección final que se le hace al agua.

El cloro es el desinfectante más barato y eficiente. Se puede dosificar en forma de gas, directamente a las tuberías o también mediante soluciones líquidas de hipoclorito de sodio o hipoclorito de calcio (con un 80% de cloro). Al combinarse con el agua forma el ácido hipocloroso (oxidante de la materia orgánica), que es el que

actúa como desinfectante. El ácido se elimina mediante una aereación.

El agua que aporta el Río Cazonos, no se puede considerar del todo potable, por lo que es indispensable someterla a una serie de procesos, ya mencionados, para clarificarla y hacerla potable.

Dedido a que en la actualidad no es posible la construcción de una planta potabilizadora en esta localidad, se recomienda hacer lo siguiente.

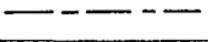
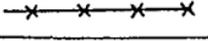
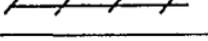
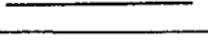
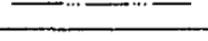
En la obra de captación, existe un enrocamiento con material pétreo graduado, envuelto en tela de alambre a través del cual se filtra el agua que pasa a un pozo a través de una galería filtrante. Mediante el sistema de bombeo se conduce el agua a un retrolavado por una tubería de acero de 8" de diámetro, eliminando de esta forma la turbiedad que trae el agua.

Será necesario también, utilizar los métodos de sedimentación, así como desinfectar el agua, para que desaparezcan las bacterias que contenga.

Todas las instalaciones deberán someterse a una precloración, para evitar que se produzcan organismos en ellas.

VI. CANTIDADES DE OBRA Y PROGRAMA.

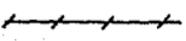
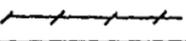
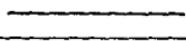
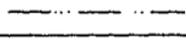
ZONA BAJA
CANTIDADES DE TUBERIA

	Línea de conducción de 300 mm. (12") ϕ .	3 019 m.
	Tubería de 300 mm. (12") ϕ .	935 m.
	Tubería de 250 mm. (10") ϕ .	940 m.
	Tubería de 200 mm. (8") ϕ .	2 007 m.
	Tubería de 150 mm. (6") ϕ .	1 274 m.
	Tubería de 100 mm. (4") ϕ .	2 379 m.
	Tubería de 75 mm. (3") ϕ .	24 677 m.

CANTIDADES DE TUBERIA Y VOLUMENES DE OBRA
NECESARIOS PARA LA REHABILITACION.

CONCEPTO.	12"	10"	8"	6"	4"	3"
Cantidad de tubería (ml)	935	940	1648	416	1516	4988
Plantilla apisonada (m^3)	93.5	75.2	123.6	29.12	90.96	299.3
Relleno compactado (m^3)	497.2	425.4	692.1	161.6	533.8	1701.7
Relleno a volteo (m^3)	748.0	636.2	1112.4	276.0	908.1	3064.0

ZONA ALTA
CANTIDADES DE TUBERIA

	Línea de alimentación de 150 mm. (6") ϕ .	850 m.
	Tubería de 150 mm. (6") ϕ .	116 m.
	Tubería de 100 mm. (4") ϕ .	1 084 m.
	Tubería de 75 mm. (3") ϕ .	12 391 m.

CANTIDADES DE TUBERIA Y VOLUMENES DE OBRA
NECESARIOS PARA LA REHABILITACION.

CONCEPTO.	6"	6"	4"	3"
Cantidad de tubería (m)	850	116	620	9 200
Plantilla apisonada (m ³)	59,5	8,12	37,2	552,0
Relleno compactado (m ³)	330,17	45,06	218,77	3 138,67
Relleno a volteo (m ³)	563,82	65,95	371,40	5 651,38

PIEZAS ESPECIALES,

Incluyendo las piezas ya existentes.

	Cantidad
Válvula de seccionamiento.	
12"	3
10"	2
8"	5
6"	4
4"	7
3"	92
 Cruz de fo.fo.	
12" x 3"	7
10" x 3"	2
8" x 3"	2
6" x 3"	5
4" x 4"	2
4" x 3"	9
3" x 3"	15
 Tees de fo.fo.	
12" x 12"	1
12" x 3"	1
10" x 8"	1
10" x 3"	5
8" x 8"	2
8" x 6"	1
8" x 3"	14
6" x 6"	1
6" x 3"	4
4" x 4"	3
4" x 3"	9
3" x 3"	51
 Extremidad	
6"	1
4"	1
3"	177

Codos de Asbesto-cemento.

	Cantidad
12"	
90°	1
22°30'	2
10"	
22°30'	8
8"	
45°	1
22°30'	2
6"	
90°	2
22°30'	3
4"	
90°	2
45°	1
22°30'	11
3"	
90°	20
45°	19
22°30'	58

Tanque de 200 m³. de capacidad,

Concreto:

Paredes.	45.80 m ³ .
Zapatas.	36,90 m ³ .
Piso.	9,60 m ³ .
Losa de cubierta.	9,30 m ³ .

Acero de refuerzo grado estructural:

Paredes.	3010.78 Kg.
Zapatas.	1941.60 Kg.
Piso.	175.50 Kg.
Losa de cubierta.	112.05 Kg.

PROGRAMA DE OBRA.

Para la realización del programa de obra, utilizaremos la Gráfica de Gantt o Gráfica de barras.

Esta gráfica muestra la fecha de comienzo y de terminación de cada partida de trabajo.

El programa de construcción consiste en ordenar las diversas operaciones, comprendidas en la construcción de un proyecto en la secuencia requerida, para lograr su terminación en el mínimo período que sea compatible con la economía.

Para asegurar la terminación del trabajo dentro del tiempo límite estipulado, y para reducir el tiempo requerido para realizarlo, es necesario programar cada unidad del proyecto y relacionarla con todas las otras.

El diagrama de barras o Gráfica de Gantt es una representación gráfica de las capacidades de mano de obra (representada por barras), con respecto al tiempo. Al estudiar este diagrama, se determinan rápidamente las fechas de comienzo y de terminación del trabajo.

En este programa podemos observar a través del tiempo conforme avanza la obra, la relación existente de un avance real y un programado, esto nos da entender que la obra en sí puede estar en forma normal en su avance o está generando un atraso.

PROGRAMA DE OBRA

SIST. DE AGUA POTABLE

COATZINTLA, VER.

CONCEPTO.	1er MES	2do MES	3er MES	4to. MES	5to. MES	6to. MES	7mo. MES																					
1. TRAZO																												
2. EXCAVACIONES Y RELLENOS																												
3. LINEA DE CONDUCCION. 12" Ø																												
4. TUBERIA DE 3"-12" Ø																												
5. LINEA DE ALIMENTACION. 6" Ø																												
6. TANQUE DE ALMACENAMIENTO																												
7. DETALLES Y PRUEBAS																												
SEMANAS	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25	26	27	28

SUPERVISION O CONTROL DE LA OBRA.

Se entiende por supervisión la vigilancia o atención que se presta en la ejecución de las obras a fin de que sean ejecutadas eficientemente, de conformidad con las mejores técnicas de trabajo, y de acuerdo a lo proyectado.

En los sistemas de agua potable se deben considerar con suma importancia las especificaciones de construcción; debido que de ellas dependen el buen funcionamiento, y la calidad de los materiales a usarse.

Una vez que se han suministrado los materiales se deben de almacenar en un lugar cercano a la obra para tener acceso cercano a ellos: tubos, piezas especiales, válvulas y herramienta adecuada al tipo de trabajo, y en especial un lugar donde se localicen los planos, normas, información administrativa, etc.

DESARROLLO EN EL CAMPO.

Excavaciones.- Se debe realizar en función a los diámetros de las tuberías, que quedará alojada en las mismas. En el presente proyecto, la profundidad de todas las excavaciones será de 1.50 metros.

Plantillas.- Para que el fondo de las excavaciones no ofrezca irregularidades para el tendido de la tubería cuando la excavación haya sido efectuada en roca, que por su naturaleza no haya podido afinarse en grado tal que la tubería tenga el asiento correcto.

Se construirá una plantilla afinada de 10 cms. de espesor con material seleccionado "A" y/o "B" para dejar una superficie nivelada para la correcta colocación.

Paso de vías transitadas.- La tubería debe protegerse contra esfuerzos de movimientos producidos por el paso de vehículos en vías transitadas, tales como cruce de calles, carreteras, vías de ferrocarril, aeropuertos, etc., en estos sitios se recomienda una profundidad mínima de relleno de un metro. Para casos en los que no se pueda dar esta profundidad mínima se recomienda encamisar la tubería con un tubo de acero.

Tendido del tubo.- Los tubos y conexiones deben tenderse a lo largo de la zanja, de acuerdo con los datos del proyecto; también se debe calcular la cantidad de tubería para que sea suficiente para una jornada de trabajo.

En el sistema espiga-campana, las campanas se colocan en el sentido contrario al flujo de agua.

Atraques.- Constituyen medios de anclaje entre la tubería, accesorios y la pared de la zanja; deben construirse, y tener resistencia adecuada a la prueba de presión. Los atraques deben de construirse en donde haya cambios de dirección y en las terminales,

Prueba hidráulica de la instalación.- El propósito de la prueba es comprobar que no hay fugas de agua en la línea y que por lo tanto el acoplamiento de los tubos se hizo en forma correcta,

Se recomienda probar tramos de 500 m, y no menores a los existentes entre cruceros.

Relleno parcial de la zanja.- Debido a que es necesario probar el funcionamiento de la instalación, el primer relleno debe ser parcial, o sea sólo sobre la parte central de los tubos dejando visibles los acoplamientos, conexiones, válvulas, etc.

Relleno apisonado.- Ya instalada la tubería sobre la plantilla, se llenan los flancos con material seleccionado producto de la excavación hasta aproximadamente la mitad del tubo y apisonado después, los lados en capas sucesivas de 10 cms. de espesor, el relleno de la zanja con material seleccionado se debe continuar hasta una altura de 30 cms. por encima del lomo de la tubería, y se apisona con un pisón de cabeza plana o con apisonador mecánico.

Si la excavación se hace en calles pavimentadas, todo el relleno debe ser apisonado.

Relleno a volteo.- El resto del relleno se puede hacer usando tierra sin cribar pero de calidad aceptable (libre de piedras muy grandes), este relleno puede hacerse por golpeo, a mano o volteo mecánico.

VII. CONCLUSIONES.

Mediante el presente proyecto se pretende abastecer de agua potable a la población de Coatzintla durante los próximos 15 años (período económico elegido).

Debido a que en la actualidad esta población no cuenta con un capital suficiente como para poder llevar a cabo la construcción del proyecto, se sugiere que esta obra sea realizada por etapas,

En su primer etapa que se comprenda equipo de bombeo, líneas de conducción, aprovechando los tanques existentes y el ramal de tubería existente.

En su segunda etapa se construirá el nuevo tanque de regularización de proyecto para la zona alta y complementar la red de distribución conforme a lo proyectado.

La finalidad de la elección de este período, es de que sino es realizado pronto, más adelante el proyecto sirva para llevar a cabo en una o en alguna de sus etapas la realización del mismo.

Un abastecimiento de agua debe ser permanente y para ello debe de ser operado con autosuficiencia económica, cuotas equitativas y suficientes para pagar la parte recuperable de la inversión, así como los gastos de administración y de mantenimiento,

BIBLIOGRAFIA.

- * Abastecimiento de agua y alcantarillado.
Ernest W. Steel.
Edit. Gustavo Gili de México.

- * Instructivo para estudio y proyecto
de abastecimiento de agua potable.
Secretaría de Asentamientos Humanos y
Obras Públicas.

- * Instructivo para estudio y proyecto
de abastecimiento de agua potable.
Universidad Nacional Autónoma de México.

- * Ingeniería de los recursos hidráulicos.
Ray K. Linsley, Joseph B. Franzini.
Edit. C.E.C.S.A.

- * Mecánica de los fluidos.
Víctor L. Streeter, E. Benjamín Wylie.
Edit. Mc. Graw Hill.

- * Manual técnico del agua.
Pelletier S.A.

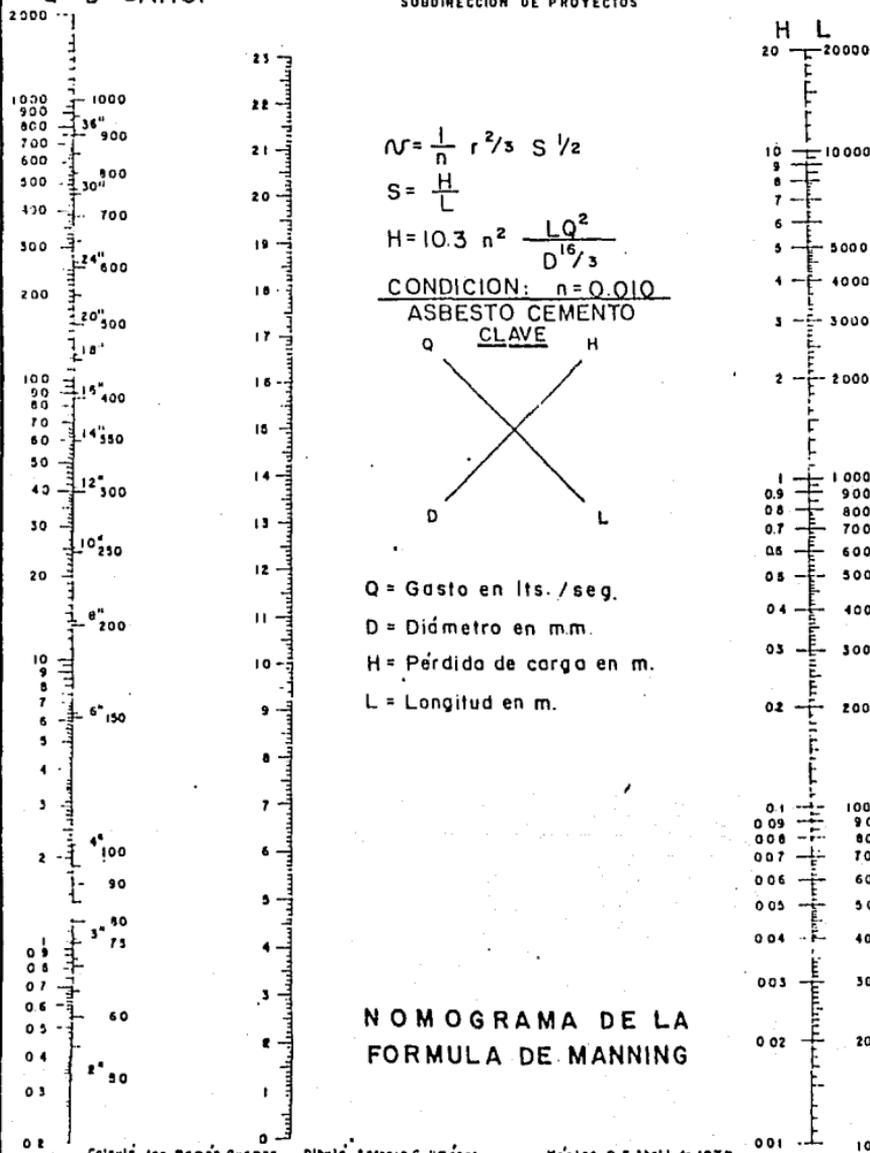
- * Apuntes de la cátedra de Sistemas de
abastecimiento de agua potable.
Impartida por:
Ing. Carlos Trujillo del Río.

- * Estabilidad de las construcciones.
José Creixel M.
Universidad Nacional Autónoma de México.

- * Mecánica de suelos y cimentaciones.
Carlos Crespo Villalaz.
Edit. Limusa.

Q D SAHOP

DIRECCION GENERAL DE CONSTRUCCION DE SISTEMAS DE AGUA POTABLE YALCANTARILLADO
SUBDIRECCION DE PROYECTOS



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

$$S = \frac{H}{L}$$

$$H = 10.3 n^2 \frac{LQ^2}{D^{16/3}}$$

CONDICION: $n = 0.010$
ASBESTO CEMENTO
CLAVE

- Q = Gasto en lts. /seg.
- D = Diámetro en m.m.
- H = Pérdida de carga en m.
- L = Longitud en m.

NOMOGRAMA DE LA
FORMULA DE MANNING

SECRETARIA DE ASENTAMIENTOS HUMANOS Y OBRAS PUBLICAS
DIRECCION GENERAL DE CONSTRUCCION DE SISTEMAS DE
AGUA POTABLE Y ALCANTARILLADO
SIGNOS CONVENCIONALES PARA REDES DE AGUA POTABLE

TUDERIA DE:

915 mm (36") φ	— x — x — x —
760 mm (30") φ	— x — x — x —
610 mm (24") φ	— + — + — + —
500 mm (20") φ	— — — — —
450 mm (18") φ	— — — — —
400 mm (16") φ	— + — + — + —
350 mm (14") φ	— + — + — + —
300 mm (12") φ	— — — —
250 mm (10") φ	— — — — —
200 mm (8") φ	— x x x x x x x x —
150 mm (6") φ	— / / / / / / / / —
100 mm (4") φ	— — — — —
75 mm (3") φ	— — — — —
60 mm (2 1/2") φ	— / / / / / / / / —
50 mm (2") φ	— — — — —
38 mm (1 1/2") φ	— / / / / / / / / —
25 mm (1") φ	— — — — —

ACCESORIOS

Hidrante para toma pública	_____	○
Hidrante para incendio	_____	⊗
Válvula de altitud	_____	⊠
Válvula reductora de presión	_____	⊞
Válvula de compuerta	_____	⊙
Válvula de seccionamiento Valflex	_____	⊙
Válvula de retención o Check	_____	⊙

DATOS GENERALES

Número de cruceo	_____	Ⓝ
Longitud de tramo en metros	_____	L = 125
Paso a desnivel	_____	↑
Cota del terreno en metros	_____	⊖
Carga disponible en metros de columna de agua	_____	⊖

VC. 1961

Forma *[Signature]*
 ING. LUIS HROSTOSA A.

Revisó *[Signature]*
 ING. LAURO RIVERO T.

S.A. H.Q.P.

SUBDIRECCION DE PROYECTOS

Este plano anula el VC. 1159

SÍGNOS CONVENCIONALES DE PIEZAS ESPECIALES

Válvula reductora de presión _____	
Válvula de altitud _____	
Válvula alivianadora de presión _____	
Válvula para expulsión de aire _____	
Válvula de flotador _____	
Válvula de retención (check) de f.f. con brida _____	
Válvula de seccionamiento de f.f. con brida _____	
Cruz de f.f. con brida _____	
Te de f.f. con brida _____	
Codo de 90° de f.f. con brida _____	
Codo de 45° de f.f. con brida _____	
Codo de 22°30' de f.f. con brida _____	
Reducción de f.f. con brida _____	
Carrete de f.f. con brida (corta y larga) _____	
Extremidad de f.f. _____	
Tapa cón cuerda _____	
Tapa ciega de f.f. _____	
Junta Gibault _____	

PIEZAS ESPECIALES G.P.B.

Válvula Valflex J. J. (con 2 juntos universales G.P.B.) _____	
Válvula Valflex B. J. (con una brida y una junta universal) _____	
Válvula reducción Valflex B. J. (con una brida y una junta universal) _____	
Junta Universal G.P.B. _____	
Terminal G.P.B. _____	
Reducción G.P.B.-B.B. (con 2 bridas planas) _____	
Reducción G.P.B.-B. J. (con una brida y una junta universal) _____	

NOTAS: Los signos convencionales para piezas de extremos lisos o con cuerda, serán los mismos pero sin dibujar el palín que indica la brida.- Estas piezas se emplearán en forma eventual ya que corresponden a tuberías con diámetros menores a 60 mm. (2 1/2") ϕ .

Este plano anula al V.C.1430

Formó: **ING. LUIS INOSTROZA A.** Revisó: **ING. LAURO REYNOSO T.**

S.A.H.O.P.

**SUBDIRECCION
DE
PROYECTOS**

ZANJAS PARA TUBERIA DE ASBESTO-CEMENTO Y P.V.C.

ANCHO. — (FIG. 1)

El ancho de la zanja deberá ser de 50 cm más el diámetro exterior del tubo para tuberías con diámetro exterior igual o menor de 50 cm. Cuando este sea mayor de 50 cm, el ancho de la zanja será de 60 cm. más dicho diámetro. En la tabla mostrada abajo, se indica el ancho mínimo de zanjas en función de la profundidad, debiéndose usar este en caso de que el ancho calculado en función de diámetro exterior, sea menor.

PROFUNDIDAD. — (FIG. 1)

La profundidad de la excavación será la fijada en el proyecto. Si no se hace así, la profundidad mínima será de 90 cm más el diámetro exterior de la tubería por instalar, cuando se trate de tuberías con diámetro exterior igual o menor de 90 cm y será del doble de dicho diámetro para tuberías de diámetro exterior mayor de 90 cm. Para tuberías menores de 5 cm la profundidad mínima será de 70 cm.

FONDO. —

Deberán excavarse cuidadosamente a mano las cavidades o conchas (Fig. 2, 3 y 4) para alojar la campana o codo de las juntas de los tubos a fin de permitir que la tubería apoye en toda su longitud sobre el fondo de la zanja o la plantilla apisonada. El espesor de esta será de 10 cm.

RELLENO. —

Se utilizará el material extraído de las excavaciones, pero hasta 30 cm. arriba del tomo del tubo se usará tierra arcillosa de piedras. Este relleno será apisonado y el resto a voleo. En zonas urbanas con pavimento, todo el relleno será apisonado.

DIAMETRO NOMINAL	Ancho	Profundidad	Volumen
milímetros	digadas	en cm	por metro lineal
25.4	1	50	0.35 m ³
50.8	2	55	0.39 "
63.5	2.5	60	0.60 "
76.2	3	60	0.60 "
101.6	4	60	0.60 "
152.4	6	70	0.77 "
203.2	8	75	0.86 "
254.0	10	80	1.20 "
304.8	12	85	1.06 "
355.6	14	90	1.17 "
406.4	16	100	1.40 "
457.2	18	115	1.67 "
508.0	20	120	1.80 "
609.6	24	130	2.15 "
762.0	30	150	2.78 "
914.4	36	170	3.74 "

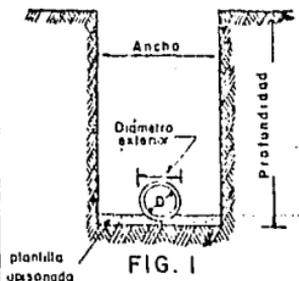


FIG. 1

Este plano anula y sustituye al V.C. 1128

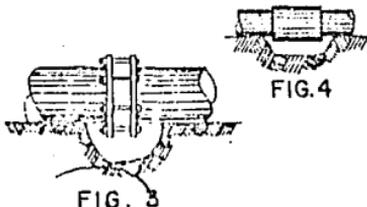


FIG. 3



FIG. 4



FIG. 2

SECRETARÍA DE ASENTAMIENTOS RURALES Y OBRAS PÚBLICAS
SUBSECRETARÍA DE OBRAS RURALES Y OBRAS URBANAS
DIRECCIÓN GENERAL DE CONSTRUCCIÓN DE SISTEMAS DE
AGUA POTABLE Y ALCANTARILLADO
SUBDIRECCIÓN DE PROYECTOS

ZANJAS PARA TUBERIA DE ASBESTO-CEMENTO Y P.V.C.

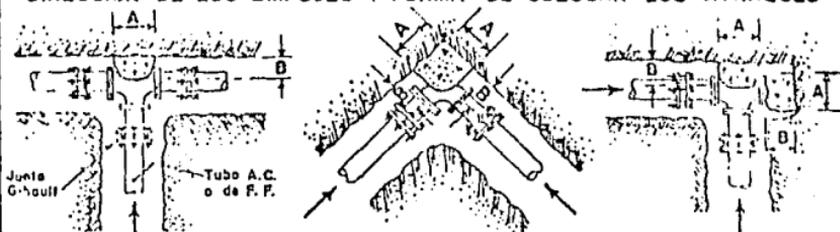
Proyecto: ING LAURO REYNOSO T. Dibujo: CARLIN T.
Revisó: Jefe Depto Agua Potable Rev. 1969
MEXICO, D.F. ENERO 1979

CONFIRMA: JEFE DEL DEPTO. DE AGUA POTABLE Y ALCANTARILLADO
SUBSECRETARÍA DE OBRAS RURALES Y URBANAS
DIRECCIÓN GENERAL DE CONSTRUCCIÓN DE SISTEMAS DE AGUA POTABLE Y ALCANTARILLADO
SUBDIRECCIÓN DE PROYECTOS
MEXICO, D.F. ENERO 1979

DIMENSIONES DE LOS ATRAQUES DE CONCRETO PARA LAS PIEZAS ESPECIALES DE F.F.

DIAM. NOMINAL DE LA PIEZA ESP.		ALTURA	LADO "A"	LADO "B"	VOL. POR ATRAQUE
MILIMETROS	PULGADAS	EN cm	EN cm	EN cm	FN m ³
76	3"	30	30	30	0.027
102	4"	35	30	30	0.032
152	6"	40	30	30	0.036
203	8"	45	35	35	0.055
254	10"	50	40	35	0.070
305	12"	55	45	35	0.087
356	14"	60	50	35	0.105
406	16"	65	55	40	0.143
457	18"	70	60	40	0.168
508	20"	75	65	45	0.219
610	24"	85	75	50	0.319
762	30"	100	90	55	0.495
914	36"	115	105	60	0.725
1067	42"	130	120	65	1.014
1219	48"	145	130	70	1.320

DIRECCION DE LOS EMPUJES Y FORMA DE COLOCAR LOS ATRAQUES



TE DE F.F.

CODO DE F.F.

TE Y TAPA CIEGA DE F.F.

- 11.- Las piezas especiales deberán estar alineadas y niveladas antes de colocar los atraques, los cuales quedarán perfectamente apoyados al fondo y pared de la zanja.
- 12.- El atraque deberá colocarse en todas las cosas, antes de hacer la prueba hidrostática de las tuberías.
- 13.- Estos atraques se usarán exclusivamente para tuberías alojadas en zanja.

Este plano anula y substituye al V.C. 827

SECRETARÍA DE ASENTAMIENTOS HUMANOS Y OBRAS PÚBLICAS
SUBSECRETARÍA DE BIENES INMUEBLES Y OBRAS URBANAS
DIRECCIÓN GENERAL DE CONSTRUCCIÓN DE SISTEMAS DE
AGUA POTABLE Y ALCANTARILLADO
SUBDIRECCIÓN DE PROYECTOS

AGUA POTABLE ATRAQUES

Proyección: *[Signature]* Dibujo: *[Signature]*
Ing. L. Hinojosa J. Reynolds H.
Revisó: *[Signature]*
Ing. Laura Reynolds T.

Car. Técnico: *[Signature]*
Aprobó: *[Signature]*
México, D.F. Marzo de 1938

V.C. 1938