



UNIVERSIDAD DON VASCO A.C.

Incorporación No. 8727-15
A la Universidad Nacional Autónoma de México.

Escuela de Ingeniería Civil

REVISIÓN DE LA LÍNEA DE CONDUCCIÓN DE AGUA POTABLE POR GRAVEDAD Y BOMBEO DEL TANQUE ELEV. SAN RAFAEL A UNIDAD HABIT. “RINCÓN DEL MANANTIAL” AL ORIENTE DE LA CIUDAD DE URUAPAN, MICH.

Tesis
Que para obtener el título de
Ingeniero Civil
Presenta:

Elías Díaz Arreola

Asesor: Ing. Anastacio Blanco Simiano

Uruapan, Michoacán, a 20 de abril del 2015.



Universidad Nacional
Autónoma de México



UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

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

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

ÍNDICE.

Introducción.

Antecedentes.	1
Planteamiento del Problema.	4
Objetivo.	5
Pregunta de investigación.. . . .	6
Justificación.	7
Marco de referencia.	8

Capítulo 1.- Generalidades de diseño de una línea de conducción por gravedad y por bombeo.

1.1. Población de proyecto.	14
1.1.1. Método de crecimiento por comparación.	15
1.1.2. Método de mínimos cuadrados.	16
1.2. Periodo de diseño.	17
1.2.1. Vida Útil de proyecto.	18
1.3. Consumo.	20
1.3.1. Consumo doméstico.	21
1.3.2. Consumo no doméstico.	22
1.4. Demanda.	23
1.4.1. Demanda actual.	23
1.4.2. Proyección de la demanda.	24
1.4.3. Pérdidas de agua potable.	25
1.5. Dotación.	26

1.6. Coeficiente de variación.	29
1.7. Gastos de Diseño.	30
1.7.1. Gasto medio diario.	30
1.7.2. Gastos máximos diario y horario.	31
1.8. Velocidades máximas y mínimas.	32
1.9. Cálculo de pérdidas de energía.	33
1.9.1 Ecuación de Darcy-Weisbach.	33
1.9.2 Variación del coeficiente de fricción con la edad de la tubería.	36
1.10. Coeficientes de regularización.	37
1.11. Zanjas para la instalación de tuberías.	42
1.11.1. Ancho de la zanja.	42
1.11.2. Profundidad de la zanja.	44
1.11.3. Plantilla o cama.	45

Capítulo 2.- Generalidades de diseño de una línea de conducción.

2.1 Consideraciones técnicas.	46
2.1.1 Topografía y cruzamientos.	47
2.2 Obras de Captación.	48
2.2.1 Captación de agua superficiales.	48
2.2.2 Captación por vertedor lateral.	51
2.2.3 Captación por medio de caja central ubicada por debajo del vertedor de rebose.	53
2.2.4 Obras de captación para agua subterránea.	53
2.2.4.1 Manantiales.	54

2.2.4.2 Pozos.	57
2.3 Geohidrología.	59
2.3.1 Distribución del agua en el subsuelo.	60
2.3.2 Método de perforación de pozos.	61
2.3.3 Tuberías usadas en conducciones.	63
2.3.4 Recomendaciones para la selección de la tubería.	66
2.3.5 Piezas especiales y dispositivos de control y protección de bombas y tuberías.	68
2.3.6 Proyecto de líneas de conducción de agua potable.	74
2.3.7 Fórmulas para el cálculo de la resistencia por fricción o superficial en tuberías.	77
2.3.8 Conducciones por gravedad.	80
2.3.9 Conducciones por bombeo..	84
2.3.10 Instalación de tuberías.	86
2.3.11 Silletas.	88
2.3.12 Atraques.	89

Capítulo 3.- Resumen Ejecutivo de Macro y Microlocalización.

3.1 Generalidades.	92
3.2 Resumen Ejecutivo.	93
3.3 Entorno Geográfico.	94
3.3.1 Macro y Microlocalización.	94
3.4 Reporte Fotográfico.	103

Capítulo 4.- Metodología de la investigación.

4.1 Método Empleado.	108
4.2 Enfoque de la investigación.	109
4.2.1 Alcance de la investigación.	110
4.3 Diseño de la investigación.	111
4.4 Herramientas de recopilación de datos.	111
4.5 Descripción del procedimiento de investigación.	114

Capitulo 5.- Cálculo, análisis e interpretación de resultados

5.1 Cálculos Hidráulicos.	116
-----------------------------------	-----

Conclusiones 128
-------------------------------	-------

Bibliografía.	132
--------------------------------	-----

Anexos

INTRODUCCIÓN

Antecedentes.

El origen de las aguas y su ciclo en la naturaleza no se aclaran para los sabios europeos sino hasta fines del siglo XVII. El ciclo del agua comprende tres partes: 1) El mar en una mínima medida, la cobertura vegetal (evaporación y evapotranspiración cuyo motor es la energía solar), 2) las nubes (transferencia, condensación, precipitación) y 3) el agua continental superficial (fuentes, ríos, lagos) y subterránea que termina por volver al mar después de un tiempo más o menos largo, a excepción de las aguas fósiles.

Durante milenios, los seres humanos han considerado el agua como un elemento no modificable del planeta. El agua estaba enormemente desconectada de lo económico ya que la fuente, el río, el brazo de río, el pozo y la cisterna alimentaban a las poblaciones sin ningún costo o muy bajo, dependiendo de la condición de servicio o de la mano de obra.

El agua representa aproximadamente el 70% del peso corporal de los seres humanos. Si una persona pierde 10% del agua de su cuerpo su vida está en situación de riesgo. Y si pierde 20%, la condición es tan grave que puede morir. Cuando cerca de mil millones de personas carecen de agua potable y la mitad de la población mundial viven sin saneamiento básico, el agua debe considerarse un derecho y no una mercancía. En sus funciones básicas de supervivencia, el agua

tiene valores esenciales que deben ser garantizados a todas las personas y comunidades, incluyendo las generaciones futuras.

Por lo que indiscutiblemente es necesario el acceso al agua potable para las actividades agropecuarias, industriales y urbanas siendo esta la más importante para el consumo humano. En los últimos años el acceso al agua potable se ha incrementado sustancialmente sin embargo estudios recientes de la Organización de la Naciones Unidas para la Agricultura y la Alimentación (FAO) comprueban que antes del 2030 uno de cada 5 países en vías de desarrollo tendrán problemas de escases de agua potable.

Uno de los aspectos que más debe preocupar es el uso adecuado que debe dársele, pensando en la dificultad de obtenerla ya que cada día es más difícil obtenerla en sus condiciones optimas de seguridad e higiene, así como las pérdidas económicas que con lleva al no usar este vital liquido de la manera correcta.

En la Universidad Don Vasco se encuentran actualmente tres tesis relacionadas con el tema, las cuales hacen referencia para el desarrollo de esta investigación, y son las siguientes:

La primera fue realizada por Carlos Alberto Caballero García en el año 2001, la cual expone en cada uno de los capítulos las normas y especificaciones que han sido publicadas para desarrollar de manera óptima la funcionalidad de un sistema de agua potable para abastecer un conjunto de viviendas de manera satisfactoria.

El cual depende de una línea de conducción, un tanque de almacenamiento hasta llegar finalmente a la red de distribución que pondrá el agua a la disposición de los habitantes de cierta zona.

El título de la segunda es “Fugas en Redes de Distribución de Agua Potable” realizada en el año 1986 por Héctor González Luna. La finalidad de la tesis es hacer referencia a los problemas más comunes que se pueden llegar a presentar en la conducción de agua potable que tienen raíz desde un mal diseño hasta el mantenimiento preventivo y correctivo de la línea.

Dentro de las conclusiones cabe mencionar la más relevante “refiriéndose al control de fugas en las instalaciones hidráulicas implementar el servicio medido, con el fin de conocer los volúmenes suministrados y los volúmenes consumidos por dicha población y llevar un mejor control del agua”. Y en recomendaciones hace un comentario interesante el cual incita a los organismos gubernamentales ejercer sus funciones con un criterio más preventivo que correctivo.

Y, finalmente, la tercera fue realizada por Felipe Zacarías Gómez en el año 2002, quien hace una aportación concluyendo: todos los proyectos relacionados con los medios naturales en este caso el de proveer el servicio de agua potable, es necesario contemplar medidas que ayuden a prever la explotación y el uso desmedido de los recursos para evitar un impacto que afecte al medio ambiente.

Planteamiento del problema.

La concentración de la población en grandes masas cada vez presenta un problema para el abastecimiento de dicho líquido vital como es el agua potable, con este problema se busca idear un sistema que de abasto de manera eficiente a cada habitante de dicha población.

Quizá los factores que más han afectado a la demanda de agua, han sido el crecimiento desmedido de la población y la elevación en el nivel de vida, que conduce al desperdicio desmedido de este líquido.

Tomando en cuenta lo anterior, se debe diseñar de manera responsable recabando toda la información necesaria y de manera confiable, con esto se llega a la conclusión de aplicar lineamientos con objetividad y experiencia para asegurar que el proyecto sea satisfactorio y de resultados para que cada habitante tenga el recurso y el acceso necesario para su consumo, con un cierto grado de calidad.

Si no se hace conciencia se tendrá un sistema sobredimensionado el cual implica gastos innecesarios que afectan directamente al consumidor, de otra forma si los datos son escasos se diseñará de forma deficiente y los recursos imposibilitarán la recuperación de dicha inversión.

El control deficiente de los volúmenes de consumo de agua potable de un sistema, es un factor que tiene mayor impacto para debilitar los recursos

económicos, por lo que volúmenes de agua potable no controlados propician fugas o desperdicios en tomas que no cuentan con un medidor o por tomas no registradas generalmente en un número considerable, esto sin mencionar las tomas destinadas a servicios públicos.

Generalizando, la falta de control ocasiona, que se sobre exploten las fuentes de abastecimiento para satisfacer la demanda que en su mayoría de los sistemas es ficticia, esto por el gran número de tomas no registradas, lo cual propicia el abatimiento de los niveles de los mantos acuíferos y como consecuencia se produce una disminución en su gasto y finalmente provoca una disminución de gran consideración en su vida útil.

Objetivo general.

Revisar la línea de conducción de agua potable por gravedad y bombeo del tanque elevado San Rafael a unidad habitacional “rincón del manantial” al oriente de la ciudad de Uruapan, Mich., para mejorar su funcionamiento.

Objetivos particulares.

- 1) Definir las fórmulas y calcular las pérdidas por fricción que se requieren para diseñar la línea de conducción.
- 2) Señalar en qué consiste el fenómeno del golpe de ariete y como se calcula.

- 3) Establecer cómo seleccionar la tubería correcta en diámetros económicos y materiales comerciales.
- 4) Definir los métodos de crecimiento por comparación y el de mínimos cuadrados.

Pregunta de investigación.

Analizar si el abastecimiento del consumo doméstico de agua potable de la zona oriente de la ciudad de Uruapan es satisfactorio, suena un poco complicado, es pensar en ingeniería y sus ramas a fin y en todo un equipo de trabajo quien con mucho esfuerzo desarrollarán todos los aspectos que implica el diseño y construcción del proyecto. Cuando una persona abre la llave de la regadera cuando se baña, abre la llave para lavarse las manos y las amas de casa lavar sus trastes sucios. Es muy cómodo hacerlo pero nunca pasa por su mente como llega hasta ahí, detrás de esa llave existe un trabajo profesional y una serie de personas que hicieron un gran esfuerzo para que nosotros podamos con toda comodidad abrir la llave y disponer de este vital líquido.

Para esto debe hacerse un trabajo con responsabilidad y compromiso, recabar todos los datos suficientes sin falta de alguno solo y recurrir a las ramas de la ingeniería civil como topografía, hidráulica, costos, etc., apegarse a las normas y especificaciones que marca el departamento correspondiente para la proyección del

sistema adecuado y proponer la solución óptima económicamente y funcionalmente. Con esto solucionar sus prioridades de consumo.

Una vez teniendo el diseño óptimo. ¿Qué criterio se debe de tomar en cuenta para realizar una comparativa con el diseño ya existente?, esto con el fin de hacer una revisión correcta.

Justificación.

De tal manera ya se expuso la necesidad de contar con este líquido para la supervivencia de todo ser vivo; tanto para los habitantes de la zona de proyecto como a la humanidad misma en general, esta revisión beneficiará de manera directa a los habitantes de dicha zona, ya que la presente revisión ayudara para hacer una comparativa entre los resultados obtenidos y lo que existe actualmente, beneficiando también a las dependencias de gobierno en cargadas de estos proyectos.

También beneficiará a los alumnos de la Universidad Don Vasco interesados en este tema agua potable, ya que en su interior encontrarán la manera de desarrollar un proyecto de una línea de conducción por bombeo y gravedad, así se darán cuenta de todos los aspectos que son considerados para la realización de un proyecto de esta magnitud, les ayudará a la investigación, a la realización de alguna tarea hasta el análisis mismo de los cálculos ayudándoles así a crear su propio criterio y desarrollar el gusto y creatividad de los alumnos. Además será un proyecto más donde se observa el amplio campo de la Ingeniería Civil, esto sabiendo que es

sólo una rama de las que componen esta profesión tan prestigiada que influye en la vida cotidiana de cada persona.

Este proyecto llevará consigo varios beneficios por lo que se justifica su elaboración y desarrollo.

Marco de referencia.

Para que esta revisión como cualquier otra es necesario conocer las necesidades que demanda la población, en base a eso reunir todas las características generales para la realización del mismo, dichas características son las siguientes:

Localización geográfica del lugar, qué tipo de topografía (es de mucha importancia pues de ello depende el sistema que se utilizará), climatología, geología, edafología e hidrología son los aspectos que tienen más relevancia dentro del proyecto sin dejar atrás las condiciones demográficas que serán de ayuda para expresar los valores estadísticos, aspectos económicos, comunicación y transportes. Todos estos aspectos fueron recabados por el organismo operador de Uruapan CAPASU (Comisión de Agua Potable, Alcantarillado y saneamiento de Uruapan) por lo que los datos finales con los que se efectuará la revisión fueron proporcionados por este organismo.

El área de proyecto se encuentra en la zona oriente de la Ciudad de Uruapan, en el Estado de Michoacán.

Una vez obtenido el diseño, el siguiente paso es compararlo con el existente con esto se requiere obtener diferencias para poder concluir cuales son las recomendaciones que se pueden hacer para mejorar las anomalías que existen en la línea de conducción.

Uruapan es uno de los 113 municipios del estado de Michoacán y de los centros más importantes del Estado. Se localiza al Oeste del Estado de Michoacán, entre los paralelos 19° 38' 00" y los meridianos 101° 56' 00"; a los 19° 12' 00" de latitud norte y a los 102° 22' 00" de la longitud oeste de Greenwich, con una variación en altitudes de 900 m.s.n.m. la cabecera municipal se encuentra a 1650 m.s.n.m. De acuerdo con la INEGI la extensión territorial del municipio de Uruapan es de 830.28 km², representando, estos el 1.46% del total de la superficie estatal.

El clima de la región es de tipo templado, con abundantes lluvias en el verano, con una precipitación media de 1,652 milímetros y una temperatura anual de 20 grados centígrados. El municipio de Uruapan está asentado sobre el eje neovolcánico tarasco y en la meseta del mismo nombre, está configurado en su mayoría por una cuenca de absorción también llamada "cuenca cerrada" siendo la principal zona de recarga de los mantos acuíferos de dicha meseta y que se localiza al sur de

Tangancícuaro, al poniente en Pátzcuaro, al oriente en Los Reyes y al norte en el mismo Uruapan con el nacimiento del río Cupatitzio.

La ciudad tiene una situación privilegiada por la disponibilidad de agua aprovechable, ya que dentro de su mancha urbana, brotan nueve manantiales: Gandarillas I, Gandarillas II, Yerbabuena, Pescadito, Revelero I, Revelero II, Riyitos, Delicias y Huanita, cuyo caudal y calidad no solo son suficientes para abastecer a 450,000(cuatrocientos cincuenta mil) habitantes, sino también para el riego de cultivos de los municipios de Gabriel Zamora, Nueva Italia y una parte de Parácuaro, así mismo sus aguas se aprovechan para generar energía eléctrica, en las plantas hidroeléctricas de Zumpimito, Cupatitzio y el Cóbano.

La red hidráulica de la ciudad opera bajo el sistema de gravedad en un 70%, beneficiando a 342,000 habitantes, con un suministro de 30 millones 780 mil metros cúbicos al año del vital líquido, mientras que por medio de bombeo se dota al 30% de la población, algo así como 108,000 habitantes, con un suministro de 9 millones 720 mil metros cúbicos de agua al año, que corre a lo largo de una red de distribución de 139 mil 476 metros de red principal y 753 mil 303 metros de red secundaria, por la cual se distribuyen 1,165 litros de agua por segundo.

En el municipio existen 137 localidades de diversos tamaños y características geográficas. El mismo se compone de nueve tenencias las cuales son: Nuevo

Zirosto, Caltzontzin, San Lorenzo, Corupo, Jucutacato, Jicalán, Angahuan, Santa Ana Zirosto, y Capácuaro.

El Municipio de Uruapan durante muchos años se ha caracterizado por ser un centro comercial regional que abastece de productos y servicios a más de 13 municipios circunvecinos, la intensa actividad agrícola de esta región ha hecho de Uruapan un punto estratégico como abastecedor de insumos, maquinaria y servicios relacionados con esta actividad.

En Uruapan existen cerca de 15 mil negocios establecidos de los cuales el 82% se dedican a la actividad comercial y de servicios y el 18% restante a la industria de transformación.

Cabe destacar que hace aproximadamente 20 años, Uruapan se convierte en la Capital Mundial de Aguacate por su excelente clima que favorece al cultivo de este fruto, actualmente se producen en Uruapan y su región cerca de 500,000 Toneladas de aguacate anualmente de las cuales se exporta el 10% a mercados como Francia, Japón y Estados Unidos y Canadá entre otros, esta intensa actividad de cultivo del llamado "oro verde" hace de Uruapan un lugar atractivo para invertir en esta actividad tanto en tecnología como en servicios a productores y empacadores como en la gran área de oportunidad que representa la agroindustria que implica dar mayor valor

agregado al producto en la elaboración de aceite o pasta de aguacate de gran demanda en los mercados nacionales e internacionales.

En Uruapan existen cerca de 15 mil negocios establecidos de los cuales el 82% se dedican a la actividad comercial y de servicios y el 18% restante a la industria de transformación.

La agricultura es la actividad económica de mayor importancia en el municipio y en particular la producción de frutas, tales como aguacate, durazno, zarzamora, naranja y macadamia entre otras, representando el 20 % de la superficie total del municipio, destacando importantemente el cultivo del aguacate que ocupa 16,588 has, generando 8,195 empleos directos, 12,106 empleos estacionales y 32,608 empleos indirectos permanentes; por lo anterior, constituye la base de la economía, ya que se ubican en este municipio 105 de los 152 empaques en el estado que embasan fruta para el mercado nacional e internacional.

Así mismo 13 de los 17 empaques autorizados por la FDA para su comercialización en los Estados Unidos; en la temporada 2001-2002 se generó una derrama económica de 82.5 millones de dólares en fresco y 56 millones de dólares de fruto procesado, exportándose a países como Estados Unidos, Canadá, Centro América, Unión Europea, Japón, China, Norte de África, Marruecos y Sudamérica.

Teniendo un poco más de conocimiento del contexto de la ciudad Uruapan y del lugar donde se desarrollara el proyecto de abastecimiento de agua potable de la zona oriente de la ciudad de Uruapan. Procede a desarrollar la teoría en los siguientes cuatro capítulos donde se desarrollan todos los aspectos que determinen llegar a los resultados satisfactorios, correctos y así satisfacer las necesidades de los habitantes de la zona de proyecto.

CAPÍTULO 1

GENERALIDADES PARA EL DISEÑO DE UNA LÍNEA DE CONDUCCIÓN POR GRAVEDAD Y POR BOMBEO.

En este capítulo se hará un esbozo de las características o llamadas también generalidades que son necesarias para entender algunos términos que se usarán en capítulos siguientes, incluso en los cálculos, es importante saber también la nomenclatura que se usará para que lleve una secuencia y no perderse con los datos usados. Se utilizarán conceptos teóricos, guías de aplicación, normas y procedimientos publicados por algunas dependencias que tratan con este tema.

1.1 Población de proyecto.

La población de proyecto es la cantidad de personas que se espera tener en una localidad, de acuerdo con las características socioeconómicas de la población y tomando en cuenta los planes de desarrollo urbano, al final del periodo de diseño.

La población futura se estima a partir de datos demográficos, censos realizados en periodos determinados, tasas de natalidad y mortalidad, desarrollo urbano económico, migración, etc.

Para definir la densidad de la población futura y las estrategias planteadas por la rectoría municipal para el crecimiento de la localidad, se puede consultar el plan de

desarrollo urbano de la localidad, de manera que se determine el área urbana a la que se le deberán proporcionar los servicios.

Por lo que existen dos métodos para el cálculo de esta población:

- Método de crecimiento por comparación.
- Método de Mínimos cuadrados.

1.1.1 Método de crecimiento por comparación.

Este método consiste en comparar la tendencia del crecimiento histórico de la población estudiada contra el de otras ciudades con mayor número de habitantes, similares desde el punto de vista socioeconómico y adoptar la tasa media de crecimiento de ellas.

Los factores que deben considerarse para determinar la similitud son: proximidad geográfica, actividad económica, porcentajes de población de cada nivel socioeconómico, clima, costumbres, entre varios puntos más.

Existe otro comparativo el cual consiste en analizar el comportamiento de la población del país en un periodo de 60 años, en la tabla siguiente se puede observar por medio de la gráfica el crecimiento de la población, y la disminución de la tasa a partir de 1950 sin perder el aumento de la población.

También se puede usar la siguiente ecuación para determinar la tasa de crecimiento en un periodo determinado:

$$i = \left[\left(\frac{P_{t+1}}{P_t} \right) - 1 \right] 100$$

Donde:

i = Tasa de crecimiento en el periodo $t_i - t_{i+1}$

P_{t+1} = Población en el año t_{i+1}

P_t = Población en el año t_i

t = Número de años entre la población P_{t+1} y la población P_t

1.1.2 Método de mínimos cuadrados.

Este procedimiento consiste en calcular la población de proyecto a partir de un ajuste de los resultados de los censos elaborados en los años pasados, graficando y haciendo una curva, de tal modo que los puntos pertenecientes a estas, difieran lo menos posible de los datos observados.

Para que sea lo más acertado posible el determinar la población de proyecto, será necesario considerar el modelo matemático que mejor represente el comportamiento de los datos en una gráfica de los censos históricos de la población, los cuales son: lineal, exponencial, logarítmico o potencial.

Al obtener la tasa de crecimiento se puede comparar con la tasa de crecimiento histórica de la misma población o con el de otras ciudades cercanas y determinar cuál de las correlaciones es la que más ajusta al crecimiento de la población.

1.2 Periodo de diseño.

Se entiende por periodo de diseño, el intervalo de tiempo durante el cual la obra llega a un punto donde se satura el uso o trabaja a su máxima eficiencia, este periodo debe ser menor que la vida útil.

Los periodos de diseño están vinculados con los aspectos económicos, los cuales están en función del costo del dinero, esto es, a mayor tasa de interés menor periodo de diseño; sin embargo, no se puede desatender los aspectos financieros, por lo que en la selección del periodo de diseño se deben considerar ambos aspectos.

Por lo que el dimensionamiento de las obras se realizará a periodos de corto plazo, con excepción de las obras que requieran de un mayor periodo por economía.

En la tabla siguiente se presentan algunos periodos de diseño recomendables para obras de agua potable y alcantarillado:

ELEMENTO	PERIODO DE DISEÑO (años)
Pozo	5
Embalse (presa)	hasta 50
Línea de conducción	de 50 a 20
Planta potabilizadora	de 5 a 10
Estación de bombeo	de 5 a 10
Tanque	de 5 a 20
Distribución primaria	de 5 a 20
Distribución secundaria	a saturación (*)
Red atarjeas	a saturación (*)
Colector y emisor	de 5 a 20
Planta de tratamiento	de 5 a 10

(*) En el caso de distribución secundaria y red de atarjeas, por Condiciones de distribución difícilmente de podrá diferir la inversión.

Tabla 1.1 Periodo de diseño.

Fuente: Lineamientos técnicos para la elaboración de estudios y proyectos de agua potable y alcantarillado sanitario. CONAGUA, Octubre 1994, pág. 4.

1.2.1 Vida Útil de proyecto.

La vida útil de proyecto, se considera como el tiempo que se espera que la obra cumpla con el propósito de diseño, sin tener que dar un mantenimiento de algún índole que hagan que sea antieconómico su uso o que requiera ser sustituida o en su caso eliminarla.

La vida útil de una obra debe ser considerado con un lapso mayor que el periodo de diseño, por lo que los factores que determinan la vida útil más específicamente en obras de agua potable son: la calidad de agua a manejar, la operación adecuada y mantenimiento preventivo y correctivo en su debido tiempo. Sin dejar atrás los posibles riesgos de la obra para así establecer el periodo de vida útil.

ELEMENTO	VIDA ÚTIL (años)
Pozo	
Civil	de 10 a 30
Electromecánica *	de 2 a 20
Línea de conducción	de 20 a 40
Planta potabilizadora	
Civil	40
Electromecánica *	de 5 a 20
Estación de bombeo	
Civil	40
Electromecánica *	de 5 a 20
Tanque	
Superficial	40
Elevado	20
Distribución primaria	de 20 a 40
Distribución secundaria	de 15 a 30
Red atarjeas	de 15 a 30
Colector y emisor	de 20 a 40
Planta de tratamiento	
Civil	40
Electromecánica *	de 15 a 20

* la vida útil del equipo electromecánico, presenta variaciones muy considerables, Principalmente en las partes mecánicas. La cual depende de la calidad de agua que se maneje.

Tabla 1.2 Vida Útil.

Fuente: Lineamientos técnicos para la elaboración de estudios y proyectos de agua potable y alcantarillado sanitario. CONAGUA, Octubre 1994, pág. 5.

En la tabla anterior se indican algunas de las obras de agua potable con un periodo de vida útil, considerando un adecuado control, operación y mantenimiento.

1.3 Consumo.

El consumo de agua potable se determina de acuerdo con el tipo de usuarios, se divide según su uso en: doméstico y no doméstico; el consumo doméstico, se divide según la clase socioeconómica de la población en residencial, medio o popular. El consumo no doméstico incluye el comercial, el industrial y de servicios públicos.

Tipos de consumo: En el abastecimiento de una localidad, deben ser consideradas varias formas de consumo de agua, que se pueden describir así:

Uso doméstico: Descarga del excusado, aseo corporal, cocina, bebida, lavado de ropa, riego de jardines y patios, limpieza en general, lavado de automóviles, aire acondicionado.

Uso comercial: Tiendas, bares, restaurantes, estaciones de servicio.

Uso industrial: Agua como materia prima, agua consumida en procesamiento industrial, agua utilizada para congelación, agua necesaria para las instalaciones sanitarias, comedores, etc.

Uso público: Limpieza de vías públicas, riego de jardines públicos, fuentes y bebederos, limpieza de la red de alcantarillados sanitarios y de galería de aguas pluviales, edificios públicos, piscinas públicas y recreo, combate contra incendios.

Usos especiales: Combate contra incendios, instalaciones deportivas, ferrocarriles y autobuses, puertos y aeropuertos, estaciones terminales de ómnibus.

Pérdidas y desperdicios: Pérdidas en el conducto, pérdidas en la depuración, pérdidas en la red de distribución, pérdidas domiciliarias, desperdicios.

1.3.1 Consumo doméstico.

El consumo doméstico como su nombre lo dice se refiere al uso del agua potable de las viviendas en general. El consumo depende principalmente del clima y de la clase socioeconómica de los usuarios. Pueden existir variaciones entre estos consumos por diversas causas la primera sería que en la red alimentadora hubiera pérdida de presión, insuficiencia del abastecimiento de agua, entre otras.

En la tabla siguiente aparece una referencia para darse cuenta del consumo de agua potable que se tiene dependiendo del clima y de las clases socioeconómicas por cada habitante de una vivienda. Estos datos fueron obtenidos por la CNA a través de un organismo llamado IMTA en el cual se desarrolló un estudio basado en los 2 puntos mencionados anteriormente y así facilitar la información para proyectos futuros.

CONSUMO DOMESTICO PER CAPITA			
CLIMA	CONSUMO POR CLASE SOCIOECONOMICA (1/HAB/DIA)		
	RESIDENCIAL	MEDIA	POPULAR
Cálido	400	230	185
Semicálido	300	205	130
Templado	250	195	100

Tabla 1.3 Consumos domésticos per cápita.

Fuente: Manual de Agua Potable, Alcantarillado y Saneamiento. Diciembre 2007, pág. 15.

Es importante darse cuenta de los tipos de usuarios domésticos, para así saber y de alguna manera darnos una idea de los consumos. Las clases socioeconómicas se pueden describir de la siguiente manera: Residencial, Casa solas o departamentos de lujo, que cuentan con dos o más baños, jardín de 50 m² o mas, cisternas, lavadora. La clase socioeconómica media se puede describir de la siguiente manera: casas y departamentos, que cuentan con uno o dos baños, jardín de 15 a 35 m² y tinaco, y finalmente la clase socioeconómica popular que consiste en: vecindades y casas habitadas por una o varias familias, que cuentan con jardín de 2 a 8 m², con un baño o compartiéndolo.

1.3.2 Consumo no doméstico.

El consumo no doméstico como se mencionó anteriormente se divide en consumo comercial, industrial y de usos públicos.

El consumo comercial se utiliza en zonas de comercio para servicios de las personas que habitan periódicamente y no habitan en ellas.

El consumo industrial lo constituye el agua de uso para empresas, fábricas y hoteles y se determina en función del tipo de industria. Es común encontrar industrias en las que el suministro de agua se complementa con algunas fuentes auxiliares, lo que disminuye el consumo de agua municipal, esto deberá ser considerado para el fin que en el gasto de diseño se considere sólo el volumen que abastecerá la red.

El consumo con fines de usos públicos considera instalaciones de salud, educación, recreación, seguridad, riego de parques y jardines, combate de incendios, etc. En localidades medianas o grandes deberá ser justificado cada uno de los consumos para el diseño eficiente de la red.

1.3 Demanda.

Considerando los factores que determinan la variación de la demanda de consumo de agua en las diferentes localidades; se asignan las dotaciones en base al número de habitantes y a las diferentes regiones del país.

1.4.1 Demanda actual.

El consumo promedio calculado para cada tipo de usuario, se multiplicará por la población actual de cada sector socioeconómico, por las unidades comerciales, industriales y de servicios públicos existentes, determinados por la población de proyecto para calcular el volumen consumido correspondiente a cada tipo de

usuarios. A este consumo debe agregarse el porcentaje de pérdidas físicas correspondiente a fugas, ya sea que estas sean definidas por medición mediante un estudio de evaluación de pérdidas o se basen en estimaciones obtenidas por comparación con una o varias localidades similares en cuanto a nivel socioeconómico, tamaño de población, costumbres de uso del agua, etc. Para evaluar las pérdidas con más aproximación.

La demanda es función de factores como: clase socioeconómica, porcentajes de población de cada estrato socioeconómico, tamaño de la población, clima, existencia de alcantarillado sanitario, tipo de abastecimiento, calidad del agua y costo del agua.

Estos factores son de gran importancia ya que en cada uno existe una definición en la cual justifica que la demanda de agua potable que va en aumento, por cambios en nivel económico lo que provoca que existan cambios en los hábitos del uso del agua y el incremento desmedido de la población que va de la mano a los requerimientos de agua potable para usos públicos e industriales.

1.4.2 Proyección de la demanda.

La proyección de la demanda de agua potable se realiza con base en los consumos de las diferentes zonas socioeconómicas y a la demanda actual. La proyección se enfoca en el volumen de consumo diario, lo que se pretende es que la tasa para el consumo doméstico de agua potable vaya decreciendo conforme el

tiempo, esto significa que el consumo per cápita tiende a disminuir año con año, concientizando a la ciudadanía ejecutando acciones para lograr un uso eficiente y racional del agua, la reutilización de las aguas servidas y el abastecimiento confiable de este recurso para toda la población, actividad obligatoria y haciendo responsable al organismo operador.

La proyección del volumen doméstico total se realiza utilizando las proyecciones de población por estrato con sus correspondientes consumos para cada año, dentro del horizonte de proyecto. El cálculo de la demanda se debe realizar anualmente para un periodo de 20 años, y se obtiene con la suma de los consumos por sector (comercial, industrial y turístico), incluyendo el agua no contabilizada.

1.4.3 Pérdidas de agua potable.

Las pérdidas físicas se refieren al agua que se escapa por fugas en líneas de conducción, tanques, red de distribución, y tomas domiciliarias. Las pérdidas de agua dependen de diversos factores por mencionar algunos:

- Presión de trabajo.
- Calidad de la tubería y accesorios.
- Proceso constructivo deficiente.
- Tipo de material.
- Antigüedad de los elementos del sistema.

Estos son sólo algunos que se presentan con más frecuencia sin considerar el mantenimiento preventivo y correctivo de los elementos como lo son las válvulas y la red de tubería.

De alguna manera el proyectista tiene que tener en cuenta estas pérdidas por lo que se le dará un porcentaje a cada tipo de pérdida, así el proyectista lo anexara a los resultados obtenidos para que sea más eficiente la red. Por lo que se darán algunas recomendaciones.

Considerar un valor promedio del volumen diario de pérdidas, obtenido de acuerdo a varias localidades similares en cuanto a su nivel socioeconómico.

En caso de que no haya información, se puede considerar un valor comprendido entre el 40% y el 60% del volumen suministrado, que es el resultado de un estudio realizado en 21 ciudades de la república mexicana.

En ciudades de países muy desarrollados como es el caso de algunas de Estados Unidos y Canadá se ha logrado obtener un porcentaje de pérdidas de hasta un 15% o menos.

1.5 Dotación.

Se entiende por dotación el volumen de agua que considera el consumo de todos los servicios servicios que se hacen por habitante por día, incluyendo pérdidas

físicas. La dotación se obtiene a partir de las demandas dividiendo el consumo total, que incluye servicio domestico, comercial, industrial y de servicios públicos, y las perdidas físicas de agua, entre el número de habitantes de la localidad. Sin dejar de mencionar que para fines de cálculo y diseño de elementos de un sistema se tomara con la dotación que le corresponde a cada zona.

Los siguientes datos muestran algunos de los consumos de agua por habitante en algunos parámetros de ciudades, lo necesario para satisfacer las necesidades de una persona en un día.

- Abastecimiento rural 125 L/d/hab.
 - Poblaciones de 3.000 habitantes 115 L/d/hab.
 - Poblaciones 3.000 a 15.000 habitantes 200 L/d/hab.
- | | |
|------------------|---------------------------|
| Ducha | 27,6 L/Persona |
| Sanitario | 35,67 L/Persona |
| Lavado de manos | 6,02 L/Persona |
| Lavado de platos | 27,88 L/Persona |
| Aseo y vivienda | 0,29 L/m ² día |
| Consumo propio | 6.00 L/Pna/día |
| Lavado de ropa | 45,89 L/Pna |
- Poblaciones de 15.000 a 60.000 habitantes 220 L/d/hab.
 - En poblaciones mayores a 60.000 habitantes la dotación para viviendas es de 250 L/Persona/día, válida para vivienda unifamiliares, bifamiliares y multifamiliares).

En caso de incendio 60 m³/ hectárea durante un tiempo de 2 horas, con una reserva mínima de 120 m³.

Fuente: ACEVEDO A., Antonio Caso. Manual de Hidráulica. Prensa Técnica S.A. México 1976. Págs. 482-485.

1.6 Coeficiente de variación.

Los coeficientes de variación dependen directamente de la demanda debido a los días con mayor actividad, se podría mencionar días no laborables.

Durante el día el caudal dado por una red pública varía continuamente. En las horas diurnas el caudal supera el valor medio, alcanzando valores máximos alrededor del medio día. Durante el período nocturno el consumo decae, por debajo de la media, presentando valores mínimos en las primeras horas de la madrugada, por lo que es necesario obtener los gastos máximo diario y máximo horario, los cuales se determinan multiplicando el coeficiente de variación diaria por el gasto medio diario y el coeficiente de variación horaria por el gasto máximo diario respectivamente.

Para la obtención de los coeficientes de variación diaria y horaria se deben considerar varios factores determinantes, el principal y más factible sería hacer un estudio de demanda de la localidad.

En su defecto si el estudio presenta dificultades para su elaboración, podemos contar con el instituto Mexicano de Tecnología del Agua; el cual se encarga de actualizar las dotaciones de todo el país, lo hacen en un periodo representativo en cada una de las estaciones del año, calculándose los coeficientes e variación diaria y horaria medios por clase socioeconómica y por clima.

Después de todo lo mencionado en la siguiente tabla de muestran los coeficientes de variación.

COEFICIENTES DE VARIACION DIARIA Y HORARIA	
CONCEPTO	VALOR
Coeficiente de variación diaria (CVd)	1.4
Coeficiente de variación horaria (CVh)	1.55

Tabla 1.4 coeficientes de variación diaria y horaria.

Fuente: Lineamientos técnicos para la elaboración de estudios y proyectos de agua potable y alcantarillado sanitario. CONAGUA, Octubre 1994, pág. 11.

1.7 Gastos de diseño.

Los gastos de diseño se dividen en partes en gasto medio diario y gastos máximos diarios y horarios.

1.7.1 Gasto medio diario.

El gasto medio es la cantidad de agua requerida para satisfacer las necesidades de una población en un día de consumo promedio.

La expresión que define el gasto medio diario es la siguiente:

$$Q_{medio} = \frac{D P}{86,400}$$

Donde:

Q_{medio} = Gasto medio diario, en l/s.

D = Dotación, en l/hab/día.

P = Número de habitantes.

86,400 = segundos /día.

1.7.2 Gastos máximos diario y horario.

Los gastos máximos diarios y horarios, son los requeridos para satisfacer las necesidades de la población en un día de máximo consumo y a la hora de máximo consumo.

Los gastos máximo diario y máximo horario se obtienen a partir del gasto medio con las expresiones siguientes:

$$Q_{Md} = CV_d \times Q_{med}$$

$$Q_{Mh} = CV_h \times Q_{med}$$

Donde:

Q_{Md} = Gasto máximo diario, en l/s.

Q_{Mh} = Gasto máximo horario, en l/s.

CV_d = Coeficiente de variación diaria.

CV_h = Coeficiente de variación horaria.

Q_{med} = Gasto medio diario, en l/s.

1.8 Velocidades máximas y mínimas.

Los valores mínimos de la velocidad se establecen en función de la rugosidad del material con el que está construida la tubería. No deben admitirse valores de la velocidad inferiores a los 0,30 m/seg. Para evitar la sedimentación y la formación de depósitos. Para velocidades inferiores a los 0,60 m/seg, es inevitable que se comiencen a formar depósitos de arena. Las velocidades permisibles del líquido en un conducto están gobernadas por las características del material del conducto.

A continuación se presenta una tabla que hace referencia a las limitaciones de velocidad que dependen del tipo de material del que se componen la tubería.

MATERIAL DE LA TUBERIA	VELOCIDAD (m/s)	
	MAXIMA	MINIMA
Concreto simple hasta 45 cm ϕ	3.00	0.30
Concreto reforzado de 60 cm ϕ o mayores	3.50	0.30
Concreto presforzado	3.50	0.30
Acero	5.00	0.30
Asbesto cemento	5.00	0.30
Fierro fundido	5.00	0.30
Polietileno de alta densidad	5.00	0.30
PVC (policloruro de vinilo)	5.00	0.30

Nota: Las velocidades altas incrementan la magnitud de los fenómenos transitorios. La velocidad máxima en la tabla es considerando que se han resuelto los problemas asociados a fenómenos transitorios. En el libro "Fenómenos transitorios en líneas de conducción" de este Manual de Agua Potable, Alcantarillado y Saneamiento" se explican los estudios correspondientes.

Tabla 1.5 Limites de máxima y mínima velocidad en tuberías.

Fuente: Manual de Agua Potable, Alcantarillado y Saneamiento. Diciembre 2007, pág. 22.

1.9 Cálculo de pérdidas de energía.

La pérdida de carga que tiene lugar en una conducción representa la pérdida de energía de un flujo hidráulico a lo largo de la misma por efecto del rozamiento.

El coeficiente de fricción es la variable de diseño que permite calcular las pérdidas de energía en el escurrimiento por un conducto. Se ha determinado que en el diseño de conductos a presión de sistemas de agua potable, para obtener de las pérdidas de energía se utilice el modelo de Darcy – Weisbach, ya que en el se consideran los tres tipos de regímenes del flujo (laminar, transición, turbulento).

1.9.1 Ecuación de Darcy-Weisbach.

Una de las fórmulas más exactas para cálculos hidráulicos es la de Darcy-Weisbach (1875), sin embargo por su complejidad en el cálculo del coeficiente "f" de fricción ha caído en desuso. Aún así, se puede utilizar para el cálculo de la pérdida de carga en tuberías de fundición. La fórmula original es:

$$h = f \cdot (L / D) \cdot (v^2 / 2g)$$

En función del caudal la expresión queda de la siguiente forma:

$$h = 0,0826 \cdot f \cdot (Q^2/D^5) \cdot L$$

Donde:

- h: pérdida de carga o de energía (m)
- f: coeficiente de fricción (adimensional)
- L: longitud de la tubería (m)
- D: diámetro interno de la tubería (m)
- v: velocidad media (m/s)
- g: aceleración de la gravedad (m/s^2)
- Q: caudal (m^3/s)

El coeficiente de fricción f es función del número de Reynolds (Re) y del coeficiente de rugosidad o rugosidad relativa de las paredes de la tubería (ϵ_r):

$$f = f(Re, \epsilon_r);$$

$$Re = D \cdot v \cdot \rho / \mu;$$

$$\epsilon_r = \epsilon / D$$

Donde:

- ρ : densidad del agua (kg/m^3).
- μ : viscosidad del agua ($N \cdot s/m^2$).
- ϵ : rugosidad absoluta de la tubería (m)

En la siguiente tabla se muestran algunos valores de rugosidad absoluta para distintos materiales:

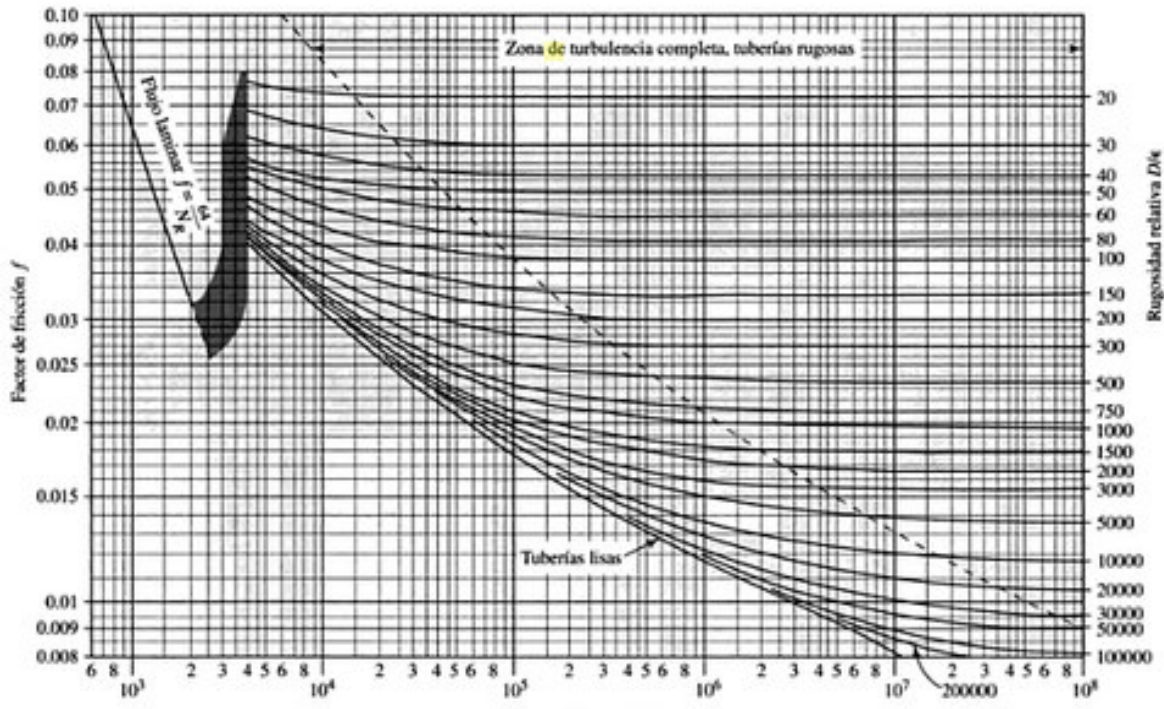
RUGOSIDAD DE DIVERSOS MATERIALES	
MATERIAL	ϵ (mm)
Cobre, PVC, polietileno de alta densidad	0,0015
Fierro fundido	0,005 a 0.03
Acero	0.04 a 0.10
Asbesto cemento	0.025 a 0.030
Concreto	0.16 a 2.0

Notas: Para fierro fundido nuevo el valor de ϵ será de 0.005; cuando se use fierro fundido oxidado será de 0.030. Con concreto liso el valor de ϵ será de 0.16; si se tiene concreto áspero ϵ será de 2.0.

Tabla 1.6 Rugosidad de diversos materiales.

Fuente: Manual de Agua Potable, Alcantarillado y Saneamiento. Diciembre 2007, pág. 27.

Moody (1944) consiguió representar la expresión de Colebrook-White en un ábaco de fácil manejo para calcular "f" en función del número de Reynolds (Re) y actuando la rugosidad relativa (ϵ_r) como parámetro diferenciador de las curvas:



Grafica 1.1 Diagrama de Moody.

Fuente: Mecánica de Fluidos. Robert L Mott. Año 2006, pág. 237

1.9.2 Variación del coeficiente de fricción con la edad de la tubería.

Los experimentos hechos con tuberías de varios materiales que se han utilizado largo tiempo, muestran valores de coeficientes de fricción mucho mayores que los dados para conductos nuevos. Esto se debe al aumento de la rugosidad o incrustación gradual de la tubería, por la acumulación de protuberancias de oxidación o de otros materiales sobre las paredes de la tubería.

Según la Comisión Nacional del agua el deterioro de las tuberías se debe a dos factores principales: la calidad del agua y el tipo de material por lo que no solo es la edad de la tubería la que influye en la reducción del diámetro de la tubería por las incrustaciones.

1.10 Coeficientes de regularización.

La regularización tiene por objeto lograr la transformación de un régimen de aportaciones (de la conducción) que normalmente es constante, en un régimen de consumo o demandas (de la red de distribución) que siempre es variable. El tanque de regularización debe proporcionar un servicio eficiente bajo normas estrictas de seguridad, procurando que su costo de inversión y mantenimiento sea mínimo.

Adicionalmente a la capacidad de regularización se puede contar con un volumen para alimentar a la red de distribución en condiciones de emergencia como los incendios, desperfectos en la red, en la captación o conducción.

El coeficiente de regularización (R), está en función del tiempo (número de horas/día) de alimentación de las fuentes de abastecimiento al tanque, requiriéndose almacenar el agua en las horas de baja demanda para distribuirlas en las de alta demanda.

Es por ello importante tomar en consideración para el cálculo de la capacidad de los tanques el número de horas de alimentación o bombeo, como su horario, el

cual estará en función de las políticas de operación y los costos de energía eléctrica, los cuales son mayores en las horas de máxima demanda (horas pico).

La CNA y el Instituto Mexicano de Tecnología del Agua entre otras instituciones analizaron los consumos de agua en diferentes ciudades del país considerando el Distrito Federal considerada como una de las ciudades más importantes del País y con mayor demanda de agua ya que ella se encuentra mayor concentración de habitantes y por ende más demanda de agua.

En el análisis, se realizó un cálculo para determinar los coeficientes de regularización, en donde se considero abastecimiento durante las 24 horas del día. Después, se realizo otro análisis donde se trataba de disminuir el tiempo de bombeo en el cual se hizo con 20 y 16 horas por día, esto tomando en cuenta la variación de mayor demanda.

Para calcular el coeficiente de regularización, se tomó como ejemplo lo antes mencionado, el suministro de agua al tanque de 20 y 24 horas con variaciones de consumo.

COEFICIENTE DE REGULARIZACION PARA SUMINISTRO DE 20 HORAS/ DIA				
HORAS	SUMINISTRO (ENTRADAS) Q BOMBEO EN %	DEMANDAS (SALIDAS)		
		DEMANDA HORARIA EN %	DIFERENCIAS	DIFERENCIAS ACUMULADAS
0-1	0	60.60	-60.60	-60.60
1-2	0	61.60	-61.60	-122.20
2-3	0	63.30	-63.30	-185.50
3-4	0	63.70	-63.70	-249.20
4-5	120	65.10	54.90	-194.30
5-6	120	82.80	37.20	-157.10
6-7	120	93.80	26.20	-130.90
7-8	120	119.90	0.10	-130.80
8-9	120	130.70	-10.70	-141.50
9-10	120	137.20	-17.20	-158.70
10-11	120	134.30	-14.30	-173.00
11-12	120	132.90	-12.90	-185.90
12-13	120	128.80	-8.80	-194.70
13-14	120	126.60	-6.60	-201.30
14-15	120	121.60	-1.60	-202.90
15-16	120	120.10	-0.10	-203.00
16-17	120	119.60	0.40	-202.60
17-18	120	115.10	4.90	-197.70
18-19	120	112.10	7.90	-189.80
19-20	120	105.60	14.40	-175.40
20-21	120	90.10	29.90	-145.50
21-22	120	78.40	41.60	-103.90
22-23	120	71.00	49.00	-54.90
23-24	120	65.10	54.90	0.00
TOTAL	2400	2400		

Tabla 1.7 Coeficiente de Regularización para suministro de 20 horas/día.

Fuente: Lineamientos técnicos para la elaboración de estudios y proyectos de agua potable y alcantarillado sanitario. CONAGUA, Octubre 1994, pág. 17.

Qmd = Gasto medio diario

ct = 249.20

C = Capacidad de regularización.

$R = (249.20/100)(3600/1000) = 8.97 \approx 9.0$

R = coeficiente de regularización

C = 9.0 Qmd

COEFICIENTE DE REGULARIZACION PARA SUMINISTRO DE 24 HORAS/ DIA				
HORAS	SUMINISTRO (ENTRADAS) Q BOMBEO EN %	DEMANDAS (SALIDAS)		
		DEMANDA HORARIA EN %	DIFERENCIAS	DIFERENCIAS ACUMULADAS
0-1	100	60.60	39.40	39.40
1-2	100	61.60	38.40	77.80
2-3	100	63.30	36.70	114.50
3-4	100	63.70	36.30	150.80
4-5	100	65.10	34.90	185.70
5-6	100	82.80	17.20	202.90
6-7	100	93.80	6.20	209.10
7-8	100	119.90	-19.90	189.20
8-9	100	130.70	-30.70	158.50
9-10	100	137.20	-37.20	121.30
10-11	100	134.30	-34.30	87.00
11-12	100	132.90	-32.90	54.10
12-13	100	128.80	-28.80	25.30
13-14	100	126.60	-26.60	-1.30
14-15	100	121.60	-21.60	-22.90
15-16	100	120.10	-20.10	-43.00
16-17	100	119.60	-19.60	-62.60
17-18	100	115.10	-15.10	-77.70
18-19	100	112.10	-12.10	-89.80
19-20	100	105.60	-5.60	-95.40
20-21	100	90.10	9.90	-85.50
21-22	100	78.40	21.60	-63.90
22-23	100	71.00	29.00	-34.90
23-24	100	65.10	34.90	0.00
TOTAL	2400	2400		

Tabla 1.8 Coeficiente de Regularización para suministro de 24 horas/día.

Fuente: Lineamientos técnicos para la elaboración de estudios y proyectos de agua potable y alcantarillado sanitario. CONAGUA, Octubre 1994, pág. 18.

$$Q_{md} = \text{Gasto medio diario} \qquad ct = 209.10 + 95.4 = 304.50$$

$$C = \text{Capacidad de regularización.} \qquad R = (304.50/100)(3600/1000) = 10.96 \approx 11.0$$

$$R = \text{coeficiente de regularización} \qquad C = 11.0 Q_{md}$$

En la siguiente tabla se muestran los coeficientes de regularización para los tiempos de bombeo de 24,20 y 16 horas según la gráfica anterior en la variación de los gastos en las ciudades estudiadas por la CNA E IMTA. Los cuales aplican a ciudades que no tienen este tipo de estudio.

COEFICIENTES DE REGULARIZACION	
TIEMPO DE SUMINISTRO AL TANQUE (hr)	COEFICIENTE DE REGULARIZACION (R)
24	11.0
20 (DE 4 A 24 HRS.)	9.0
16 (DE 5 A 21 HRS.)	19.0

Tabla 1.9 Coeficientes de Regularización ciudad de México.

Fuente: Lineamientos técnicos para la elaboración de estudios y proyectos de agua potable y alcantarillado sanitario. CONAGUA, Octubre 1994, pág. 19.

Y para ciudades más pequeñas aplican los siguientes coeficientes de regularización.

COEFICIENTES DE REGULARIZACION	
TIEMPO DE SUMINISTRO AL TANQUE (hr)	COEFICIENTE DE REGULARIZACION (R)
24	14.6
20 (DE 4 A 24 HRS.)	7.2
16 (DE 5 A 21 HRS.)	15.3

Tabla 1.10 Coeficientes de Regularización ciudades pequeñas.

Fuente: Lineamientos técnicos para la elaboración de estudios y proyectos de agua potable y alcantarillado sanitario. CONAGUA, Octubre 1994, pág. 19.

1.11 Zanjas para instalación de tuberías.

Según la CNA (2001), las tuberías se instalan sobre la superficie o enterrada, dependiendo de la topografía, clase de tubería y tipo de terreno. Para obtener la máxima protección de las tuberías se recomienda que estas se instalen en zanja. Además de la protección contra el paso de vehículos, el tipo de instalación que se adopte, debe considerar otros factores relacionados con la protección de la línea, como son el deterioro o maltrato de animales, la exposición a los rayos solares, variación de la temperatura. Etc.

1.11.1 Ancho de la zanja.

Según información proporcionada por la Comisión Nacional del Agua se determinan dos criterios para poder saber el ancho que debe tener las zanjas para la instalación de tuberías.

- Para tuberías con diámetro exterior menor a 50 cm, el ancho de la zanja será el diámetro exterior más 50 cm.
- Para tuberías con diámetro exterior mayor o igual a 50 cm, el ancho de la zanja será el diámetro exterior más 60 cm.

En base a los resultados obtenidos con este criterio muy general, los resultados obtenidos tendrán que ser redondeados a múltiplos de 5 cm.

En la tabla siguiente publicada por la Comisión Nacional del Agua se muestran las dimensiones de anchos de zanjas y profundidades para tuberías desde 1" (2.5 cm.) hasta 98" (244 cm.) espesor de plantilla y volumen de excavación, por lo que resultara de manera práctica saber las dimensiones de la zanja para tubería que requiera el proyecto.

DIÁMETRO NOMINAL		ANCHO	PROFUNDIDAD	ESPESOR DE LA	VOLUMEN DE
(CM)	(PULGADAS)	Bd (CM)	H (CM)	PLANTILLA (CM)	EXCAVACION (M ³ /M)
2.5	1	50	70	5	0.35
3.8	1.5	55	70	5	0.39
5.1	2	55	70	5	0.39
6.3	2.5	60	100	7	0.6
7.5	3	60	100	7	0.6
10	4	60	105	10	0.63
15	6	70	110	10	0.77
20	8	75	115	10	0.86
25	10	80	120	10	0.96
30	12	85	125	10	1.06
35	14	90	130	10	1.17
40	16	95	140	10	1.33
45	18	110	145	10	1.6
50	20	115	155	11	1.78
61	24	130	165	13	2.15
76	30	150	185	14	2.77
91	36	170	210	15	3.57
107	42	190	230	17	4.37
122	48	210	245	20	5.14
162	60	250	300	23	7.5
183	72	280	340	27	9.52
213	84	320	380	30	12.16
244	98	350	415	34	14.53

Tabla 1.11 Dimensiones de zanjas y plantillas para tuberías de agua potable y alcantarillado.

Fuente: Manual de Agua Potable, Alcantarillado y Saneamiento. Diciembre 2007, pág. 30.

1.11.2 Profundidad de la zanja.

En la tabla anterior se hizo mención de manera general la profundidad que deben de llevar las diversas medidas de las tuberías en su colocación, por lo que en este apartado se tratara de justificar y hacer mención de los aspectos que se deberán tener en cuenta para la seguridad de la tubería en su instalación.

Las profundidades de las zanjas varían por varios aspectos que deben considerarse en seguida se mencionaran los más relevantes:

- ❖ La topografía.
- ❖ El trazo.
- ❖ Las velocidades máximas y mínimas.
- ❖ Las pendientes de proyecto.
- ❖ La resistencia de las tuberías a cargas externas.

La profundidad mínima de las zanjas se debe determinar de forma que las tuberías queden protegidas de los efectos del tránsito y cargas exteriores, así como preservadas de las variaciones de temperatura del medio ambiente. La profundidad máxima se debe determinar mediante un estudio económico comparativo entre el costo de instalación del conducto.

Los principales factores que intervienen para modificar la profundidad son el tipo de tubería a utilizar (polietileno de alta densidad, acero, etc.) el tipo de terreno en la zona (roca, etc.) y las cargas vivas que se puedan presentar.

1.11.3 Plantilla o cama.

La plantilla o cama consiste en un piso de material fino, colocado sobre el fondo de la zanja que previamente ha sido arreglado con la concavidad necesaria para ajustarse a la superficie externa inferior de la tubería, en un ancho cuando menos igual al 60% de su diámetro exterior. El resto de la tubería debe ser cubierto hasta una altura de 30 cm arriba de su lomo con material granular fino colocado a mano y compactado cuidadosamente, llenando todos los espacios libres abajo y adyacentes de la tubería. Ese relleno debe hacer en capas que no excedan de 15 cm de espesor.

Deberán excavar cuidadosamente las cavidades o conchas para alojar la campana o cople de las juntas de los tubos, con el fin de permitir que la tubería se apoye en toda su longitud sobre el fondo de la zanja o la plantilla apisonada. El espesor mínimo sobre el eje vertical será de 5 cm.

El relleno de la zanja puede ser a volteo o compactado, según se especifique en el proyecto el criterio para seleccionar el tipo de relleno será dependiendo del lugar en que se instale la tubería.

CAPÍTULO 2

LÍNEAS DE CONDUCCIÓN.

En el presente capítulo se habla de los argumentos técnicos de topografía, se describirá lo que es la captación y se comentara los diferentes tipos de captación que existen, es importante tomar en cuenta la explicación de lo que es un manantial y un pozo, nombraremos lo que es la geohidrologia, los métodos existentes para perforación de pozos, el tipo de tubería que se usa en la conducción, como son piezas especiales, dispositivos de control y protección de bombas, los factores que se deben tomar, se hablará de fórmulas para el cálculo, saber cuándo se requiere una conducción por gravedad y otra por bombeo, el procedimiento para instalar una tubería, lo que es una silleta y los atraques, todo esto es necesario para diseñar una línea de conducción.

2.1 Consideraciones técnicas.

Las obras de conducción forman parte de un sistema de agua potable que de acuerdo a su diseño tienen un impacto económico en la operación del mismo.

En este apartado se trata de explicar de alguna manera los puntos importantes que deben ser tomados en consideración para evitar dificultades y tratar de eficientar los trabajos realizados en la conducción de agua potable, la topografía debe ser exacta y precisa los cambios de dirección y desniveles se tratara de detallar para evitar problemas al proyectar la conducción. Usar las ecuaciones correctas

para el cálculo hidráulico y las consideraciones en el diseño de la operación estacionaria, llenado, vaciado y transitorios (golpe de ariete).

2.1.1 Topografía y cruzamientos.

La topografía es una ciencia geométrica aplicada a la descripción de la realidad física inmóvil circundante. Es plasmar en un plano topográfico la realidad vista en campo, en el ámbito rural o natural, de la superficie terrestre.

Como lo publicó la Comisión Nacional del Agua sería de gran ayuda contar con cartas topográficas de la INEGI las cuales servirían de apoyo para un posible proyecto de conducción.

Es necesario hacer un levantamiento topográfico del lugar para definir la planimetría y altimetría, con estos datos podemos definir con más exactitud el relieve del lugar de proyecto, curvas de nivel, perfiles etc., es recomendable marcar puntos donde existen cambios de pendientes importantes en el terreno y puntos donde cambia de dirección la conducción respecto a la horizontal.

Marcar los cruces en la conducción es de suma importancia, tales como ríos, arroyos, canales, carreteras y vías del ferrocarril.

Todos los proyectos de conducción de agua potable se presentan en planta y perfil, en la esquematización del perfil se traza una línea que se trata de la energía de

flujo y además las envolventes de energías máximas y mínimas para el flujo transitorio.

2.2 Obras de captación.

De acuerdo con los apuntes de materia captaciones y conducciones, las obras de captación son las obras civiles y equipos electromecánicos que se utilizan para reunir y disponer adecuadamente el agua superficial o subterránea de la fuente de abastecimiento. Dichas obras varían de acuerdo a la naturaleza de la fuente de abastecimiento, su localización y magnitud.

El diseño de la captación debe prever posibles contaminaciones del agua, por lo que el diseño deber ser estricto para evitarlo.

2.2.1 Captación de aguas superficiales.

Las aguas superficiales incluyen ríos, lagos y acuíferos superficiales que no estén confinados.

Para que una obra de captación sea diseñada se requiere de información exacta y precisa por lo que se necesita de los siguientes datos:

- Gasto medio, máximo y mínimo.
- Niveles de agua normal, extraordinaria y mínimo
- Características de la cuenca, erosión y sedimentación.
- Estudio de inundaciones y arrastre de cuerpos flotantes.

Algunas ventajas de las agua superficiales son su disponibilidad y que están visibles, pero una desventaja de consideración es que tiene una alto grado de contaminación una forma por mencionar entre algunas seria, las descargas de aguas residuales las cuales pueden sanearse y volver a utilizar implicando un costo.

Los costos para la elaboración de obras de captación también es un punto que se debe considerar, ya que se debe elegir la alternativa más económica y que cumpla con los requerimientos técnicos así mismo que la operación y mantenimiento no se excedan.

Dependiendo de las características hidrológicas de la corriente, las obras de captación se presentan en cuatro grupos:

- a) Captaciones cuando existen grandes variaciones en los niveles de la superficie libre.
- b) Captaciones cuando existen pequeñas oscilaciones en los niveles de la superficie libre.
- c) Captaciones para escurrimientos con pequeños tirantes.
- d) Captación directa por gravedad o bombeo.

Para darse una idea de lo que es una captación en el siguiente esquema se muestra una captación que es considerada en el inciso a) en captaciones con

grandes variaciones en los niveles de la superficie, la cual es una estación de bombeo flotante que puede usarse en lagos o embalses grandes.

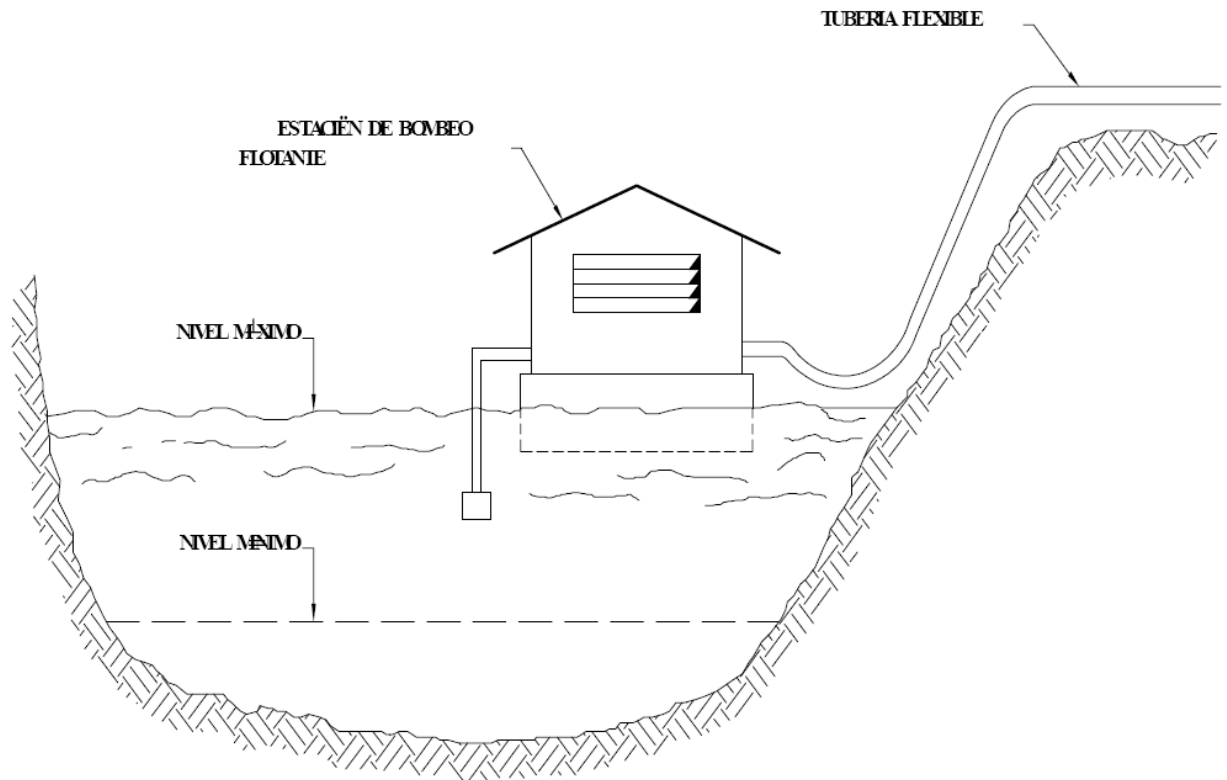


Figura 2.1 Estación de bombeo flotante.

Fuente: Manual de Diseño de Agua Potable, Alcantarillado y Saneamiento CONAGUA, capítulo 4

Capitación, pág. 62

2.2.2 Captación por vertedor lateral.

La definición que se emplea en la hidráulica para un vertedor lateral es la siguiente: Un dispositivo que permite el paso del agua por encima de una cresta en sentido paralelo a la dirección principal de la corriente.

Cuando un dispositivo de captación en un curso superficial está expuesto a constantes azolvamientos y fuertes impactos por los cantos rodados, troncos de árboles y materia que arrastran las corrientes cuando el caudal aumenta su tirante, la captación directa es una opción antieconómica e inadecuada. En estos casos la solución factible es la construcción de un tanque a un costado del flujo del agua provisto de vertedor lateral.

El cual consiste en construir un dique para asegurar una altura mínima de agua sobre el dispositivo de captación. El gasto Q_{MD} requerido se captada por medio de un tanque lateral, mientras que el exceso sigue su curso normal a través del vertedor de rebase del dique, como se muestra en la figura siguiente:

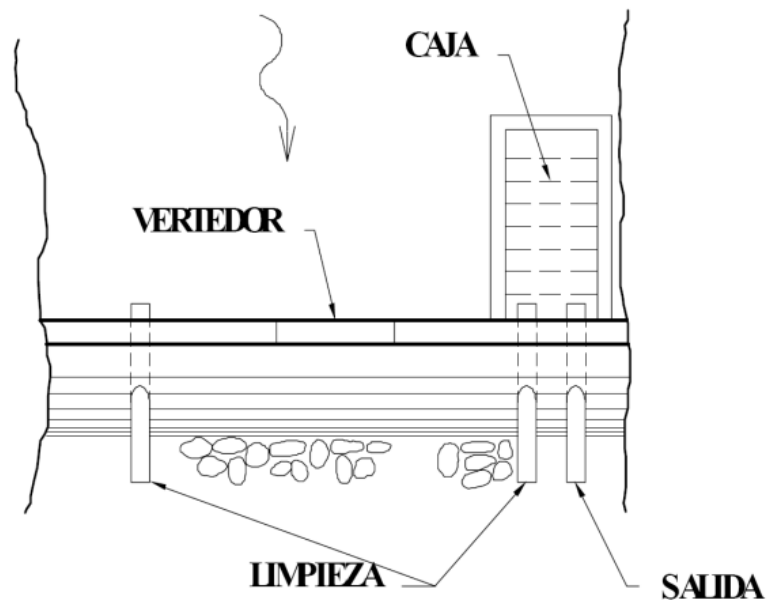
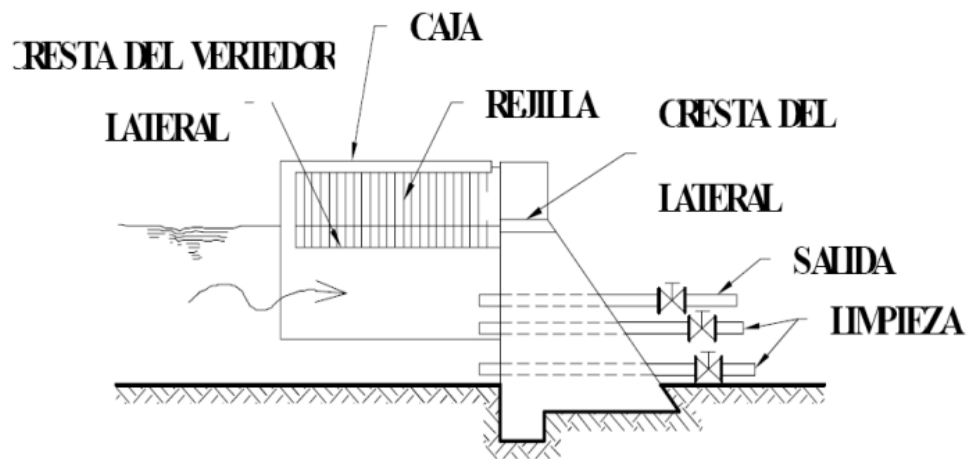


Figura 2.2 Vertedor lateral en corte y planta.

Fuente: Manual de Diseño de Agua Potable, Alcantarillado y Saneamiento CONAGUA, capítulo 4

Capitación, pág. 64

Lo que se busca es el diseño de una estructura económica, capaz de captar el gasto previsto.

2.2.3 Captación por medio de caja central ubicada por debajo del vertedor de rebose.

Este dispositivo de captación de agua superficial consiste en una caja o tanque central ubicado en el mismo cuerpo del dique, por debajo del vertedor de rebose ocupando todo el ancho de dicho vertedor.

Una parte del caudal que cruza el vertedor cae en el canal y es conducido por un tubo hasta cerca del anclaje lateral del muro, de donde arranca la línea de conducción o toma.

2.2.4 Obras de captación para agua subterránea.

Las aguas subterráneas se localizan en una zona con cavidades conectadas entre sí. Son constituidas por el agua precipitada sobre la tierra como lluvia, granizo o nieve que se filtra a través de la tierra.

Esta zona comprende: zona de saturación y zona de aireación, que quedan separadas por el nivel freático. En la zona de saturación, las cavidades están llenas de agua bajo presión hidrostática y reciben el nombre de aguas subterráneas las que a su vez se dividen en freáticas y artesianas.

Una de las ventajas de las agua subterráneas que es de mucha importancia es la dificultad para que se lleguen a contaminar por lo que su calidad es más

uniforme. Pero tenemos una gran desventaja inminente el descenso de los niveles de agua en los pozos lo cual ha causado su abandono en su totalidad, pero en la actualidad los modernos métodos de investigación que permiten una aproximación muy segura de los recursos de agua subterránea para una prolongada producción. Las posibles obras de captación para este tipo de aguas son:

- Cajas de Manantial.
- Pozos.
- Galerías filtrantes.

2.2.4.1 Manantiales

El manantial es el sitio donde el acuífero emerge a la superficie y es posible captarlo de manera directa en el mismo sitio de su afloramiento.

La Comisión Nacional del Agua según sus investigaciones, los manantiales fluyen en un estrato acuífero de arena y grava impulsada por la presión y por la capilaridad, y afloran a la superficie debido a la presencia de un estrato de material impermeable, tal como arcilla o roca, que les impide fluir o infiltrarse.

El agua de manantial es generalmente potable, pero puede contaminarse si aflora en un estanque o al fluir a la superficie.

Los manantiales sufren variaciones importantes del gasto en el transcurso del año, el cual aumenta en época de lluvias y disminuye o a veces se agota en época de estiaje.

El manantial, ya sea que se capte directa o indirectamente, debe contar con una caja de captación la cual se deberá verificar si su funcionamiento es correcto, de forma que capte plenamente al afloramiento; que cuente con un vertedor de demasías que permita que la caja derrame antes de que el nivel del agua ahogue el manantial; la válvula de desagüe, si existe, debe permitir abatir el nivel de la caja para inspecciones e incluso debe de servir de salida del azolve. La válvula de seccionamiento, entre la línea de conducción y la caja, debe permitir el mantenimiento, inspección y reparación en la línea de conducción.

Dichas cajas de captación son cámaras colectoras cerradas e impermeables, construidas de concreto reforzado o mampostería de tabique o piedra.

Para cimentar la caja colectora, debe excavarse hasta encontrar una capa impermeable, retirando el cieno, las rocas intemperizadas y otros fragmentos. Esta operación deberá hacerse cuidadosamente, sobre todo en terrenos fisurados, para evitar que el manantial se desvíe o desaparezca por una fisura. Una recomendación es no utilizar explosivos ya que el manantial se pierde y puede aflorar en algún otro lugar.

En la siguiente figura se muestra un ejemplo de la captación de agua en los manantiales, tres manantiales protegidos y conectados a una trampa de sedimentos para posteriormente surtir a la línea de conducción:

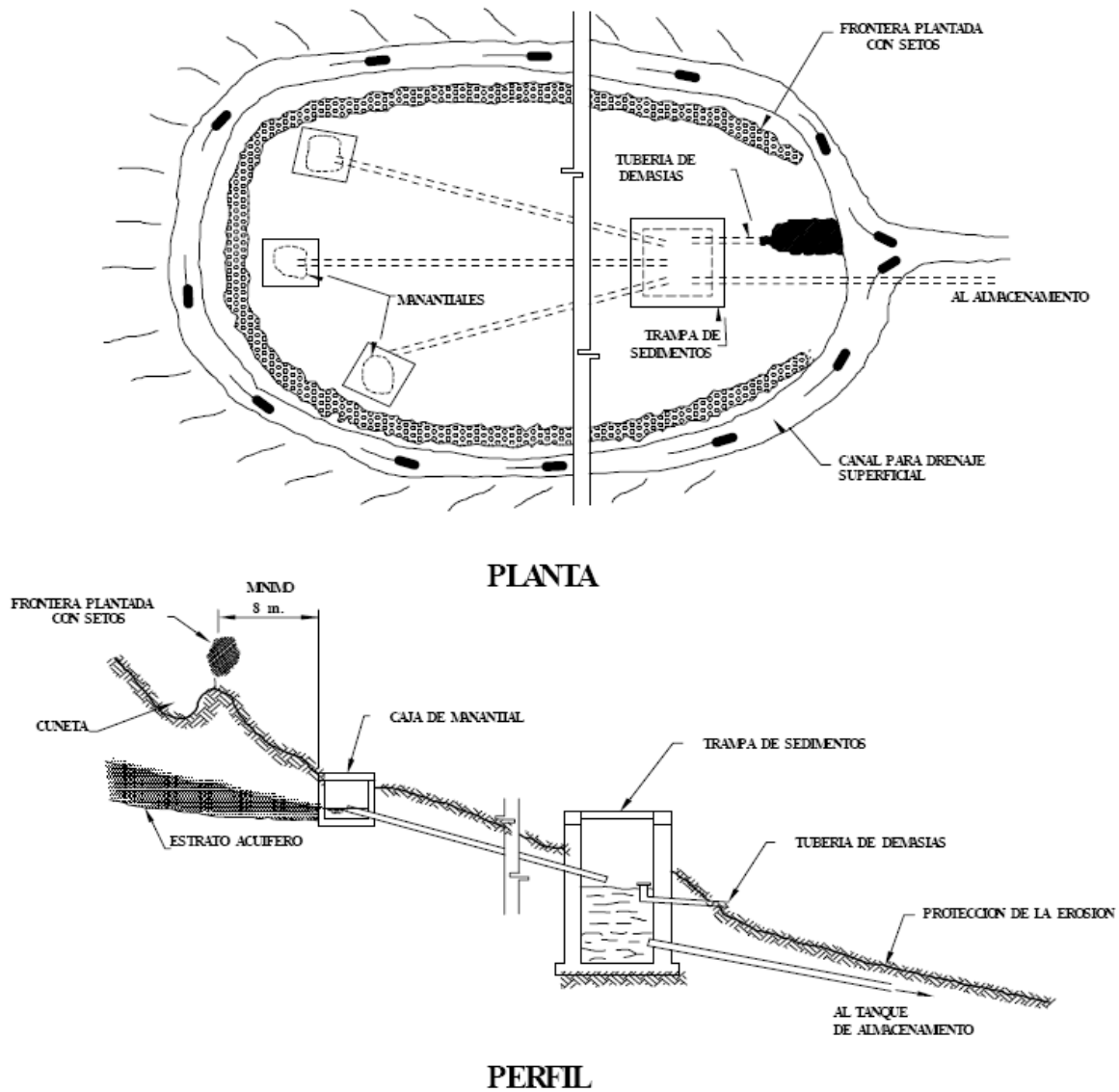


Fig. 2.4 Manantiales y trampa de sedimentos.

Fuente: Manual de Diseño de Agua Potable, Alcantarillado y Saneamiento CONAGUA, capítulo 4

Captación, pág. 49.

2.2.4.2 Pozos.

Un pozo se puede definir como una perforación vertical profunda que conecta con un acuífero, ademado de mampostería, concreto o acero y generalmente equipado con un conjunto bomba-motor.

Por lo que es costumbre clasificarlos de dos maneras:

- Pozos poco profundos o someros.
- Pozos profundos.

Los pozos someros son aquellos que permiten la explotación del agua freática. Se construyen con diámetros mínimos de 1.5 metros y no más de 15 metros de profundidad para permitir el paso del agua a través de las paredes. Se dejan perforaciones de 25 mm de diámetro con un espaciamiento de 25 cm de longitud entre ellos si las paredes se construyen de mampostería o tabique se dejan espacios sin juntar con el mismo criterio mencionado para que el agua busque salida y marque su trayectoria.

Los pozos poco profundos pueden construirse por perforaciones o con tuberías, la tubería se penetra con un taladro los orificios serán de un diámetro lidero el cual pueda penetrar el agua por ellos. La hincas de la tubería se hace por medio de un mazo o por la caída de un peso considerable sobre el tubo, la tubería regularmente

es de un diámetro de 25 a 75 mm y solo se puede emplear en terrenos suaves, no terrenos consolidados ni rocosos.

Una de las desventajas que tiene el agua de estos tipos de sistemas de extracción, es la variable fluctuación del nivel freático ya que de ello depende el volumen de extracción.

Por otra parte los pozos profundos perforan capas acuíferas y disponen de agua todo el tiempo regularmente ciertas poblaciones disponen de este sistema ya que evitan las fluctuaciones, y tienen un rendimiento uniforme. Adicionalmente el agua profunda “acuíferos” es de buena calidad. Pero tiene una desventaja la cual consiste en el costo de la elaboración.

Existen dos tipos de pozos profundos, el ordinario de capa libre en el cual el agua se eleva a la altura del material saturado que le rodea, y no se halla sometida a otra presión más que la atmosférica. Y los pozos artesianos en que el agua se eleva más del nivel donde se encuentra el acuífero, debido a la presión del agua aprisionada entre los poros del acuífero.

Para apreciar con más certeza un pozo enseguida se muestra una figura en corte de pozos profundos:

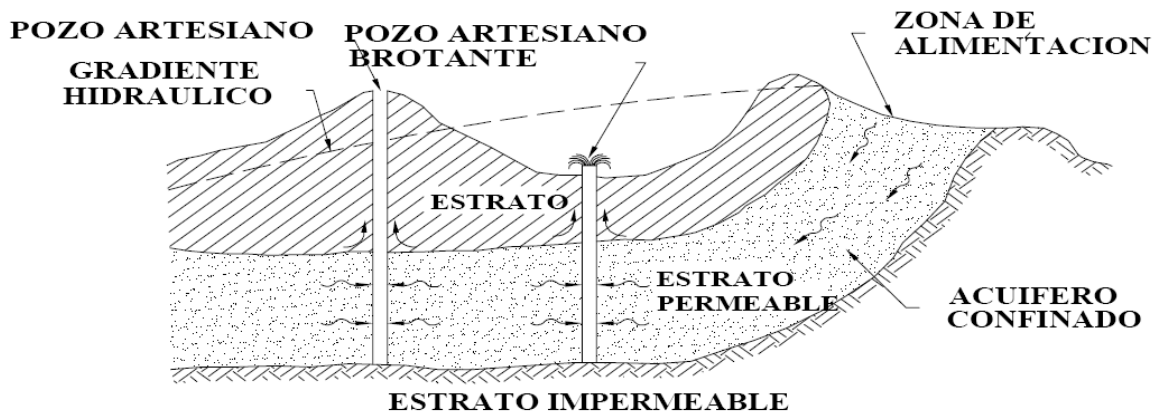


Fig. 2.5 Pozos profundos.

Fuente: Manual de Diseño de Agua Potable, Alcantarillado y Saneamiento CONAGUA, capítulo 4

Capitación, pág. 49

2.3 Geohidrología.

Según el libro Serie de ejercicios numéricos para la materia de geohidrología de la Licenciatura de Ingeniería Civil (2006), La geohidrología es la rama de la hidrología que trata del agua subterránea, sus yacimientos y movimiento, sus recargas y descargas; de las propiedades de las rocas que influyen en su ocurrencia y almacenamiento, así como de los métodos empleados para su investigación, utilización y conservación.

Básicamente estudia el comportamiento del agua a través del medio poroso, desde un punto de vista hidrológico a diferencia a la hidrología que lo hace con mayor atención y énfasis en los aspectos geológicos y químicos.

La geohidrología actualmente, con los avances que ha tenido en el campo de la investigación, ha hecho posible alcanzar grandes profundidades en la perforación de pozos ampliando así el conocimiento del subsuelo.

2.3.1 Distribución del agua en el subsuelo.

Es muy difundida la creencia de que en el subsuelo el agua se encuentra formando enormes lagos subterráneos o corrientes muy localizadas que fluyen a lo largo de conductos de gran tamaño. Sin embargo, aunque así se presenta en algunos acuíferos constituidos por rocas volcánicas, en la mayoría de los casos el agua circula y se almacena en los poros que dejan entre sí las partículas de material.

Según investigaciones de CNA, en el subsuelo el agua se encuentra distribuida en dos grandes zonas. La de aireación y la de saturación; la zona de aireación, comprendida entre la superficie del terreno y el nivel freático está parcialmente saturada y se subdivide en franja de agua del suelo, franja intermedia y capa capilar.

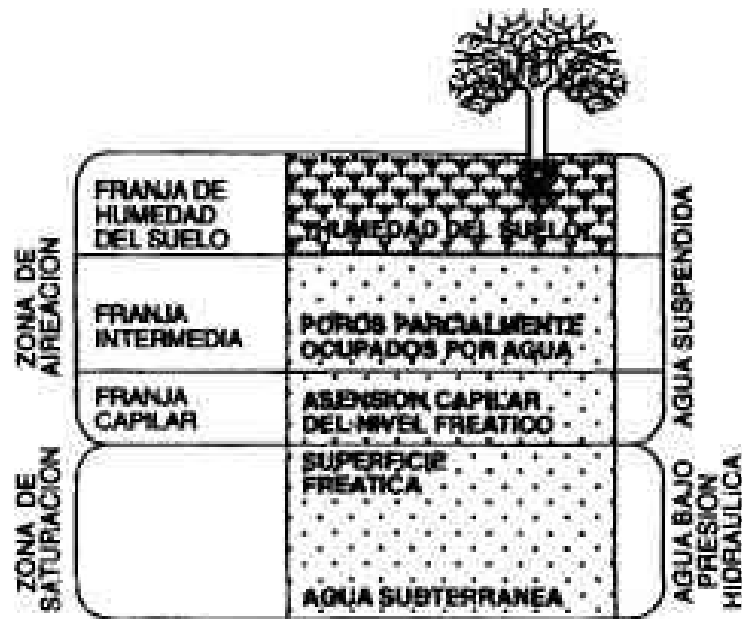


Fig. 2.6 Distribución del agua en el subsuelo.

Fuente: Serie de ejercicios numéricos para la materia de geohidrología de la Licenciatura de Ingeniería Civil UNAM, Jorge Athala Molano (2006), pág. 36.

2.3.2 Métodos de perforación de pozos.

Existen varios métodos para perforar un pozo ya que puede ser por percusión, de forma rotativa o de percusión con circulación inversa.

Perforación por percusión: esta se realiza con un sistema de instrumentos como un vástago para barrenar, percusores y una conexión de cable, todos deben estar unidos por medio de rocas cónicas. Se debe contar con un brazo y una viga de que realice la tarea de elevarse y bajar los instrumentos al interior del pozo húmedo. Este método consiste en aflojar y sacudir la barrena en el movimiento que lo lleva a

la superficie. El trabajo de perforador es girar la barrena y tomando criterio en la maniobra de los instrumentos por el contacto que se tiene con el cable de perforación.

Perforación rotaria: el procedimiento consiste en sostener el extremo de corte a una barrena de perforación hueca, esta se gira velozmente por medio de un sistema rotatorio (mesa) la cual cuenta con un motor. La cual se bombea en dirección inferior, ya sea por medio de agua o una arcilla coloidal que pasa por medio del tubo hueco, el cual mana por las oquedades de la barrena y se traslada el material que desprende a la parte superior. Las llamadas suspensiones de arcilla se usan para menguar pérdidas que se tienen por el fluido de perforación y esto no permite que tengan contacto con la columna permeable.

Perforación por percusión con circulación inversa: se utiliza una barrera de percusión que se resbala por la parte exterior de un tubo hueco esta destroza los cantos encontrados a su paso. Existen medidas restrictivas para los diámetros manejados que pueden llegar a ser de 204 mm. Por medio de estos se sacuden partículas grandes de piedra. Se puede lograr velozmente hoyos de una profundidad de 2013 m. y con diámetros de 1.82 m en materiales no estén consolidados y sean heterogéneos. Se recomienda que el agua que este circulando tenga arena ya que esto menguara el agua que se necesite para equilibrar las pérdidas que se tengan en las perforaciones que se estén haciendo en las formaciones.

2.3.3 Tuberías usadas en conducciones.

Es el conjunto de tubos interconectados para formar una tubería principal, con una variedad de diámetros y materiales.

En la fabricación de las tuberías utilizadas en los sistemas de agua potable, los materiales de mayor uso son: acero, fibrocemento, concreto preesforzado, poli(cloruro de vinilo) (PVC) y polietileno de alta densidad.

En los siguientes párrafos se tratara de describir los diferentes tipos de tuberías:

➤ Tuberías de acero.

En 1943, se inició en México la fabricación de tubos de acero. Estos se fabrican con diámetros desde 4.5" (114.3 mm) hasta 48" (1219 mm) y son recomendables para líneas de conducción con altas presiones de trabajo. Su utilización obliga a revestirlos contra la corrosión interior y exterior. Son muy durables, resistentes, flexibles, y adaptables a las distintas condiciones de instalación que se tengan.

En conducciones y redes de distribución de pequeñas localidades se han utilizado en algunos casos tuberías de acero galvanizado. Estos conductos se fabrican en diámetros de 13, 19, 25, 32 mm con longitud del tubo de 6.40 m, que se unen mediante el proceso de roscas fabricadas en el extremo del tubo con tarraja.

➤ Fibrocemento.

La tubería de fibrocemento está compuesta por una parte de asbesto y otra de cemento tipo Portland fabricados en secciones circulares de diversos diámetros y espesor de capa. Son relativamente económicos pero su resistencia mecánica es baja por lo que su manejo es de extrema precaución así como su transporte ya que es bastante vulnerable a cualquier deterioro.

Los tubos de presión del fibrocemento se fabrican para presiones máximas en las siguientes clases: A-5, A-7, A-10 Y A-14, en donde los números 5,7,10 y 14 indican la presión interna de trabajo (en kg/cm^2) que resisten los tubos. La presión de prueba en fábrica, para cada tubo y cada cople, es 3 veces la presión de trabajo para un tiempo de 5 segundos. Las tuberías tienen longitudes generalmente de 4 y 5 metros.

➤ Tuberías de plástico: Polietileno de Alta Densidad (PEAD) y el Cloruro de Polivinilo (PVC).

De los materiales plásticos disponibles para este fin, los termoplásticos son los que más actualmente presentan interés para su uso en sistemas de conducción, distribución, etc. de agua potable. Por lo que hasta la fecha son los más importantes y los más usados el polietileno de alta densidad (PEAD) y el Policloruro de Vinilo (PVC).

Las ventajas de esas tuberías son: su gran flexibilidad, que permite su presentación en rollos; su ligereza, ya que pesa ocho veces menos que el acero y tres veces menos que el fibrocemento; y la ausencia de corrosión. La cual se fabrica en dos presentaciones para el transporte de agua potable, la línea inglesa y la línea métrica.

En seguida se muestra una tabla donde se tratan dos puntos importantes las ventajas y desventajas del uso de este tipo de tubería:

VENTAJAS	DESVENTAJAS
<ul style="list-style-type: none"> ◆ Resistencia a la corrosión y al ataque químico de ácidos, álcalis y soluciones salinas. ◆ Instalación, rápida, fácil y económica. ◆ Resistencia mecánica alta. ◆ Por su ligereza, el almacenamiento y transporte de la tubería se facilita notablemente. ◆ Bajo costo. 	<ul style="list-style-type: none"> ◆ Alto costo, pero en diámetros de 200 mm y mayores. ◆ Las probabilidades mecánicas de las tuberías de PVC se afectan si quedan expuestas a los rayos solares por un período prolongado. ◆ Los tubos de extremos lisos requieren mano de obra altamente especializada para su unión. Por ello se recomienda el uso de tuberías con campana y anillo de hule.

Tabla. 2.1 Ventajas y desventajas en el uso de tuberías.

Fuente: Manual de Diseño de Agua Potable, Alcantarillado y Saneamiento CONAGUA, capítulo 6

Conducción, pág. 123

➤ Tuberías de concreto.

Las tuberías de concreto que se han usado con más frecuencia en las obras de conducción son:

- ❖ Tuberías de concreto reforzado con junta de hule y concreto (SP-16)
- ❖ Tuberías de concreto presforzado (SP12)
- ❖ Tuberías de concreto pretensado (Comecop).
- ❖ Tubos de concreto presforzado sin cilindro de acero.
- ❖ Tubos de concreto presforzado con cilindro de acero.

Cada una de estas tuberías están fabricadas con un fin diferente las cuales varían en los cálculos de diseño o con el fin que estén construidas. Un ejemplo sería la especificación de la junta, el diseño del armado para resistir una presión hidrostática específica o para resistir una fatiga para su tiempo de vida.

2.3.4 Recomendaciones para la selección de la tubería.

Todos los ingenieros de diseño han entrado en controversia al elegir qué tipo de tubería usarán según los números arrojados en su cálculo. Por lo que en cada caso en particular requiere el análisis de cargas externas y presión hidrostática interna. Entre los diversos materiales existentes se elegirá el que más se adapte a las

especificaciones, lo cual requiere un análisis económico. Tomando en cuenta los puntos específicos anteriores y según la experiencia en México pueden anotarse las siguientes recomendaciones publicadas por la Comisión Nacional del Agua (CNA).

1. Para la conducción y distribución en sistemas rurales de abastecimiento y cuando el diámetro sea igual o menor de 150 mm, son recomendables las tuberías de Policloruro de Vinilo (PVC).
2. Las tuberías que más se han empleado en México para conducciones y redes de distribución de localidades rurales son las de fibrocemento en todos los diámetros comerciales y, en menor cantidad, las de plástico (PVC) en diámetros hasta de 150 mm.
3. Cuando se requieren diámetros superiores a 150 mm, para presiones mayores 14 kg/cm, son recomendables las tuberías de asbesto cemento.
4. Para conducciones con presiones de trabajo superiores a 14 kg/cm² se hará el estudio económico entre tuberías de acero y concreto presforzado.
5. Para toma domiciliaria se recomiendan diámetros de 13 y 19 mm.

Finalmente, los factores principales que los proyectistas deben tener en cuenta para la selección de tuberías son:

- ❖ Calidad y cantidad de agua por conducir.
- ❖ Características topográficas de la conducción y tipo del terreno por excavar.
- ❖ Costo de suministro e instalación.

2.3.5 Piezas especiales y dispositivos de control y protección de bombas y tuberías.

Las tuberías de conducción están compuestas por tramos rectos y curvos esto para adaptarse a los cambios de nivel y dirección en la topografía dependiendo de donde se requiera la conducción también por la adaptación de distintos dispositivos para el control del flujo y el buen funcionamiento de la tubería y del conjunto.

Las piezas especiales, son elementos de unión entre los componentes de una conducción de agua, se utilizan para efectuar intersecciones de conductos, variación de diámetros, cambios de dirección, conexiones con válvulas y equipos de bombeo, etc. Este grupo es construido por juntas, carretes, extremidades, tes, cruces, codos y reducciones, entre otros. En el cuadro de figuras siguientes se puede apreciar algunas de las piezas especiales más comunes.

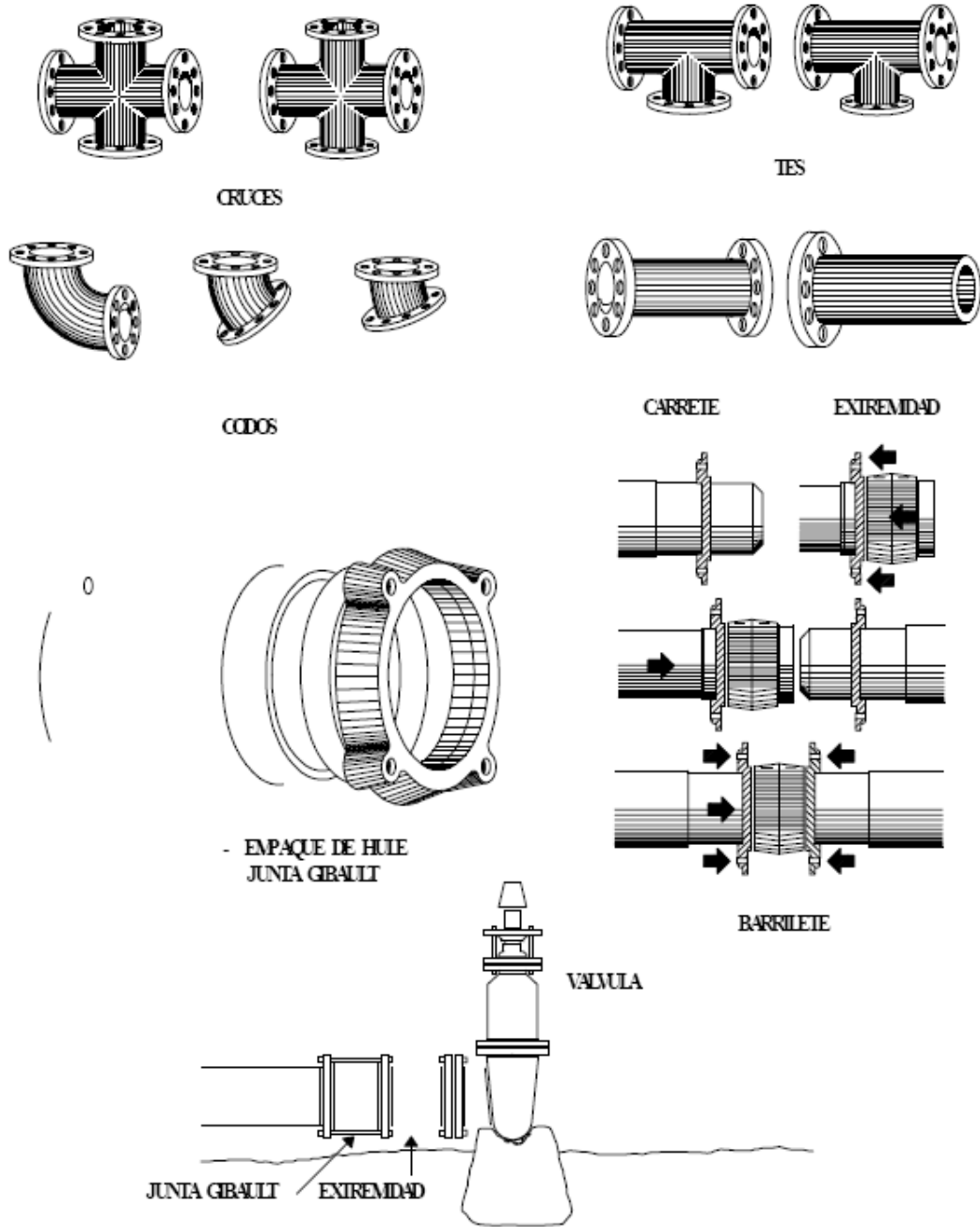


Fig. 2.7 Piezas especiales.

Fuente: Manual de Diseño de Agua Potable, Alcantarillado y Saneamiento CONAGUA, capítulo 6
Conducción, pág. 126.

Estas piezas generalmente son de hierro fundido, acero fibrocemento o materiales plásticos (PVC y PEAD), dependiendo de qué material sean los tubos.

Las piezas especiales de hierro fundido son las más empleadas y se fabrican para todos los diámetros de tuberías. La pieza más empleada para la conexión con otros tipos de tubería es la junta Gibault que permite conectar por una de sus bocas una extremidad de hierro fundido y, por la otra una tubería de fibrocemento. El sellado se logra mediante la presión ejercida con las bridas y tornillos sobre el barrilete y empaques de hule.

Las piezas de fibrocemento se fabrican con segmentos de tuberías de ese material pegados con una resina de gran adherencia pero frágil a los movimientos bruscos como los golpes. Y por último para la unión de tuberías hidráulicas de PVC y formar líneas de conducción y circuitos existen todas las conexiones, ya sea para cambiar la dirección del flujo del agua, derivar o unir sistemas de igual o diferentes diámetros, unir tubería de PVC a válvulas, piezas metálicas bridas o con rosca y componer fallas en líneas ya existentes.

En las líneas de conducción son necesarios ciertos elementos cuyo objeto es proteger a las tuberías y a los equipos principales como los de bombeo, principalmente del fenómeno del golpe de ariete. Existen otros elementos que deben ser empleados para el control, administración y protección de la línea de conducción y su descarga, a continuación se mencionaran algunos de los elementos que se usan

con más frecuencia anexando un comentario e ilustraciones para facilitar más la explicación, uso y ubicación de las piezas.

Los dispositivos de control y protección en la línea de conducción son siempre necesarios para la integridad y el buen funcionamiento de la línea en conjunto, hablamos del equipo de bombeo y la tubería. El fenómeno principal del que se debe cubrir la línea es del golpe de Ariete y de la descarga total de la misma.

Durante el montaje e instalación del conjunto pueden existir algunos movimientos diferenciales que afecten a la funcionalidad del equipo incluso durante el trabajo constante de la bomba por ello se puede implementar una junta flexible, las cuales pueden ser juntas Dresser o Gibault las cuales absorben esa diferencia y tienen otra ventaja su facilidad para desmontar por que se recomienda ponerla cerca del equipo de bombeo para algún mantenimiento futuro.

Por otra parte están las válvulas eliminadoras de aire, su función como su nombre lo dice es expulsar el aire que succiona la bomba cuando no trabaja y se ubica generalmente a continuación de la junta flexible. Al acumularse aire en el interior de una conducción tiende a ocupar los puntos topográficos más altos del perfil de la línea y si no es extraído, produce una estrangulación de la sección de paso del agua que puede llegar a interrumpir el flujo.

En seguida se muestran en varias figuras los tipos de válvulas mas empleadas en las líneas de conducción.

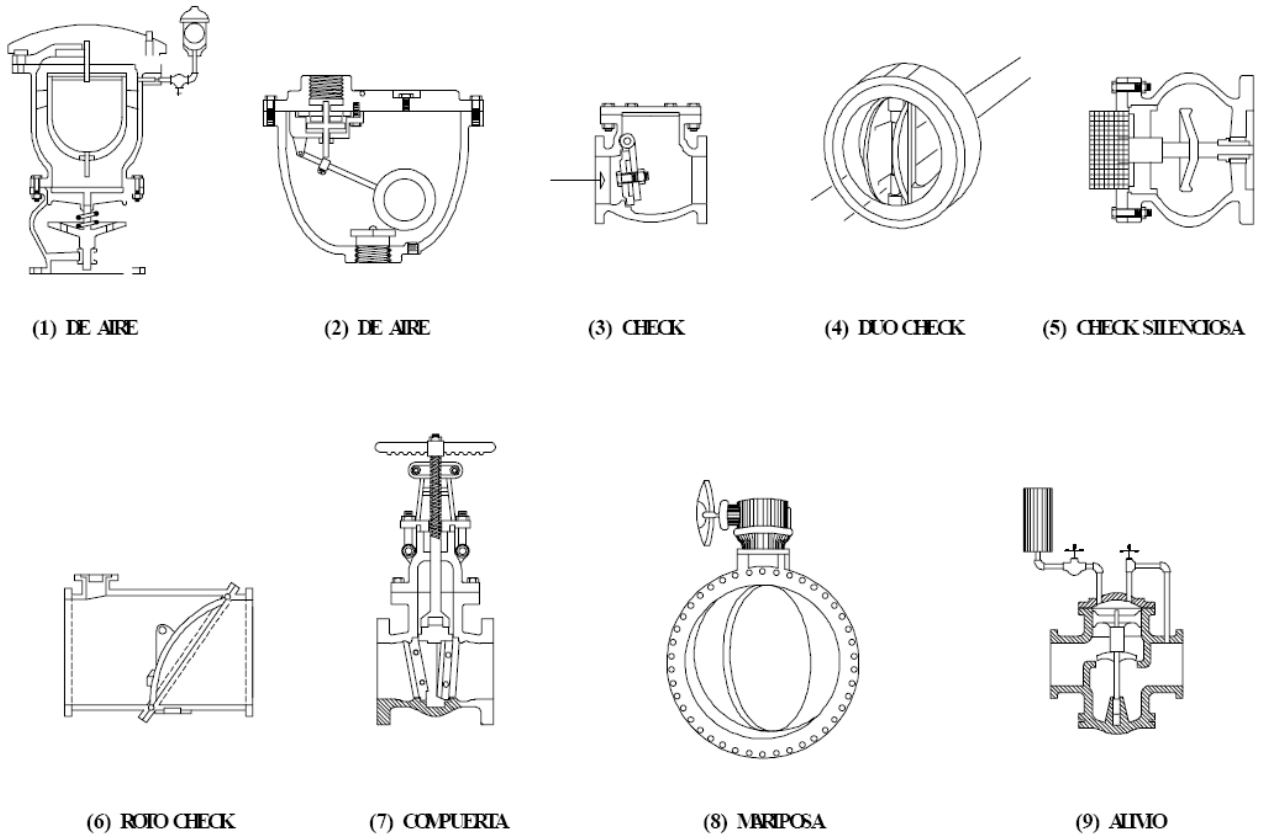


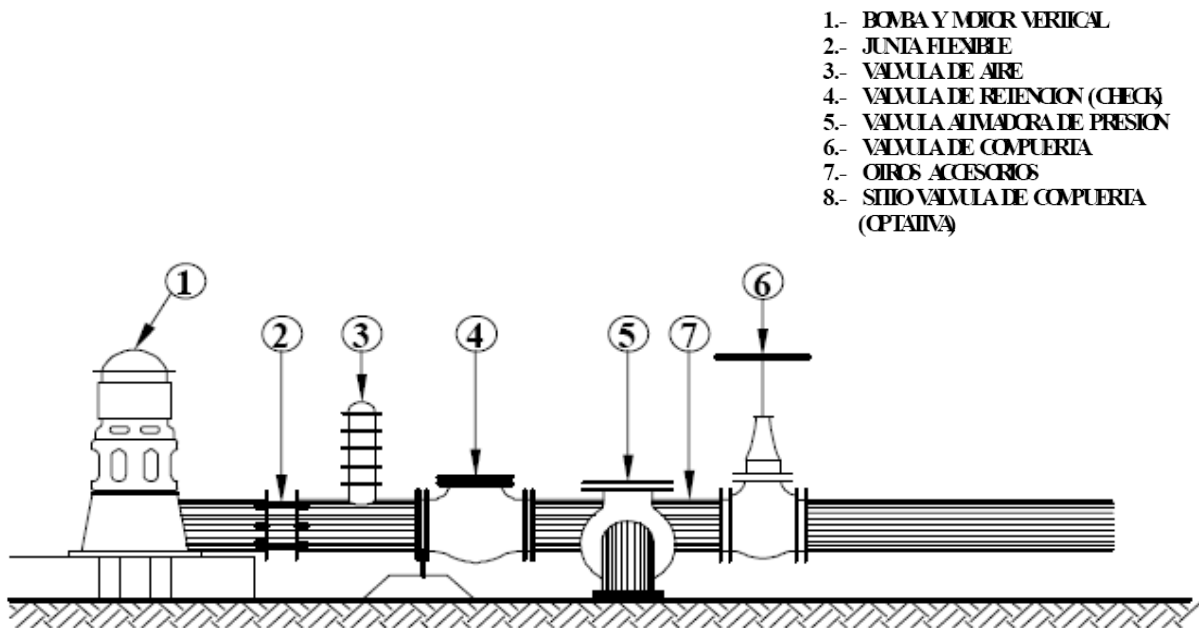
Fig. 2.8 Tipos de Válvulas.

Fuente: Manual de Diseño de Agua Potable, Alcantarillado y Saneamiento CONAGUA, capítulo 6

Conducción, pág. 128.

Cabe mencionar que en la figura anterior la válvula marcada con el numero (1) es la más empleada en la actualidad para expulsar el aire acumulado en las líneas de conducción.

A continuación se muestra una figura en corte donde se puede observar la función de los elementos de control y protección que se usan con más frecuencia, en el cual se puede tener un poco mas de orientación para saber donde se coloca cada uno y la función que tiene cada elemento.



- 1.- BOMBA Y MOTOR VERTICAL
- 2.- JUNTA FLEXIBLE
- 3.- VALVULA DE AIRE
- 4.- VALVULA DE RETENCION (CHECK)
- 5.- VALVULA ACTIVADORA DE PRESION
- 6.- VALVULA DE COMPUERTA
- 7.- OTROS ACCESORIOS
- 8.- SITIO VALVULA DE COMPUERTA (OPTATIVA)

CORTE

Fig. 2.8 Conexión de una bomba mostrando los elementos de control.

Fuente: Manual de Diseño de Agua Potable, Alcantarillado y Saneamiento CONAGUA, capítulo 6 Conducción, pág. 127.

Cuando la topografía es más bien plana las válvulas eliminadoras de aire se ubican en puntos situados a cada 1.5 km como máximo y en los puntos más altos del perfil de la línea.

Después de la válvula de expulsión de aire que está marcada con el número tres, se muestra una válvula check (marcada con el número cuatro), esta válvula esta unida con la intención de retener la masa de agua que se encuentra en la tubería, cuando la bomba suspende su operación esto con el fin de evitar esfuerzos excesivos en el equipo de bombeo debido al fenómeno del golpe de ariete.

La función de la válvula rompedora de presión es la de permitir que el caudal descargue en la atmósfera reduciendo su presión hidrostática a cero y estableciendo un nuevo nivel estático. (Marcada con el número cinco).

La válvula de compuerta se emplea con el objeto de aislar (bloquear) en un momento dado algún elemento o sección del sistema para poder efectuar una reparación, inspección o dar mantenimiento sin que se interrumpa totalmente el servicio de agua. (Marcada con el número seis).

2.3.6 Proyecto de líneas de conducción de agua potable.

Para el proyecto de líneas de conducción, se deben tomar en cuenta diversos factores que servirán para la planeación y construcción de la línea, formando así un protocolo que servirá para construir de forma adecuada y económica, los cuales son los siguientes:

- Topografía.
- Afectaciones.
- Geotecnia.
- Cruzamientos.
- Calidad del agua por conducir.
- Suministro e instalación de tuberías.
- Aspectos socioeconómicos.

Estos factores anteriores deben considerarse en todo momento haciendo una revisión de todos para llegar a una funcionalidad correcta.

Para seguir una metodología de diseño generalmente los pasos a seguir de una línea de conducción son los siguientes:

- Trazo planimétrico
- Trazo altimétrico
- Calculo hidráulico
- Localización de piezas especiales y dispositivos.

A partir de un plano topográfico se tiene el trazado que implique la línea de conducción mas económica, o sea, la más corta y de menor diámetro. Los cambios de dirección en el sentido horizontal como el vertical, deben efectuarse por medio de curvas suaves utilizando la deflexión que permita las uniones de los distintos tipos de tuberías a utilizar. Para trazar la línea en un plano vertical se construye un perfil y se

establece la posición relativa de la tubería, el terreno y la línea piezométrica. Siempre y cuando la conducción se encuentre por debajo de la línea piezométrica.

Si en el perfil aparecen depresiones muy profundas, puede ser económico colocar un depósito intermedio (cajas rompedoras de presión), con el objeto de romper la línea piezométrica, lo que dará lugar a tuberías de menor espesor y por lo tanto de menor costo.

Una vez considerado los puntos anteriores en la línea de conducción, procede hacer cálculos donde las soluciones propuestas este presente el criterio económico y funcional.

Si la línea tiene carga suficiente para fluir por gravedad, el diámetro estar completamente definido. Mientras la conducción que está alimentada por bomba, el problema tiene varias soluciones por lo que la mejor está definida por criterio económico.

Esto significa que si la carga a vencer es grande se deberá usar una bomba con una capacidad mayor que logre vencer las perdidas esto repercute en el costo de la impulsión del agua, mientras tanto si seleccionamos un diámetro mayor la tubería la carga es pequeña y resultaría un menor costo en la impulsión, pero si lo vemos de forma economía se haría una comparación pues los costos de la tubería en el caso de mayor diámetro serian altos y disminuiría el costo de bombeo y si lo vemos en la otra cara de la moneda la tubería de menor diámetro mayor costo en el bombeo.

2.3.7 Fórmulas para el cálculo de la resistencia por fricción o superficial en tuberías.

En este tema como su nombre lo dice se presentan las formulas para el cálculo de la resistencia por fricción de la tubería es un punto importante a considerar ya que de ella depende en gran parte el diseño hidráulico. Estas formulas fueron publicadas por la CNA a través del IMTA, tales instituciones realizaron estudios para definir cuales formulas serian las más eficientes para simular lo más cercano posible a la realidad entre ellas se encuentran las siguientes: Darcy-Weisbach, Hazen Williams y Manning. Se concluyó que la fórmula de Darcy-Weisbach es la más adecuada para conducciones a presión, a pesar de ser una de las ecuaciones más antiguas y se presenta de la siguiente manera:

$$h_f = f \left(\frac{L}{D} \right) \left(\frac{V^2}{2g} \right) = f \frac{LQ^2}{12.1D^5}$$

Donde:

h_f = Pérdida de carga en una tubería de longitud, m

L = Longitud, m

D = Diámetro a través de la cual se transporta el fluido, m

V = Velocidad; m/s

g = Es la aceleración de la gravedad, m/s²

f = Factor adimensional.

El factor a dimensional de fricción, (f) depende del número de Reynolds R y es función de la rugosidad relativa ϵ/D , en donde ϵ es la rugosidad absoluta (mm) y D el diámetro interior del tubo (mm). En el capítulo anterior subcapítulo denominado como “Cálculo de pérdidas de energía” se encuentra el diagrama Universal de Moody en el cual se utiliza la relación ϵ/D . Este diagrama muestra gráficamente la relación entre ϵ/D , R y f con escalas para f y R agregadas por conveniencia para encontrar f y usarlas en la ecuación anterior.

Swamee y Jain desarrollaron una fórmula para determinar de forma explícita f :

$$f = \frac{0.25}{\left[\text{Log} \left(\frac{\epsilon}{3.7 D} + \frac{5.74}{R^{0.9}} \right) \right]^2}$$

Esta ecuación es válida para los intervalos de $10^{-6} \leq \epsilon/D \leq 10^{-2}$ y $5000 < R < 10^8$.

Swamee y Jain también desarrollaron una fórmula para calcular el diámetro de la tubería.

$$D = 0.66 \left[\epsilon^{1.25} \left(\frac{L Q^2}{g h_f} \right)^{4.75} + \nu Q^{9.4} \left(\frac{L}{g h_f} \right)^{5.2} \right]^{0.04}$$

Válida para los intervalos de $2.5 \cdot 10^{-6} \leq \epsilon/D \leq 2.5 \cdot 10^{-2}$ y $3000 < R < 3.5 \cdot 10^8$.

De alguna manera el diagrama de Moody tiene una variación del $\pm 5 \%$, mientras tanto las ecuaciones anteriores difieren $\pm 2 \%$ del diagrama de Moody pero

son aceptables para los cálculos que se realizan por su poca variación en que difieren.

En la tabla siguiente se presentan las velocidades máximas recomendadas para el escurrimiento del agua en tuberías de distintos materiales.

MATERIALES DE LA TUBERIA	V, m/s
Fibrocemento	5.0
Acero Galvanizado	5.0
Acero sin revestimiento	5.0
Acero con revestimiento	5.0
PEAD (Polietileno de alta densidad)	5.0
PVC (Poli cloruro de vinilo)	5.0
Concreto simple hasta 0.45 m de diámetro	3.0
Concreto reforzado de 0.60 m de diámetro o mayor	3.5

Tabla 2.2 V= Velocidad máxima permisible.

Fuente: <http://www.uamenlinea.uam.mx>

En todos los casos se recomienda evitar la sedimentación limitando la velocidad mínima de diseño a 0.3 m/s.

2.3.8 Conducciones por gravedad.

La conducción por gravedad se presenta cuando la elevación del agua en la fuente de abastecimiento es mayor a la altura piezométrica requerida o existente en el punto de entrega del agua, el transporte del fluido se logra por la diferencia de energías disponible.

El escurrimiento del agua por gravedad en una tubería, considerado el caso común en que la descarga es libre, se rige por la expresión:

$$H = h_v + h_f + \Sigma h_{ss}$$

Donde:

H = Carga hidráulica disponible en m.

$h_v = \frac{V^2}{2g}$: Carga hidráulica disponible, m

h_f = Pérdida de carga por fricción en la tubería, m

Σh_{ss} = Suma de pérdidas locales de carga, m

En el cálculo hidráulico de la conducción, conocidas la carga disponible H y la longitud de la línea L, a partir de los trazos altimétricos y planimétricos, se determinan los siguientes puntos a considerar:

- El tipo de tubería.
- El diámetro comercial.
- La clase de tubería por usar, de acuerdo con las presiones de operación.

En seguida se observa una figura en donde se aprecian los puntos más importantes que conforman una línea de conducción.

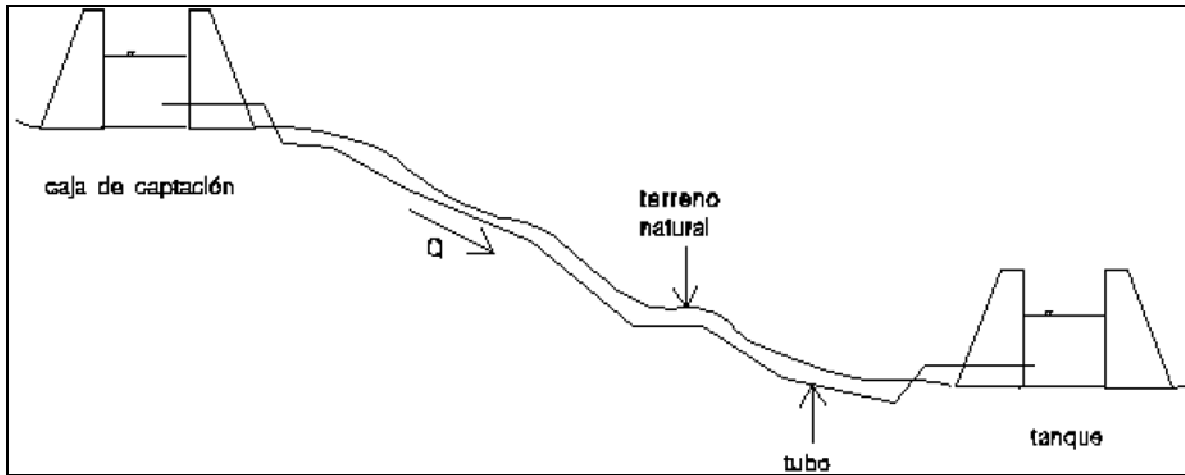


Fig. 2.10 Conducción por Gravedad.

Fuente: Manual de Agua Potable, Alcantarillado y Saneamiento, CNA, Capítulo Conducción, Diciembre 2007, pág. 24.

En el modelo anterior que ejemplifica una red de conducción por gravedad, se trata de encontrar el tubo necesario que transporta al gasto de diseño sobre una topografía que proporciona un desnivel favorable hacia el punto más bajo de la descarga. En la conducción por gravedad se tiene la ventaja que el desnivel disponible dado entre las cargas hidráulicas existentes en el inicio y el final de la conducción sea un desnivel favorable considerado como H_{disp} .

Para definir los diámetros de la tubería a usar, el problema consiste entonces en determinar el diámetro del tubo, que conducirá el gasto deseado Q con una pérdida de carga en la conducción igual a H_{disp} .

De las fórmulas anteriores de pérdidas de carga mencionadas en el subtema anterior, para un $h = H_{disp}$. Y un Q dado, podría despejarse un valor teórico para el diámetro, que daría la pérdida de carga H_{disp} . Ese diámetro calculado seguramente no corresponderá a un diámetro comercial. Por lo que se propone construir una parte de la conducción con el diámetro inmediato inferior comercial y el resto con el diámetro inmediato superior de tal manera que la pérdida de carga en los dos tramos sea igual a muy aproximado al valor de H_{disp} .

En el subcapítulo anterior se presentaron las fórmulas desarrolladas por Swamee y Jain para el cálculo del diámetro de la tubería a usar, la pérdida de carga se calculara con la siguiente fórmula:

$$H_{disp} = \frac{f_1 L_1 V_1^2}{D_1 2g} + \frac{f_2 L_2 V_2^2}{D_2 2g}$$

La ecuación muestra en sus variables subíndices 1 y 2 los cuales corresponden a los dos tramos propuestos en toda la sección de la tubería.

La ecuación de la continuidad nos dice que $V = Q/A$, si aplicamos para cada área donde A_1 y A_2 son las áreas de la sección transversal de los dos tipos de tuberías usadas con diámetros D_1 y D_2 respectivamente, por tal razón la ecuación puede ser escrita como:

$$H_{disp} = K_1 L_1 Q^2 + K_2 L_2 Q^2$$

Donde:

$$K_1 = \frac{f_1}{2g D_1 A_1^2}$$

$$K_2 = \frac{f_2}{2g D_2 A_2^2}$$

Cabe mencionar que las dos longitudes usadas en los dos tipos de tuberías deberán de ser la longitud total de la conducción. De esta manera podemos aplicar la siguiente fórmula:

$$L = L_1 + L_2$$

De la ecuación de continuidad y la ecuación anterior se forma un sistema de ecuaciones con dos incógnitas $L_1 + L_2$ lo cual la solución es la siguiente:

$$L_1 = \frac{H_{disp} - K_2 L}{K_1 - K_2} ; \quad L_2 = L - L_1$$

Por lo que se puede concluir que si el resultado de L_1 o L_2 resulten muy próximos a la longitud total de la conducción, puede colocarse solamente el diámetro comercial que más le corresponda.

Por lo tanto, cabe mencionar que en el caso de un escaso desnivel entre la fuente y la entrega o un gradiente hidráulico muy pequeño o escaso esto recae en un análisis económico para determinar si la conducción conviene que sea por bombeo o por gravedad.

2.3.9 Conducciones por bombeo.

La conducción por bombeo es necesaria cuando se requiere adicionar energía para obtener la carga dinámica asociada con el gasto de diseño. Este tipo de conducción se usa generalmente cuando la elevación del agua en la fuente de abastecimiento es menor a la altura piezométrica requerida en el punto de entrega. El equipo de bombeo proporciona la energía necesaria para lograr el transporte del agua.

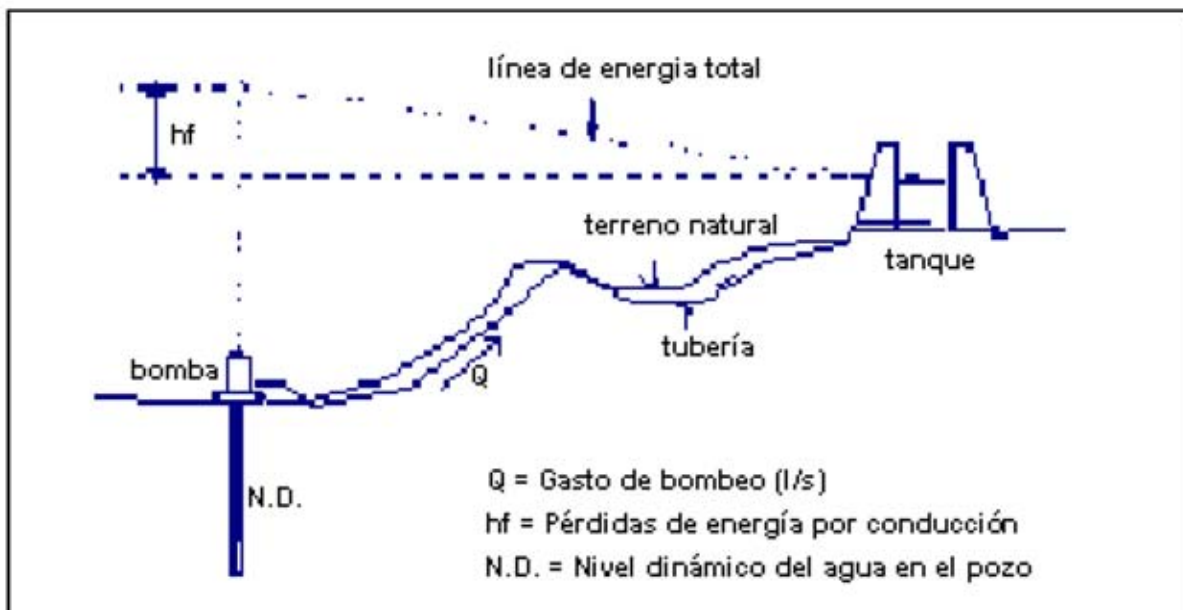


Fig. 2.11 Conducción por Bombeo.

Fuente: Manual de Agua Potable, Alcantarillado y Saneamiento, CNA, Capítulo Conducción,
Diciembre 2007, pág. 24.

Para el caso de líneas de conducción por bombeo el cálculo del diámetro óptimo de la tubería, las soluciones regularmente se deciden en el aspecto

económico partiendo de hacer mínimos los costos de la tubería y su colocación, así como, el costo correspondiente a la energía para el bombeo. Conforme el diámetro seleccionado sea menor, disminuye el costo de la tubería y su colocación, pero se incrementan las pérdidas de carga y con ello el costo de bombeo. No obstante, el diámetro calculado seguramente no será comercial, por lo tanto, se aconseja utilizarlo como un dato aproximado donde la solución final debe obtenerse con un procedimiento directo, proponiendo repetidas veces el diámetro del tubo y calculando enseguida la carga H requerida de la bomba.

$$H = E_2 - E_1 + \Sigma h_{f,1-2} + \Sigma h$$

El diámetro se obtiene con la ecuación:

$$D_o = (m) = 1.2 \sqrt{Q \left(\frac{m^3}{s} \right)}$$

$$D_o = (pulg.) = 1.5 \sqrt{Q \left(\frac{l}{s} \right)}$$

Se utilizan para proponer los primeros tres diámetros comerciales, el más próximo, el inmediato superior, y el inmediato inferior a este.

Según apuntes de la materia de hidráulica, el **Golpe de Ariete**: el rápido cierre o apertura de una válvula produce una onda de presión en una tubería que se

denomina golpe de ariete, la intensidad de la cual es proporcional a la velocidad de propagación de la onda que se produce y a la velocidad del flujo que se destruye.

2.3.10 Instalación de tuberías.

Las tuberías se pueden colocar de forma superficial, enterrada o si es el caso de ambas. Lo que rige esta condición es la topografía del lugar, es importante señalar que las propiedades mecánicas del suelo excavado, así como las del suelo que será usado como relleno son de gran importancia, ya que el procedimiento de diseño e instalación está influenciado con los principios de mecánica de suelos aplicados en la excavación y relleno, esto conducirá a que los sistemas de tubería bajo las condiciones de trabajo sean más económicos y seguros.

Por lo general las tuberías son enterradas para protegerlas de golpes y cargas pesadas o concentradas que puedan dañarlas, así como para evitar la flotación, ya que al presentarse la lluvia, la tubería podría flotar en caso de encontrarse en el fondo de la zanja y sin relleno. Al estar la tubería enterrada, las cargas exteriores resultan uniformemente distribuidas, por lo que es recomendable que el relleno tenga una altura mínima de 900 milímetros a partir del lomo del tubo, si el diámetro es menor o igual a 900 milímetros; para diámetros mayores la altura debe ser de 1.0 a 1.5 metros, y se revisara que las cargas aplicadas a la tubería no afecten al tubo.

Durante el manejo y colocado de la tubería en la zanja, se deberán utilizar protectores para evitar su daño, la tubería no debe arrastrarse sobre el fondo de la

zanja ni tampoco golpearse contra el fondo, mientras se prepara para realizar la junta, la tubería debe soportarse sobre las bandas. El recubrimiento de la tubería se inspeccionará en tanto esté suspendida de las bandas.

La zanja debe mantenerse libre de agua que pueda afectar la integridad de la cama y sobre todo la colocación de la tubería.

Durante el ensamble de la línea, previo a su instalación en la zanja, deberá limitarse el grado de curvatura elástica, de tal manera que no se exceda el esfuerzo de fluencia del material y/o se dañen los recubrimientos interiores y exteriores de la tubería. La deflexión de la tubería en cualquier punto debe limitarse a las recomendaciones de la siguiente tabla:

DIAMETRO EXTERIOR DE LA TUBERIA		RADIO MINIMO DE DOBLADO
323.8 MM	(12.75")	18 d _e
355.6 MM	(14")	21 d _e
406.4 MM	(16")	24 d _e
457.2 MM	(18")	27 d _e
505.8 MM	Y MAYORES (20" Y MAYORES)	30 d _e
donde:		
d _e = es el diámetro exterior de la tubería (m)		

Tabla 2.3 Grado máximo de deflexión permanente permitido para dobleces de la tubería en frío.

Fuente: Distribución de Agua Potable y Colecta de Desagües y de Agua de Lluvia, 2005, pág. 310.

Una recomendación para conocer todos los aspectos de la línea de conducción es realizar un plano, que contenga bien especificado la localización que se tiene de las piezas especiales, como son las válvulas, codos, atraques, juntas dilatación y silletas.

2.3.11 Silletas.

Las tuberías de acero usan como soporte una silleta. Es necesario determinar el espacio máximo que se debe tener entre silletas, por lo cual se calcula como una viga continua que está en cantiléver se caracteriza por que en un extremo del tubo es unido al edaño a la dilatación, a continuación se presenta las formulas como se deben calcular las silletas.

El momento flexionante se obtiene:

$$M = \frac{wL^2}{8} = \frac{wLL}{8} = \frac{WL}{8}, \text{siendo } W = wL$$

De otra forma:

$$M = f_s \times S = \frac{WL}{8}$$

Por lo cual:

$$L = \frac{8 f_s S}{W}$$

Donde:

L = longitud de la tubería entre silletas, en m.

S = Modulo de la sección de tubería en cm³

$$S = \frac{\pi (D^4 - d^4)}{32D}$$

Valor:

D = Diámetro exterior

d= Diámetro inferior

W= Carga total en la tubería igual a wL, en kg

w= Carga unitaria considerada (kg/m).

Las cargas que se deberán valorar son las siguientes: el peso de la tubería en kg/m y el peso del agua al interior de la tubería kg/m.

f_s = Esfuerzo que presenta la tensión de la tubería que va desde los 1265 a los 1140 kg/cm²

Si por cuestiones de topografía no se puede lograr la separación calculada entre silletas, se recomienda que estas estén lo más cercanas posibles esto suele presentarse en zonas inclinadas. Principalmente las silletas se componen de ángulos, placas soleras y fierros estructurales, en ocasiones llegan a ser de concreto.

2.3.12 Atraques.

En las líneas de conducción se presentan cambio de dirección, si la línea es aérea y utiliza juntas de expansión, se requerirá utilizar atraques para resistir las

fuerzas que se generan en los cambio de dirección horizontales como verticales, así mismo, en los cruces con barrancas donde puede existir una pendiente muy pronunciada.

Estos puntos se modelan como empotres, restringiendo todos sus posibles movimientos con atraques que absorban las fuerzas que produzca la tubería en operación, para conseguir mayor resistencia del atraque el volteo y disminuir el tamaño del bloque, pueden instalarse anclas al terreno, siempre y cuando las condiciones de este lo permitan.

Cuando deba diseñarse un atraque en los puntos donde se tenga un tapón o una "T", la fuerza que se presenta por presión hidrostática se calcula de la siguiente manera:

$$F_r = P_i A$$

Donde:

F_r es la fuerza debida a la tapa o una "T" (N).

P_i es la presión interna máxima (Pa).

A es el área de la sección transversal del ramal (m²).

Cuando el atraque se coloque en un cambio de dirección, la fuerza resultante se obtiene:

$$F_r = (2 A P_i) \sin \left(\frac{\Delta}{2} \right)$$

Donde:

Δ es el ángulo de deflexión del codo (rad) se muestra en la figura 5.3.

Una solución para el diseño del atraque en el cambio de dirección en tubería aérea horizontal es considerar la tubería ahogada en el atraque de concreto, a otra solución podría anclar la tubería al bloque de concreto a través de anillos rigidizantes. La elección del tipo de atraque dependerá de cada caso en particular.

CAPÍTULO 3

RESUMEN EJECUTIVO DE MACRO Y MICROLOCALIZACIÓN

En el presente capítulo se hace referencia al sitio donde se ubica el proyecto, con respecto a su ubicación geográfica, hidrología, suelo, clima, etc., mencionándose todas las características importantes que permitan ubicar el lugar de estudio. Cabe decirse que para tener un sistema adecuado se deberá apegar a las especificaciones y normativas que regularán todo el procedimiento, el cual comprende desde la fuente de abastecimiento, el trazo de la línea de conducción, la cual la lleva hasta el tanque de regularización, para llegar finalmente a la red de distribución, lo que permitirá de dotar de agua a los habitantes de proyecto.

3.1 Generalidades.

El proyecto se basa en la revisión de la línea de conducción de agua potable por gravedad y bombeo del tanque "San Rafael", la cual sirve para el abastecimiento de la zona Oriente de la ciudad de Uruapan, Michoacán.

La línea de conducción se encuentra en el municipio de Uruapan y se localiza al oeste del Estado de Michoacán, en las coordenadas 19°25' de latitud norte y 102°03' de longitud oeste, a una altura de 1,620 metros sobre el nivel del mar. Limita al Norte con Charapan, Paracho y Nahuatzen; al Este, con Tingambato, Ziracuaretiro y Taretan; al Sur, con 22 Gabriel Zamora; al Oeste, con Nuevo Parangaricutiro, Peribán y Los Reyes. Su distancia a la capital del Estado es de 120 Km.



Mapa 3.1 Localización de Uruapan, Michoacán.

Fuente: <http://es.wikipedia.org/wiki/Uruapan>

3.2 Resumen ejecutivo.

Para la presente investigación la información fue proporcionada por la **Capasu** (Comisión de Agua Potable, Alcantarillado y Saneamiento de Uruapan), la cual es el organismo normativo del municipio de Uruapan, dicha información consta de planos, levantamientos, perfiles, y todo lo requerido para poder revisar, diseñar gastos y proponer tuberías en la zona del proyecto.

Primeramente, cabe señalarse que se realizó la visita al lugar de los trabajos para verificar el estado actual de las tuberías y accesorios que conforman la línea de

conducción, esto mediante una inspección general, además realizar un levantamiento físico y fotográfico, el cual servirá para dar un mejor resultado en el análisis de situación actual. Todo esto con el fin de establecer el tipo de proyecto que cumpla con las condiciones que los habitantes demandan de modo que se pueda establecer cuál es la solución más viable.

3.3 Entorno geográfico.

En el presente apartado se muestra la macro y micro localización del lugar de trabajo en la zona Oriente de la ciudad de Uruapan, Michoacán. Se abordará la superficie territorial con que cuenta el municipio, las colindancias con otros municipios, antecedentes históricos y territoriales, topografía, geología, hidrología y el uso del suelo de esta región.

3.3.1 Macro y micro localización.

Partiendo de la Macrolocalización del sitio de estudio, existe discrepancia acerca del origen de la palabra Uruapan, se maneja entre Ulhuapani y Uruapani, pero ambas refieren a la exuberante vegetación del lugar, ya que significa "Lugar que siempre florece o lugar donde los árboles reverdecen", aunque la versión más aceptada es "Lugar de los futuros y oportunidades de vivir eternos".

La ciudad de Uruapan, Michoacán, cabecera del municipio del mismo nombre en el estado de Michoacán de Ocampo, se ubica a 120 Kilómetros en dirección suroeste

de la ciudad de Morelia, capital del estado, a una altura media sobre el nivel del mar de 1620 metros, Su superficie es de 954.17 km², lo que representa 1.62 % del total del Estado de Michoacán de Ocampo.

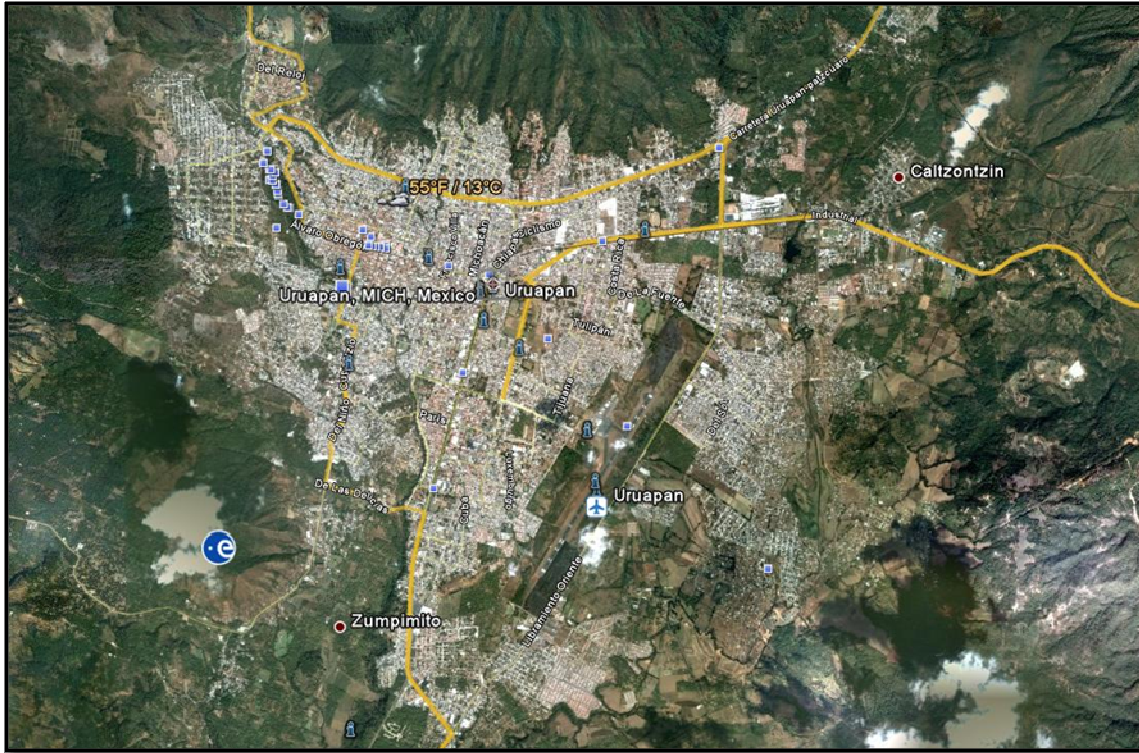


Imagen 3.1 Ubicación de la ciudad de Uruapan Michoacán. Macro localización

Fuente: Google Earth.2015

Dadas las condiciones geográficas en que se encuentra el municipio de Uruapan, propicia el desarrollo de climas ACw, C(m), y A(w), que corresponden según la clasificación de Kopen, modificada por Enriqueta García, a:

1.- Semicálido Sub-húmedo, con lluvias en verano con una temperatura de 23 °C, con una precipitación promedio anual de 1622 mm.

2.- Templado-húmedo, con abundantes lluvias en verano y una temperatura de 18.8 °C.

3.- Cálido Sub-húmedo, con lluvias en verano con una temperatura promedio de 23.4 °C y una precipitación pluvial promedio anual de 1127 mm. (INEGI; 2005).

En Uruapan el clima presentado es templado húmedo, con temperatura media anual de 19°C. La temperatura promedio anual oscila entre los 18°C y 24°C, siendo los meses de noviembre a febrero los más fríos, presentándose heladas en las partes más altas. La precipitación promedio anual es de 1,107 mm, siendo los meses de junio a octubre los más lluviosos, mientras que la temporada de estiaje se presenta en los meses de noviembre a mayo. La evaporación promedio anual es de 101 mm, presentándose los valores más elevados entre los meses de marzo a junio.

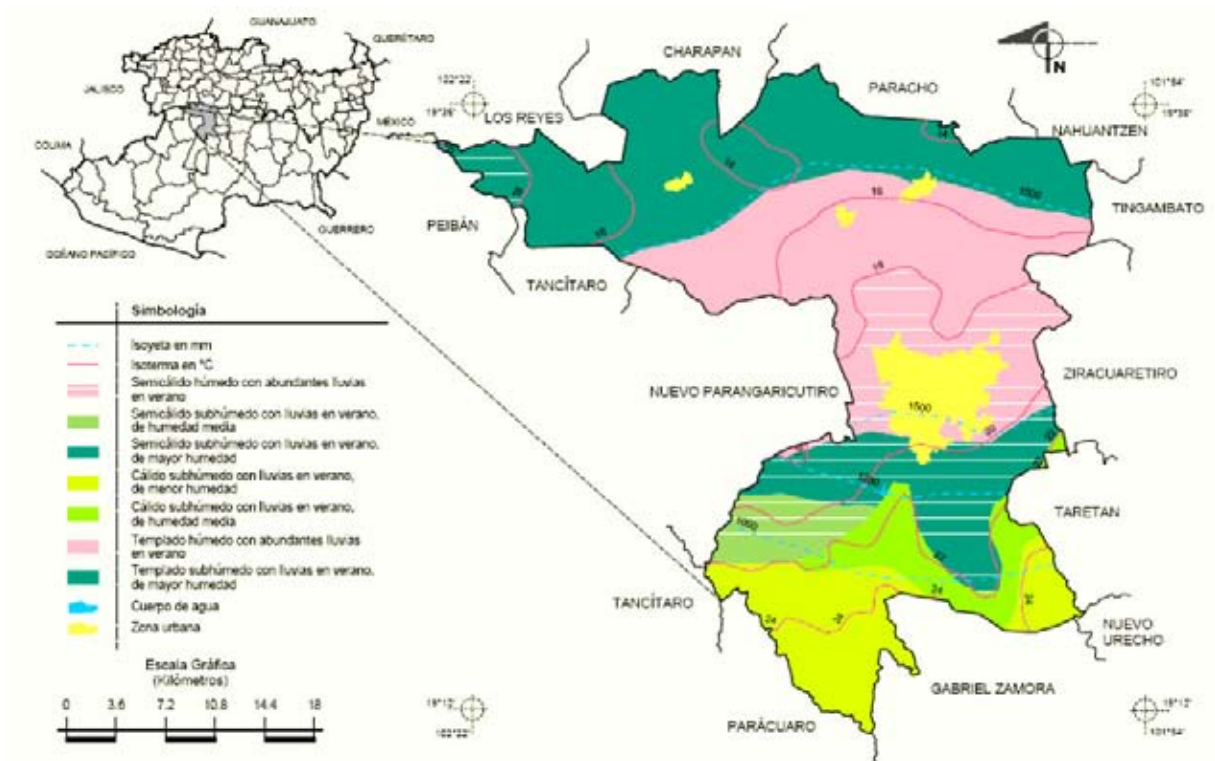


Imagen 3.2 Clima de Uruapan.

FUENTE: INEGI. Marco Geoestadístico Municipal 2005, versión 3.1
 INEGI. Continuo nacional del conjunto de datos geográficos de las cartas de climas, precipitación total anual y temperaturas medias anuales, 1:1 000 000, serie I
 INEGI. Información topográfica digital escala 1:250 000 serie II.

Principales ecosistemas: En el municipio domina el bosque mixto, con pino y encino, y el bosque tropical deciduo, con parota, guaje, cascalote y cirrián. Su fauna se conforma principalmente por coyote, zorrillo, venado, zorra, cacomixtle, liebre, tlacuache, conejo, pato, torcaza y chachalaca.

Recursos Naturales: La superficie forestal maderable es ocupada por pino, encino y oyamel; en el caso de la no maderable, es ocupada por matorrales de distintas especies.

Su uso es principalmente forestal y, en menor proporción, agrícola y ganadero en estructura de la tenencia de la tierra, la superficie ejidal ocupa una extensión mayoritaria; la propiedad comunal representa el segundo lugar y, finalmente, aparece la pequeña propiedad.

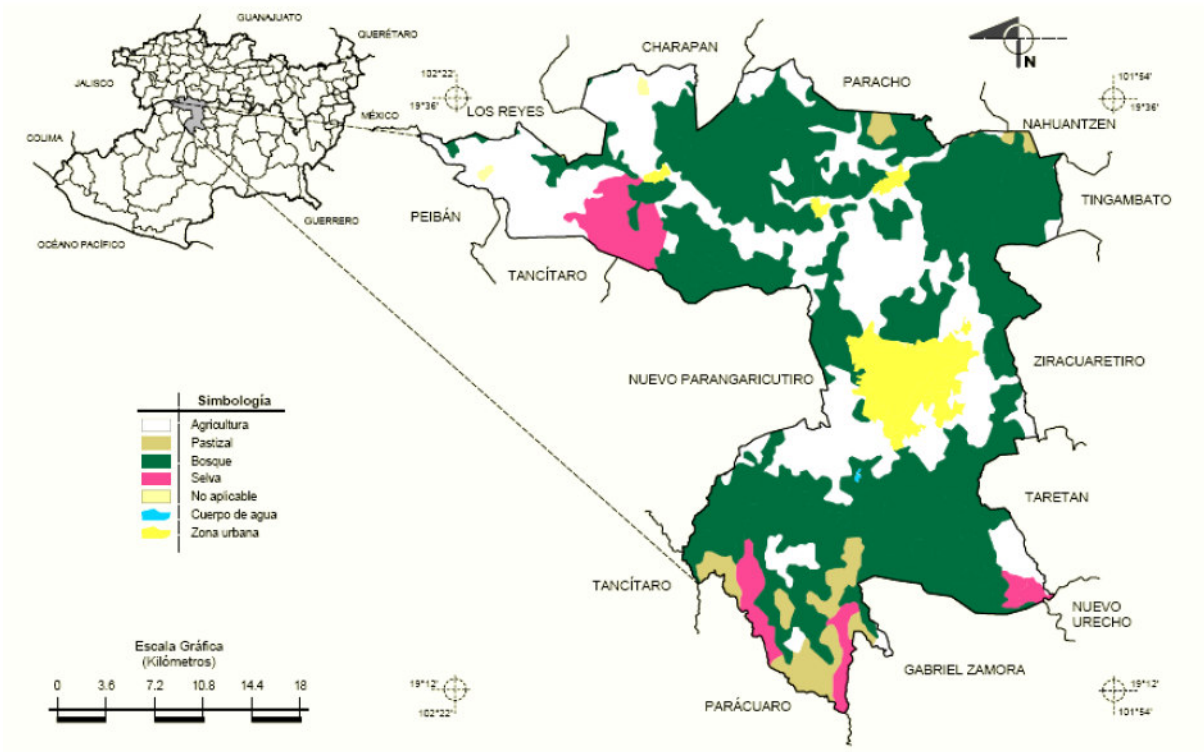


Imagen 3.3 Vegetación de Uruapan Michoacán

FUENTE: INEGI. Marco Geoestadístico Municipal 2005, versión 3.1
 INEGI. Conjunto de Datos Vectoriales de Uso del Suelo y Vegetación Serie III Escala 1:250 000.
 INEGI. Información Topográfica Digital Escala 1:250 000 serie II.

Economía: La población económicamente activa del municipio es del 33.1% y el desempleo fue de 1.27%, la gente se ocupa mayoritariamente en el sector terciario (comercio y servicios), con 62.7% del total en 2005, seguido del sector secundario con el 24.56%.

La principal actividad agrícola del municipio de Uruapan, sin duda, es el cultivo del aguacate, que ha sido llamado el oro verde de Michoacán. El gran auge de la producción de aguacate en el estado se dio a partir del año 1997, este fue el año donde se suspendió la prohibición de exportar aguacate Mexicano a Estados Unidos decreto impuesto desde el año de 1913. A partir de 1997 el municipio ha exportado aguacate a los Estados Unidos siendo este el mayor consumidor de la producción Uruapense alcanzando las 200 mil toneladas de un total de 300 mil toneladas exportadas al extranjero.

Sin dejar de sumar importancia, algunas de las actividades agrícolas del municipio son; el cultivo de la caña de azúcar, maíz, durazno, café, guayaba y hortalizas como jitomate, chile y calabaza. La actividad pecuaria tiene importancia, además se cría bovino, porcino, caprino, equino, avícola y existe un pequeño sector de silvicultura.

La actividad industrial no está muy desarrollada, aunque existen empresas dedicadas a la fabricación de plásticos, productos a base del chocolate y empaques de aguacate. En tanto que el sector del comercio y servicios se integra por la actividad hotelera y restaurantera de la ciudad, así como de los centros comerciales, entre los cuales se encuentran: Soriana, Comercial Mexicana, Walmart de México, conformada por Walmart Supercenter, Sam's Club y Aurrerá y Plaza Ágora que cuenta entre otros con Cinopolis (12 salas), Suburbia, entre otros.

Turismo: La ciudad cuenta con atractivos turísticos culturales y naturales, entre los más destacados se encuentran: Parque nacional Lic. Eduardo Ruiz, La Huatápera, La Tzaráracua, Templo de San Francisco y Casa de la Cultura, Fábrica de San Pedro y la Plaza de los Mártires. Uruapan es el punto de partida para conocer la meseta Purhépecha, y es paso de la ruta turística Don Vasco.

Recursos Hidrológicos y Agua Potable: La ciudad tiene una situación privilegiada por la disponibilidad de agua aprovechable, ya que dentro de su mancha urbana, brotan nueve manantiales: Gandarillas I, Gandarillas II, Yerbabuena Pescadito, Revelero I, Revelero II, Riyitos, Delicias y Huanita, cuyo caudal y calidad no solo son suficientes para abastecer a 450,000 (cuatrocientos cincuenta mil) habitantes, sino también para el riego de cultivos de los municipios de Gabriel Zamora Nueva Italia y una parte de Parácuaro, asimismo sus aguas se aprovechan para generar energía eléctrica, en las plantas hidroeléctricas de Zumpimito, Cupatitzio y El Cóbano.

La red hidráulica de la ciudad opera bajo el sistema de gravedad en un 70%, beneficiando a 342,000 (trescientos cuarenta y dos mil) habitantes, con un suministro de 30 millones 780 mil metros cúbicos al año del vital líquido, mientras que por medio de bombeo se dota al 30% de la población, algo así como 108,000 habitantes, con un suministro de 9 millones 720 mil metros cúbicos de agua al año, que corre a lo largo de una red de distribución de 139 mil 476 metros de red principal y 753 mil 303 metros de red secundaria, por la cual se distribuyen 1,165 litros de agua por segundo.

En la elaboración de este proyecto, como se mencionó con anterioridad, es necesario recabar con toda la información que se necesitara, hacer un levantamiento visual tomando nota de todas las características que pudieran afectar al desarrollo o un buen funcionamiento, por mencionar la topografía, climatología, geología, edafología e hidrología son las que predominan en el lugar, también no se puede dejar a lado las condiciones demográficas, el aspecto económico así como las vías de comunicación y transportes, esto para proponer una solución más viable.

Con respecto a la Microlocalización del sitio de estudio, en la siguiente imagen se puede observar la zona donde se ubica el proyecto, pues existe un tanque elevado ubicado en la colonia San Rafael del cual se encuentra dotando de agua potable a la colonia Rincón del Manantial y el cual servirá para abastecimiento de la zona Oriente en su futuro crecimiento.

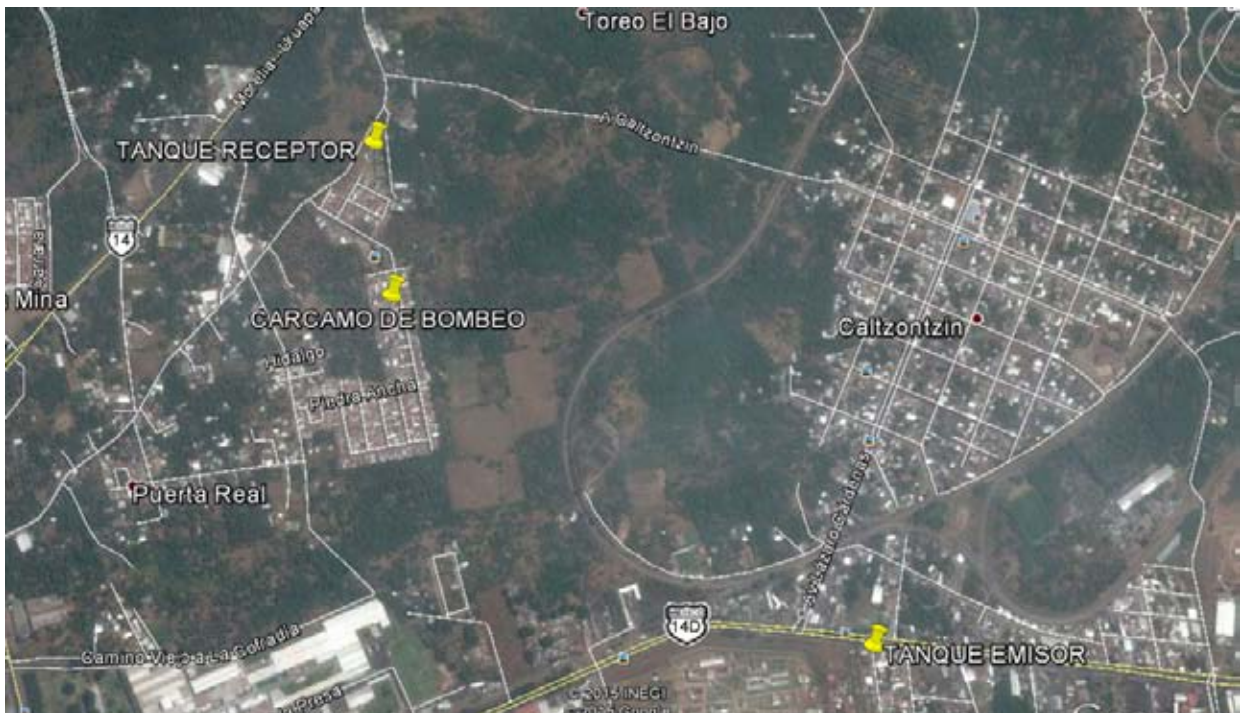


Imagen 3.2 Ubicación de la colonia de proyecto. Micro localización.

Fuente: Google Earth (2015).

Hidrología: El principal abastecedor de agua para las colonias de sus alrededores es la presa de Caltzontzin agua abajo se encuentra el manantial “Piedra Ancha” del cual se bombea el agua hasta el tanque de regularización para abastecer a las colonias vecinas.

Topografía y Edafología: Predomina el relieve plano, lo cual dificulta para conducir el agua por gravedad, por lo que se buscara el punto más alto para colocar el tanque de distribución y facilite la distribución por gravedad.

La textura del suelo encontrada en la zona es del tipo medio (arcillas), contiene cantidades altas de materia orgánica lo cual resulta una alta capacidad de retención e humedad y es factible para el cultivo y la producción de aguacate.

Se puede acceder al lugar por la autopista de cuota Pátzcuaro-Uruapan. Tiene comunicación a sus calles por caminos de terracerías.

Vegetación y uso actual: Los factores que influyen en la distribución de la vegetación son principalmente: el clima, asoleamiento, temperatura, vientos, humedad, precipitaciones, relieves, suelo, etc.

Predomina en la zona Oriente, tierras abiertas a la agricultura, abundancia en especies arboleadas inducidas en gran cantidad a sus calles por caminos de terracerías.

Energía Eléctrica: El suministro de electricidad se recibe a través de una línea de alta tensión con una carga de 115kv, la cual aunque cuentan con la capacidad suficiente falta la construcción de la infraestructura menor que permitiría dotar a la zona totalmente por lo que cuenta con servicio de energía eléctrica pero no al 100%, se estima que en el escenario de población se tendrá que atender a un 75% más de las necesidades actuales.

Vale la pena mencionar que debido a la dispersión de la población, a lo pequeño de las localidades y a lo inaccesible, ha sido muy difícil dotarlos del servicio de agua potable. Otro punto importante es el del alumbrado público, el cual es deficiente, por lo que será necesario un aviso a las autoridades correspondientes para acciones de trabajo, esto para evitar riesgos en cuanto la seguridad de los habitantes.

3.4 Reporte fotográfico.

Este informe tiene como finalidad de recabar información sobre las condiciones actuales de la línea de conducción que se va a revisar, esto apoyándose de fotografías con las cuales se logrará tener una mejor apreciación de su estado.



Fotografía. 3.1 Tanque elevado que surte la línea de conducción a revisar.

Fuente: Propia (2015)



Fotografía. 3.2.- Condiciones en las que opera la tubería (Imagen de la izquierda) y las cajas de válvulas (imagen de la derecha).

Fuente: Propia (2015)



Fotografías. 3.3 En estas imágenes se muestra el cadenamamiento 0+580.00 donde se puede apreciar que el trazo de la tubería va sobre un área verde. También existe un cambio de dirección en este punto que cruza la vialidad principal del acceso a Uruapan por la autopista Pátzcuaro-Uruapan y también cruza las vías del tren donde existe un encamisado de la tubería con tubería de acero de 24” a una profundidad aproximada de 2.50 m.

Fuente: Propia (2015)



Fotografías. 3.4 En estas imágenes se aprecia que la tubería va a un costado de las vías del tren y en este punto se presenta otro cambio de dirección de la tubería en el cadenamiento 0+820.00 integrándose al camino conocido como “Camino viejo a La cofradía”.

Fuente: Propia (2015)



Fotografía. 3.5 En este punto se existe un cárcamo de bombeo donde el agua llega por gravedad desde el tanque elevado de la colonia San Rafael hasta otro tanque elevado donde se almacena y se controla la distribución.

Fuente: Propia (2015).



Fotografía. 3.6 Se muestra el tanque elevado donde llega el agua después de ser bombeada del cárcamo de la fotografía anterior. El cual se encuentra en la parte más alta para así distribuir a la zona de proyecto.

Fuente: Propia (2015)

CAPÍTULO 4

METODOLOGÍA DE LA INVESTIGACIÓN

En este capítulo se explica a metodología que se empleó para realizar esta tesis. Es importante definir los pasos que se siguieron para poder definir los alcances y expresar lo que se requiere lograr, comenzando primeramente con el método empleado, el enfoque de la investigación, su alcance, el diseño de la investigación, instrumentos de recopilación de datos y una descripción del proceso de investigación.

4.1 Método empleado.

Esta investigación se basó en el método matemático, ya que en la investigación se usaron cálculos para diferentes situaciones, para percibir el valor que tiene los fenómenos que afectan, ya que para poder darse cuenta del agua que se requiere para abastecer una población, es necesario tomar en cuenta la cantidad de agua de la cual se dispone, en caso de que ésta no sea suficiente se debe buscar las alternativas que pueden optimizar la función del abastecimiento, pero para esto se requiere de saber hacer comparaciones y mediciones para lograra el objetivo al que se pretenden llegar.

Por lo que tomando en cuenta que “en cualquier investigación que asiente números de relaciones constantes, variedad de hipótesis, diversidad de comprobaciones y éstas se tomen en cuenta para firmar o negar algo, se está

aplicando el método cuantitativo.” (Mendieta; 2005: 48,49), se puede entonces afirmar que la presente investigación cumple con lo señalado, de ahí que se pueda afirmar que corresponde al método matemático.

4.2 Enfoque de la investigación.

El presente trabajo corresponde a una investigación de carácter cuantitativo, ya que es el requerido para las ciencias exactas (matemáticas, física y química), este método se basa en cuestiones medibles, de acuerdo con Hernández y Cols. (2004) este tipo de investigación ofrece una generalización de los resultados más ampliamente, otorga un control sobre los fenómenos y un punto de vista de conteo y magnitudes de éstos.

Para el diseño de una línea de conducción de agua potable, es necesario realizar cálculos, los cuales requieren de información confiable, la cual puede ser obtenida de registros históricos del crecimiento de la población, las nuevas zonas urbanas, los comercios y las industrias que se están desarrollando para poder obtener el gasto que requieren actualmente y en un futuro para que la obra que se va a llevar a cabo tenga una vida útil que resulte económicamente viable, esto es por mencionar algunos de los factores que depende el diseño de la línea de conducción, siendo así mismo por lo que se está empleando la investigación cuantitativa para analizar la comparativa de resultados y especificar las soluciones adecuadas de los resultados finales.

4.2.1 Alcance de la investigación.

El alcance en el presente trabajo es de carácter descriptivo y, de acuerdo con Hernández y Cols. (2004), el planteamiento consiste en describir situaciones, eventos y hechos. Es decir, cómo es y cómo se manifiesta cada fenómeno estudiado. Los estudios descriptivos especifican propiedades, características y los perfiles importantes de personas, grupos, comunidades o cualquier cosa que se involucre en un análisis. Miden, evalúan y se recolectan datos sobre varios puntos de lo que se investiga.

El carácter descriptivo está conformado por comprobaciones, valoraciones reunir información de distintas características, espacios y unidades de la situación que se va a examinar. Viendo de un enfoque científico, el explicar un fenómeno es el reunir datos de este, en nuestro caso los datos a reunir son cuantitativos.

En lo que corresponde al investigador tendrá que ser lo perspicaz para precisar y distinguir, de qué manera se recolectara la información para lograr hacer las mediciones o comparaciones. Así mismo el investigador tiene que darse cuenta de los caracteres que estarán dentro de la medición como se reunirán los datos, el punto de vista que se le está dando, entorno, grupo o lo que semeja a lo que se desea referir.

4.3 Diseño de la investigación.

La investigación que se realizó es de carácter no experimental, ya que se basa en hechos ya establecidos en la recolección de los datos que fueron obtenidos de una fuente confiable, por lo cual se buscaron métodos existentes, los cuales ayudaron a entender los datos recabados anteriormente.

De acuerdo con Hernández y Cols. (2004), el diseño de esta investigación es no experimental y al clasificarlo por su dimensión temporal o por un número de momentos o puntos en el tiempo, en el cual se recopilan datos importantes para dicha investigación. Dichos diseños no experimentales se pueden clasificar en transeccionales y longitudinales; siendo que para este caso de investigación el transeccional es el que va a ser utilizado, es decir, corresponden los resultados aun momento preciso.

4.4 Herramientas de recopilación de datos.

Primeramente se recurrió a la investigación documental es preciso conocer la investigación científica, ya que la primera es una variedad de ésta, la cual tiene la finalidad de describir un hecho o situación usando procedimientos confiables de documentación existentes (libros, revistas, periódicos, estadísticas, internet, etc.) las cuales aporten información ya sea de forma directa o indirecta a la investigación.

Igualmente, se utilizó la Observación cuantitativa, la cual se fundamenta en una base de datos ordenados que sea confiable de procedimiento, que se usan como herramientas de cálculo para diferentes situaciones. En toda recolección de datos debe de existir una confiabilidad y una validez; siendo que la confiabilidad cuantitativa se refiere al grado de que la aplicación repetida de un instrumento de medición al mismo sujeto, de resultados iguales, y la validez cuantitativa se refiere al grado en que un instrumento mide realmente la variable que se pretende medir.

Lo que puede afectar la validez cuantitativa es la improvisación, utilizar instrumentos hechos en el extranjero y que no han sido validados para nuestro contexto.

- No existe medición perfecta, pero en sí el error que se percate se reduce a límites tolerables.
- La confiabilidad cuantitativa que se tiene se determina calculando un coeficiente de confiabilidad, estos varían entre 0 y 1, siendo que 0=nula confiabilidad y 1=total confiabilidad.

Dentro del trabajo de tesis y de acuerdo al tema en cuestión es necesaria la utilización de unos programas computacionales para el correcto funcionamiento como se describe a continuación:

Microsoft Word: Es una procesador de textos que permite recabar, organizar, corregir y sistematizar información escrita por medio de procesos multifuncionales,

permitiendo un fácil acceso a la información y además la edición de la presentación por medio de múltiples formatos.

Microsoft Excel: Es una hoja de cálculo que proporciona las herramientas necesarias para la sistematización y ordenamiento de datos numéricos, textuales o gráficos, sistematizar valores y organizándolos de acuerdo a las necesidades y requerimientos del usuario, Excel además cuenta con la función de formulas que permite ahorrar tiempo y esfuerzo en la realización de cálculos complejos con la facilidad de repetir procesos ininidad de veces con valores distintos, graficar dichos valores y sus resultados e incluso compararlos y sistematizar la comparación.

Autocad: Programa de diseño asistido por computadora el cual nos permite dibujar ininidad de objetos, ya sea de forma tridimensional como bidimensional, con este programa se pueden realizar formas geométricas, lo que no hace más fácil manejar estas figuras es la pantalla gráfica, se puede hace cualquier cosa con los dibujos mientras el usuario sepa los comandos que editaran los dibujos, estos comandos pueden ser muy variadas desde hacer circulo, líneas, arcos, cortar, extender etc., también se pueden importar al programa mapas de bits o fotografías, mediante todas estas herramientas se pueden llegar a hacer gráficos muy complejos, otra de las funciones que nos permite mayor organización es que se pueden crear varias capas o estratos las cuales pueden tener diferentes características y con esto se logra tener una mejor percepción de los dibujos. Para la investigación nos es útil ya que al tratarse una línea de conducción, es necesario hacer planos detallados de medidas como son la longitud de la línea, el diámetro que va a tener esta, ubicar de

las piezas especiales y hacer dibujos a detalle, lo cual nos facilita la tarea de representar los datos numéricos que nos arroja la investigación de una forma gráfica.

4.5 Descripción del procedimiento de investigación.

El primer paso para realizar esta investigación fue elegir un tema, el cual es sobre la revisión de una línea de conducción de agua potable por gravedad y bombeo, para esto se obtuvo la siguiente información: la ubicación de la línea existente, a cuánta población abastece, algunos datos topográficos, una vez teniendo bien definido esto, el siguiente paso fue plantear lo que se deseaba lograr, tener objetivos generales y particulares, pero siempre delimitando hasta donde se quiere llegar con la investigación, por consiguiente fue necesario recabar datos teóricos sobre las líneas de conducción, como son algunos antecedentes, sobre piezas especiales que se requieren, los distintos materiales que se han usado o los que se dejaron de usar, como determinar el tamaño de las zanjas en la cual se va instalar la línea, los distintos cuerpos de agua de donde se obtiene el abastecimiento, con toda la información antes mencionada se cumple el objetivo de entender cómo funciona una línea de conducción.

Enseguida se describió la metodología que se siguió, como es el método de investigación que se usó, el enfoque que se le está dando, la distancia o alcance que tiene, el diseño de la investigación y la descripción de las herramientas que nos fueron útiles para llevarlas a cabo. Una vez teniendo todo lo anterior se prosiguió con el análisis e interpretación de resultados que incluye los cálculos que se realizaron

para el diseño de la línea de conducción y, por último, con esto tener un punto de comparación sobre la línea de conducción existente con la que se diseño para poder ver las discrepancias que se tienen sí y con esto tendrá información suficiente para poder realizar conclusiones y ver si se llevo al objetivo deseado.

Dicha revisión dará el conocimiento del procedimiento de análisis y diseño de las redes de conducción de agua potable, el cual nos permitirá hacer una comparación con lo existente, así se podrá dar una solución de mantenimiento futuro y se podrá saber en qué estado se encuentra trabajando dicha obra.

CAPÍTULO 5

CÁLCULO, ANÁLISIS E INTERPRETACIÓN DE RESULTADOS

En este capítulo se realizan los cálculos hidráulicos de la línea de conducción por gravedad y bombeo, donde se aplican fórmulas para determinar las pérdidas por fricción, calcular diámetros económicos, revisar el golpe de ariete para que la tubería propuesta cumpla con todas las condiciones de uso a las que será expuesta en su funcionamiento.

5.1.- Cálculos Hidráulicos.

La línea está conformada por una longitud total 2,355 m. dividido en dos diámetros, la línea de 8" \varnothing PVC RD 32.5 con una longitud de 594 m. y la línea de 6" \varnothing PVC RD 32.5 con una longitud de 1,761 m. suman los 2,355 m. La fuente de alimentación es un tanque elevado ubicado en la colonia San Rafael. Por la topografía del terreno no fue posible que la misma línea de conducción por gravedad llegara hasta la parte más alta del desarrollo donde se almacenaría el agua para su distribución, por lo que fue interrumpida a los 2,020 m. construyendo un cárcamo para bombear el agua al tanque elevado que se encargara de dotar de agua potable a la unidad habitacional Rincón del Manantial. El tanque elevado tiene una capacidad de almacenaje de 60 m³.

En seguida se analiza el cálculo de la línea por bombeo, siendo los datos los siguientes:

Población de proyecto: 6,480 habitantes

Dotación: 200 lt/hab./día

Gasto medio diario: 16 lt/ seg.

Coefficiente de Variación Diaria: 1.4

Gasto máximo diario: 22.4 lt/hab./día

Longitud de la línea de conducción por bombeo= 335 m.

En seguida se aplica la Fórmula de Dupoit que sirve para calcular el diámetro económico de la tubería y se utilizan las fórmulas siguientes:

$$Q = 1.5\sqrt{Q} \quad SI \quad Q > 10 \text{ L.P.S.}$$

$$Q = 1.2\sqrt{Q} \quad SI \quad Q < 10 \text{ L.P.S.}$$

El gasto medio diario, como se plasmó anteriormente, es de 16 lt/seg. Por lo que es mayor a los 10 l.p.s. y se aplicará la siguiente fórmula:

$$Q = 1.5\sqrt{Q} \quad SI \quad Q > 10 \text{ L.P.S.}$$

El resultado se dará en pulgadas:

$$Q = 1.5\sqrt{16} = 6'' = 0.15 \text{ m.}$$

En seguida se calculan las pérdidas de fricción con la siguiente fórmula:

$$hf = KLQ^2$$

Donde:

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

$$K = \frac{10.293 (.009)^2}{(.15)^{16/3}} = 20.51$$

n = coeficiente de rugosidad de Manning.

Según apuntes de la materia de Agua Potable, existen coeficientes para cada tipo de material usado para la fabricación de las tuberías por ejemplo:

$n = 0.009$ para tuberías de pvc

$n = 0.010$ para tuberías de A-C.

$n = 0.011$ Acero

$n = 0.012$ Concreto y Fo. Go.

Por lo que se propone el coeficiente de valor 0.009 perteneciente al material de pvc el cual se encuentra funcionando actualmente. Por lo tanto, las pérdidas son las siguientes:

$$hf = (20.51)(335)(0.016)^2 = 1.75 \text{ m.}$$

Revisión contra el golpe de Ariete:

El rápido cierre o apertura de una válvula produce una onda de presión en una tubería que se denomina **Golpe de Ariete**, la intensidad de la cual es proporcional a la velocidad de propagación de la onda que se produce y a la velocidad del flujo que se destruye. En otras palabras, consiste en la sobrepresión que las tuberías reciben al cerrarse o abrirse bruscamente una válvula o al ponerse en marcha o detenerse una maquina hidráulica. Y la fórmula aplicable es la siguiente:

$$T = 1 + \frac{K L V}{g H m}$$

Donde:

T = Tiempo de cierre en segundos

K = Coeficiente (depende de la longitud de la línea de conducción)

$$K = 2 \quad \text{si } L < 500$$

$$K = 1.5 \quad \text{si } 500 < L < 1500$$

$$K = 1.0 \quad \text{si } L > 1500$$

L = Longitud del conducto.

V= Velocidad del agua en conducción en m/s.

$$V = \frac{Q}{A}$$

$$A = \frac{\pi d^2}{4}$$

$$A = \frac{\pi (0.15)^2}{4} = 0.017 \text{ m}^2$$

$$V = \frac{0.016 \text{ m}^3/\text{seg}}{0.017 \text{ m}^2} = 0.94 \frac{\text{m}}{\text{seg}}$$

Hm= Altura Manométrica (carga dinámica total).

La altura manométrica se obtiene con la siguiente fórmula:

$$Hm = Z_0 + hf + 5\%hf + ND$$

Donde:

Z_0 = Desnivel topográfico.

$$Z_0 = (143.46 - 119.31) = 24.15 \text{ m.}$$

(nivel del tanque receptor – nivel del cárcamo de bombeo)

hf = Las perdidas por fricción (calculadas anteriormente).

ND = Nivel Dinámico (será la altura del tanque del cárcamo de bombeo, y en este caso se toma con un valor de 3 m).

$$Hm = 24.15 + 1.75 + 5(1.75) + 3 = 28.98 \text{ m}$$

$$Hm = 28.98 \text{ m.}$$

Sustituyendo la fórmula del golpe de ariete con las sub-ecuaciones anteriores el resultado es el siguiente:

$$T = 1 + \frac{2(335)(0.94)}{9.81(28.98)} = 2.21 \text{ seg.}$$

$$\alpha = \frac{1425}{\sqrt{1 + \frac{KwD}{K_g e}}}$$

Donde:

a = Velocidad de la onda.

D = Diámetro del tubo (m.)

K_w = Módulo de elasticidad del agua con valor de 20,670 kg/cm²

K_E = Módulo de elasticidad del tubo. (pvc 28,100 kg/cm²)

e = Espesor de la tubería ($RD\ 32.5 = 5.1\ mm.$)

$$\alpha = \frac{1425}{\sqrt{1 + \frac{K_w D}{K_E e}}} = \frac{1425}{\sqrt{1 + \frac{(20,670)(0.15)}{(28,100)(0.0051)}}} = 299.55 \frac{m}{seg}$$

Resultado de la velocidad de la onda es el siguiente:

$$\alpha = 299.55 \frac{m}{seg}$$

Este valor se compara con la longitud real de la conducción (L) y según sea igual mayor o menor, se aplican las fórmulas siguientes:

$$\text{Si } \frac{\alpha T}{2} < L \quad (\text{Allievi}) \text{ conducción larga o cierre rápido.} \quad hg = \frac{\alpha v}{g}$$

$$\text{Si } \frac{\alpha T}{2} > L \quad (\text{Michaud}) \text{ conducción corta o cierre lento.} \quad hg = \frac{2LV}{gT}$$

Por lo tanto:

$$\frac{\alpha T}{2} = \frac{(299.55)(2.21)}{2} = 331\ m.$$

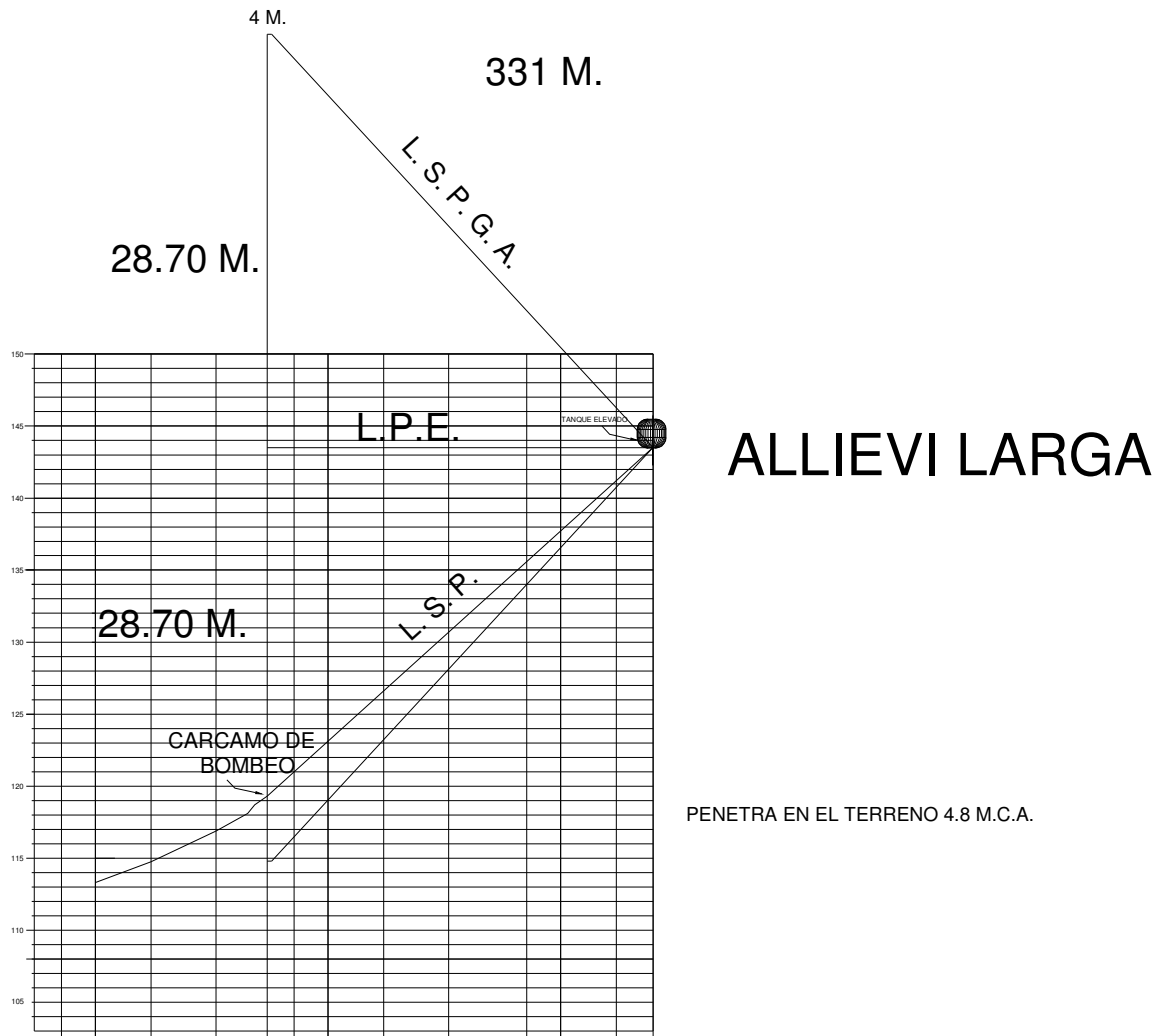
$$331\ m. < L = 335\ m.$$

Por lo tanto corresponde a ALLIEVI.

La diferencia entre $\frac{\alpha L}{2}$ y L es muy pequeña por lo que se puede solucionar con las dos formulas, pero para efectos de cálculo y siendo estrictos con las aplicaciones de las fórmulas nos inclinamos por Allievi.

$$h_g = \frac{\alpha v}{g} = \frac{(299.55)(0.94)}{9.81} = 28.70 \text{ m.c.a.}$$

Por lo que la presión de trabajo a la que estará sometida la tubería cuando el fenómeno del golpe de ariete se presente es de 28.70 m.c.a = 2.87 kg/cm²



L.P.E. = Línea de presión estática cuando el sistema está apagado.

Figura 5.1 Allievi conducción larga o rápido cierre

Fuente: Propia.

hg = Incremento del golpe de ariete o sobrepresión (m). Este valor se sumara o se restara a la presión estática, para calcular el Golpe de Ariete, positivo o negativo.

Si $\frac{aT}{2} = L$ en este caso se podra solucionar con cualquiera de las dos fórmulas:

Allievi o Michaud.

Según apuntes de la materia de Hidráulica la línea de conducción siempre debe cumplir las siguientes restricciones:

1.- $P_{max} < \text{Resistente de la tubería.}$

La presión máxima calculada anteriormente es de 28.70 m.c.a = 2.87 kg/cm².
Y la tubería RD 32.5 PVC que esta propuesta resiste una presión de trabajo de 8.79 kg/cm², por lo tanto:

$$P_{max}=2.87 \text{ kg/cm}^2 < \text{Resistente del tubo con } 8.79 \text{ kg/cm}^2 = \text{Cumple}$$

2.- La línea de subpresión no deberá penetrar al terreno en más de 10 m.c.a. = 1 atm., por que provocaría el aplastamiento de la tubería.

$$\text{El cálculo arroja una penetración de } 4.8 \text{ m.c.a.} < 10 \text{ m.c.a.} = \text{Cumple}$$

Por lo tanto, se cumple con las dos restricciones, y se concluye entonces que la línea no tiene ningún problema con las presiones de trabajo. En seguida se analizará el cálculo de la línea por gravedad.

El cálculo hidráulico de una línea de conducción por gravedad se basa en revisar las pérdidas por fricción para encontrar el diámetro más económico bajando o subiendo para tener las menores pérdidas por fricción y así con el desnivel topográfico se propone el RD de la tubería (según la carga de columna de agua).

En seguida se aplicará la Fórmula de Dupoit que sirve para calcular el diámetro económico de la tubería y se utilizan las formulas siguientes:

$$Q = 1.5\sqrt{Q} \quad SI \quad Q > 10 \text{ L.P.S.}$$

$$Q = 1.2\sqrt{Q} \quad SI \quad Q < 10 \text{ L.P.S.}$$

El gasto medio diario es de 16 lt/seg. Por lo que es mayor a los 10 l.p.s. y se aplicará la siguiente fórmula:

$$Q = 1.5\sqrt{Q} \quad SI \quad Q > 10 \text{ L.P.S.}$$

El resultado se dará en pulgadas:

$$Q = 1.5\sqrt{16} = 6'' = 0.15 \text{ m.}$$

En seguida se calculan las pérdidas de fricción con la siguiente fórmula propuesta, según Darcy Weisbach:

$$hf = f \frac{L}{D} \frac{v^2}{2g}$$

Donde:

hf = Pérdidas de carga debidas a fricción.

f = coeficiente por fricción.

L = Longitud de la tubería en metros.

V = velocidad del agua en m/seg.

g = aceleración de la gravedad en m/seg^2

Para calcular el coeficiente por fricción (f) de acuerdo si el régimen es laminar o turbulento se usa:

$$f = \frac{64}{Re} \quad (\text{POISEVILLE}) \quad \text{Tubos lisos o rugosos en zona laminar para } Re < 2300.$$

$$f = \frac{0.3164}{Re^{0.25}} \quad (\text{BLASIUS}) \quad \text{Tubos lisos en la zona de transición o turbulenta para tubos de aluminio, latón, cobre, plomo, plástico, vidrio y A-C para } Re > 10^5.$$

$$Re = \frac{VD}{\gamma}$$

Donde:

V = Velocidad media en m/s.

D = Diámetro de la tubería en metros.

γ = Viscosidad cinemática del fluido en m^3/seg .

γ = del agua = $1.145 \times 10^{-6} m^2/\text{seg}$.

$$V = \frac{Q}{A}$$

$$A = \frac{\pi d^2}{4}$$

$$A = \frac{\pi (0.15)^2}{4} = 0.017 m^2$$

$$V = \frac{0.016 m^3/\text{seg}}{0.017 m^2} = 0.94 \frac{m}{\text{seg}}$$

Se obtiene el Número de Reynolds con los datos anteriores.

$$Re = \frac{VD}{\gamma} = \frac{(0.94)(0.15)}{1.145 \times 10^{-6}} = 123,144.10$$

Se obtiene el coeficiente por fricción con los datos anteriores.

$$f = \frac{0.3164}{Re^{0.25}} = \frac{0.3164}{(123144.10)^{0.25}} = 0.01689$$

Las pérdidas por fricción se calculan de la siguiente manera:

$$hf = f \frac{L}{D} \frac{v^2}{2g} = (0.01689) \frac{2020}{0.15} \frac{0.94^2}{2(9.81)} = 10.24 \text{ m.}$$

Por lo tanto las pérdidas de carga son de 10.24 m. las cuales estas reflejadas correctamente, y su comprobación está en la ubicación del cárcamo de bombeo que se encuentra favorable ante la línea de presión estática. Finalmente la tubería en el sistema por gravedad será de 6" ø PVC RD 32.5 de acuerdo al gasto que es de 16 lts/seg. Calculado con la fórmula de Dupoit.

CONCLUSIONES

Como se mencionó en el capítulo anterior, la línea está conformada por una longitud total 2,355 m. dividido en dos diámetros, la línea de 8" ø PVC RD 32.5 con una longitud de 594 m. y la línea de 6" ø PVC RD 32.5 con una longitud de 1,761 m. suman los 2,355 m. la fuente de alimentación es un tanque elevado ubicado en la colonia San Rafael. Por la topografía del terreno no fue posible que la misma línea de conducción por gravedad llegara hasta la parte más alta del desarrollo donde se almacenaría el agua para su distribución, por lo que fue interrumpida a los 2,020 m. construyendo un cárcamo para bombear el agua al tanque elevado que se encargara de dotar de agua potable a la unidad habitacional Rincón del Manantial. El tanque elevado tiene una capacidad de almacenaje de 60 m³.

La longitud por gravedad conformada por 2020 m. fue construida con dos diámetros 8" ø PVC RD 32.5 con una longitud de 594 m. y 6" ø PVC RD 32.5 con una longitud de 1426 m. actualmente se encuentra funcionando de esta manera, por lo que se observó que no fue necesario el suministro y colocación de los 594 m. de tubería de 8" ø PVC RD 32.5 ya que el gasto de diseño es el mismo y no hay derivaciones en dicho tramo.

Los cálculos arrojaron una tubería constante de 6" ø PVC RD 32.5 en los 2020 m., con unas pérdidas por fricción de 10.24 m. comparando con los niveles actuales

efectivamente el cárcamo está construido considerando esas pérdidas por lo que el funcionamiento por gravedad es el correcto en cuanto a la línea por gravedad.

En cuanto a la línea de por bombeo actualmente está construida por una longitud de 335 m. con una tubería de 6" \varnothing PVC RD 32.5, la revisión consistió en calcular el diámetro económico, las pérdidas por fricción y calcular el fenómeno contra el golpe de ariete lo cual los resultados se concluyen de la siguiente manera:

La línea de conducción por bombeo cumple las siguientes restricciones:

1.- $P_{max} < \text{Resistente de la tubería.}$

La presión máxima calculada anteriormente es de 28.70 m.c.a = 2.87 kg/cm². Y la tubería RD 32.5 PVC que esta propuesta resiste una presión de trabajo de 8.79 kg/cm², por lo tanto:

$P_{max}=2.87 \text{ kg/cm}^2 < \text{Resistente del tubo con } 8.79 \text{ kg/cm}^2 \text{ cumple}$

2.- La línea de subpresión no deberá penetrar al terreno en más de 10 m.c.a. = 1 atm., por que provocaría el aplastamiento de la tubería.

El cálculo arroja una penetración de 4.8 m.c.a. < 10 m.c.a. cumple

Por lo tanto se cumplen las dos restricciones, concluimos entonces que la línea no tiene ningún problema con las presiones de trabajo.

Como observación importante durante toda la línea de conducción no se observo ninguna caja de válvulas por lo qué se hace la recomendación de instalar

algunas válvulas para el control de la línea por algún incidente de ruptura de la tubería, cerrar las válvulas seccionar tramos para no cerrar desde el inicio del tanque.

El objetivo propuesto si se cumplió, debido a que se realizó el cálculo y diseño de la línea de conducción por gravedad y bombeo satisfactoriamente ya que al compararse con la línea existente se pudo comprobar que tiene las dimensiones correctas y que es funcional para la población a la cual está dotando de agua potable. Solo cabe mencionar que la tubería de 8" \varnothing PVC RD 32.5 no fue necesaria por lo que solo cabe recalcar esta parte que se encuentra sobredimensionada.

Se cumplió con los objetivos ya que se logró definir las formulas de dos formas de calcular las pérdidas por fricción que se requieren para calcular la línea de conducción por gravedad y bombeo las cuales se calculan con diferentes parámetros de investigación y son conocidas como FORMULA GENERAL DE DARCY-WEISBACH Y MANNING. Se definió correctamente el golpe de Ariete, en qué consiste, para qué sirve, por qué se provoca y cuál es su importancia en el cálculo y diseño de la línea de conducción por bombeo. Supimos en qué consiste el rápido cierre de una válvula y que provoca, también el resultado de un cierre lento el cual depende de que fórmula utilizar para su aplicación.

También se cumplió con el objetivo de cómo calcular y seleccionar el diámetro más económico dependiendo del gasto requerido de la población de proyecto. Además de definir el crecimiento por comparación por el método de mínimos

cuadrados para definir con efectividad el gasto y poder proyectar una línea que cumpla con todas las expectativas de funcionamiento y funcionalidad.

Por lo cual se cumple con los objetivos propuestos que se plantearon al iniciar la investigación y con todas las dudas que se generaron al observar el funcionamiento de la línea de conducción por gravedad y bombeo.

BIBLIOGRAFÍA

Acevedo A., Antonio C. (1976)

Manual de Hidráulica.

Prensa Técnica S.A., México.

Athala Molano, Jorge. (2006)

Serie de ejercicios numéricos para la materia de geohidrología de la Licenciatura de Ingeniería Civil U.N.A.M.

U.N.A.M., México.

Caballero García, Carlos Alberto. (2001)

Sistema de Agua Potable para la colonia la Santa Cruz.

Tesis inédita de la Esc. de Ingeniería Civil, de la Univ. Don Vasco A.C., de la ciudad de Uruapan, Mich., México.

Hernández Sampieri, Roberto y Cols. (2004)

Metodología de la Investigación.

Ed. Mc Graw Hill, México.

H. AYUNTAMIENTO 2012-2015 DE URUAPAN MICHOACAN. (2013)

Plan Municipal de Desarrollo 2012 – 2015.

Uruapan, Michoacán, México.

Instituto Nacional de Estadísticas y Geografía.2010.

Estadísticas históricas de México, tomos I y II. INEGI 2010.

Manual de diseño de obras civiles, tomo 2. (1969)

CFE-IIE. México.

Mendieta Alatorre, Ángeles. (2005)

Métodos de Investigación y manual académico.

Ed. Porrúa, México.

Mott, Robert L. (2006)

Mecánica de Fluidos. Sexta edición.

Pearson Educación. México.

Sotelo A., G. (1990)

Hidráulica general, Vol. 1.

Ed. Limusa, México.

OTRAS FUENTES DE INFORMACIÓN:

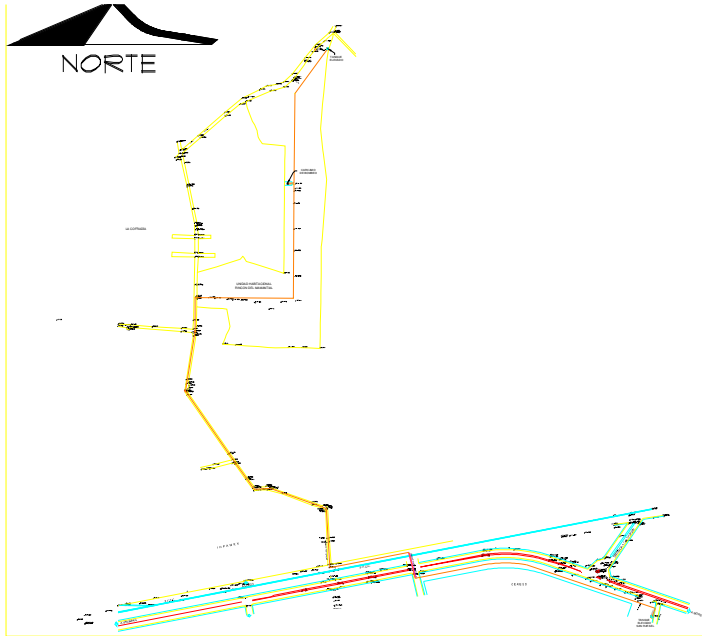
<http://www.uamenlinea.uam.mx>

<http://www.wikipedia.com>

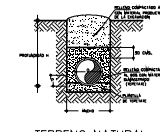
Distribución de Agua Potable y Colecta de Desagües y de Agua de Lluvia, 2005.

Fuente: <http://es.wikipedia.org/wiki/Uruapan>

<http://www.google Earth> (2015).



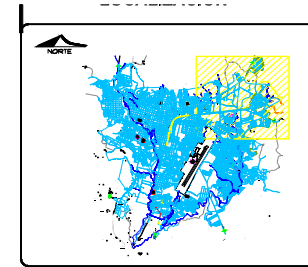
ZANJA TIPO PARA TUBERIA DE AGUA POTABLE



DIMENSIONES DE ZANJA Y PLANTILLA PARA LA INSTALACION DE TUBERIA DE AGUA POTABLE

DIAMETRO NOMINAL (cm.)	ANCHO (espaldas) (cm.)	PROFUNDIDAD (cm.)	ESPESOR DE LA PLANTILLA (cm.)	VOLUMEN DE CUBICACION (m ³ /m.)
2.5	1	50	70	5
3.8	1 1/2	50	70	5
5.1	2	50	70	5
6.3	2 1/2	60	100	7
7.5	3	60	100	7
10	4	60	100	10
15	6	70	110	10
20	8	75	110	10
25	10	80	120	10
30	12	80	120	10
35	14	90	130	10

DETALLES DEL JUNTO DE TUBERIA



SIMBOLOGÍA

- Tubería proyecto de 8"
- Tubería proyecto de 6"
- Traza
- Cota de Terreno
- Carga Piezometrica
- Válvula de seccionamiento proyecto

DATOS DE PROYECTO

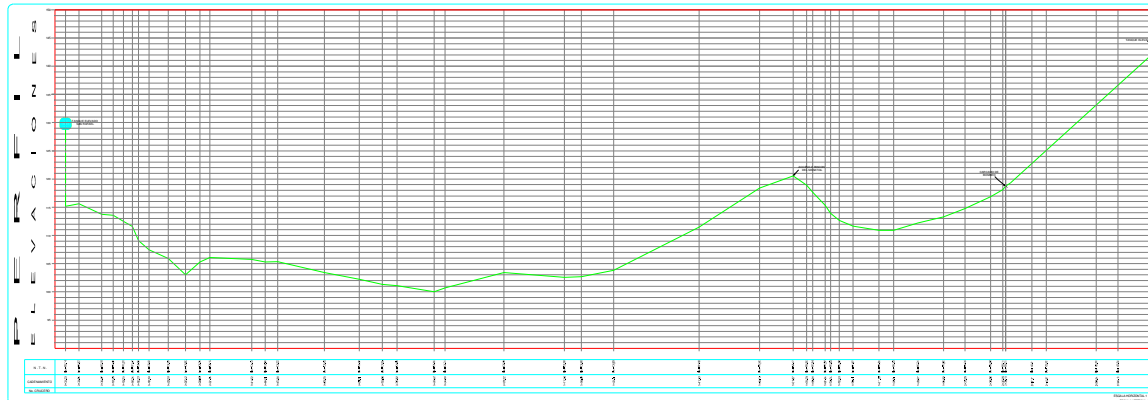
POBLACION DE PROYECTO 6480 Habitantes
 DOTACION 200 Lts/Hab/Dia
 GASTO MEDIO DIARIO 16 Lts/seg.
 COEFICIENTE DE VARIACION DIARIA 1.4
 GASTO MAXIMO DIARIO 22.40 Lts/Seg.

CONDUCCION POR GRAVEDAD

FUENTE DE ALIMENTACION TANQUE ELEV. SAN RAFAEL
 TUBERIA 8" PVC RD-32.5
 CAPACIDAD DEL CARCAMO 22.5 M3
 LONG. DE LA LINEA 8" PVC RD-32.5 584.00 M
 LONG. DE LA LINEA 6" PVC RD-32.5 1428.00 M
 LONG. TOTAL DE LA LINEA 2020 M

BOMBEO

FUENTE DE ALIMENTACION CARCAMO
 ALMACENAMIENTO TANQUE ELEVADO
 CAPACIDAD DE ALMACENAMIENTO 60.00 M3
 TUBERIA 8" PVC RD-32.5
 DESNIVEL ESTATICO 35.00 M
 POTENCIA DE LA BOMBA 15 HP
 LONG. DE LA LINEA 335 M



UNIVERSIDAD DON VASCO A.C.

PROYECTO: LINEA DE CONDUCCION DE AGUA POTABLE POR GRAVEDAD Y BOMBEO DEL TANQUE ELEV. SAN RAFAEL A UNIDAD HABIT. TRINCON DEL MANANTIAL AL ORIENTE DE LA CIUDAD DE URUAPAN, MICH.

UBICACION: ORIENTE DE LA CIUDAD DE URUAPAN, MICH. PLANO DE: **PROYECTO**
 REVISOR: ING. ANASTACIO BLANCO SIMIANO REALIZADOR: DIAZ ARREOLA ELIAS

URUAPAN MICHOACAN A 20 DE ABRIL DEL 2015