



003752

2
24.

**UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA
DE MEXICO**

ESCUELA NACIONAL DE ESTUDIOS PROFESIONALES
ACATLÁN

**FUNCIONAMIENTO HIDRAULICO EN CONDICIONES
ESTACIONARIAS Y TRANSITORIAS DE LA LINEA DE
CONDUCCION DE AGUA POTABLE, DE LA
LOCALIDAD DE AHUACATITLAN, MUNICIPIO DE
ALMOLOYA DE ALQUISIRAS, EDO. DE MEX.**

TRABAJO DE INVESTIGACION

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

HERIBERTO ARENAS MONTER



Acatlán, Estado de México, Mayo de 1997

**TESIS CON
FALLA DE ORIGEN**



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.

INDICE GENERAL

• PROLOGO.....	1.2
• INTRODUCCION	3.4.5
• CAPITULO 1: ANTECEDENTES E INFORMACION BASICA	6
1.1. Descripción y Localización de la zona de estudio	7
1.1.1. Descripción de la zona de estudio.....	8
1.1.2. Localización Geográfica	8
1.2. Clima	9
1.3 Orografía.....	9
1.4 Hidrología.....	10
1.5 Uso actual del suelo.....	11
1.6. Demografía.....	12
1.7 Aspectos economicos.....	13
1.8 Calidad de vida.....	13
1.9 Equipamiento Urbano.....	14
1.10 Infraestructura y transporte.....	14
• CAPITULO 2: ANALISIS DE DEMANDA	15

2.1 Vida útil y periodo de diseño.....	16
2.2 Población de proyecto.....	16
2.2.1. Método aritmético.....	17
2.2.2. Método de los mínimos cuadrados.....	18
2.2.3 Método de tasa de crecimiento.....	19
2.2.4 Resumen de métodos para cálculo de población.....	20
2.3 Dotación.....	21
2.4 Gasto de diseño.....	21
2.4.1. Gasto medio diario anual.....	21
2.4.2 Gasto máximo diario.....	22
2.4.3 Gasto máximo horario.....	22,23
● CAPITULO 3: FUENTE DE ABASTECIMIENTO, CANTIDAD Y CALIDAD DEL AGUA	24
3.1 Fuente de abastecimiento.....	25,26
3.2 Cantidad de agua.....	27
3.3 Calidad del agua.....	27
3.4 Resumen de datos básicos de proyecto, primera alternativa.....	28
3.5 Alternativa de selección de trazo.....	29
3.6 Análisis de alternativa de solución.....	29

3.7 Línea de conducción.....	30
3.8 Tipos de tubería y selección del material de la tubería.....	30
3.9 Operación en flujo estacionario	31
3.9.1 Fórmulas de Manning para tubería.....	32
3.9.2 Ubicación de cajas rompedoras propuestas por CEAS y diámetro de la tubería.....	33
3.9.3 Reubicación de cajas rompedoras y cálculo del diámetro teórico.....	34
3.10 Flujo transitorio	35
• CAPITULO 4: TRAZO DE LA LINEA DE CONDUCCION.....	36
4.1 Primera alternativa de fuente de abastecimiento.....	37
4.2 Segunda alternativa de fuente de abastecimiento.....	38
4.3 Cantidad de agua	38
4.4 Calidad del agua.....	39
4.5 Resumen de datos básicos de proyecto, segunda alternativa.....	40
4.6 Cbra de captación.....	41
4.7 Cálculo del diámetro del tubo de la caja colectora al carcamo de bombeo.....	42
4.8 Revisión con tubo de 2" de acero galvanizado.....	43
4.9 Cálculo de las dimensiones del carcamo.....	44
• CAPITULO 5: DISEÑO DE LA LINEA DE CONDUCCION EN FLUJO ESTACIONARIO.....	45

5.1 Selección del trazo.....	46
5.2 Cálculo del diámetro de la tubería de conducción por bombeo.....	47
5.3 Método de solución: procedimiento razonado.....	47
5.3. Análisis del diámetro de acero galvanizado de 25mm (1").....	47
5.3.1 Costo del consumo anual de energía eléctrica.....	48
5.3.2 Costos de instalación de la tubería de acero galvanizado cédula 40, 25 mm (1").....	49
5.4 Análisis del diámetro de acero galvanizado de 38 mm (1 1/2").....	50
5.4.1 Costo del consumo de energía eléctrica.....	50
5.4.2 Costos de instalación de la tubería de acero galvanizado cédula 40, 38 mm (1 1/2")..	51
5.5 Análisis del diámetro de acero galvanizado de 50 mm (2").....	52
5.5.1 Costo del consumo de energía eléctrica.....	52
5.5.2 Costos de instalación de la tubería de acero galvanizado, cédula 40, 50 mm (2").....	53
5.6 Comparación de resultados.....	54
5.7 Selección de la bomba.....	55
5.8 Bomba Goulds Model 3935.....	55
5.9 Revisión de NPSH permisible.....	55,56
• CAPITULO 6: DISEÑO DE LA LÍNEA DE CONDUCCIÓN EN FLUJO TRANSITORIO.....	57
6.1 Método gráfico (gráficas de Chaudry).....	58

6.2 Cálculo de LVR.NS.....	58
6.3 Cálculo de α (celeridad).....	58
6.4 Cálculo de σ y ρ	59
6.5 Cálculo de cargas mínimas.....	60
6.6 Cálculo de cargas máximas.....	60
• CONCLUSIONES.....	62,63
• BIBLIOGRAFIA.....	64

AGRADEZCO:

A DIOS QUE ME A DADO LA LUZ PARA SEGUIR ADELANTE

A LA UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO

A LA ESCUELA NACIONAL DE ESTUDIOS PROFESIONALES ACATLAN

A TODOS MIS MAESTROS Y COMPAÑEROS DE ESCUELA

A MI ASESOR: ING. ALFREDO BUENO CONTRERAS

CON TODO MI AMOR:

PARA QUIÉNES HAN DADO TODO DE SI MISMAS POR MI, EN UNA FORMA CALLADA E INCONDICIONAL

A MI MAMA ESPERANZA Y A MIS HERMANAS MARY Y EFIGENIA.

PROLOGO

PROLOGO

El agua es uno de los elementos fundamentales, para que exista vida en nuestro planeta. Por lo tanto es de suma importancia conocer sus características Físicas, Químicas y Bacteriológicas en su estado natural, así como los costos para su extracción, Conducción y en su caso tratamiento, para que pueda ser utilizada en bien de la humanidad.

La Ciencia que estudia el comportamiento de los líquidos y gases en reposo y movimiento es la Mecánica de Fluidos.

La Hidráulica es esencial para el desarrollo de este trabajo, ya que es una rama de la Mecánica de Fluidos, que estudia, a través de las tres leyes de la Física Clásica, el comportamiento de los líquidos en reposo y en movimiento.

Si pensamos en el papel vital que juega en nuestra vida cotidiana, por ejemplo cuando abrimos las llaves de agua de nuestra casa, activamos una compleja red Hidráulica de tuberías, válvulas y bombas.

El objeto de este trabajo es el de realizar el diseño de una " Línea de Conducción de agua potable" por medio del seminario Taller Extracurricular: " Conducciones a Presión II".

Se tomaron problemas reales, que la Comisión Estatal de Agua y Saneamiento (CEAS), tiene en proyecto.

Nos organizamos por Brigadas de 3 personas y visitamos los sitios donde se realizaran los trabajos con el objeto de definir que proyecto le correspondiera a cada Brigada.

A nuestra Brigada le correspondió **El diseño de la línea de Conducción en la localidad Rural de Ahuacatlán**, Municipio de Almoloya de Aquisirás, Edo. Méx.

INTRODUCCION

INTRODUCCION

El agua se conduce por gravedad, desde una fuente captación subterránea: Manantial Peña Blanca, a un tanque colector, el cual mediante la "Línea de Conducción", alimenta a un tanque de distribución que a su vez con una línea de Conducción suministra agua potable a una red de distribución que dota del vital líquido a 24 familias de la Comunidad de Ahuacatlán.

En la fuente de captación se hizo un estudio de aforo en diferentes épocas del año, con la finalidad de saber la cantidad de agua mínima que produce y unas pruebas físicas y químicas. Dando como resultado que solo se requiere de una desinfección, para que tenga la calidad de agua potable.

En el diseño se establecieron diferentes alternativas de trazo, siendo la solución aquella que nos dio el diámetro económico, la cual cumple con la mejor condición técnico-económica.

Para su obtención se considero la información relacionada con el número de habitantes, estableciendo la proyección de crecimiento, para obtener la población de proyecto, para 15 años, su condición socioeconómica, costumbres, usos de suelo de la zona, así como sus características físicas como: Topografía, Geología, Clima e hidrología.

Primeramente se reviso el funcionamiento de la "Línea de Conducción", ya existente la cual es de acero galvanizado de 1½" a . Se determino que trabaja en una forma deficiente. Por lo que se propuso una segunda alternativa, en la cual el agua se conduce por bombeo desde una fuente de captación subterránea: Manantial Ojo de Agua, a un cárcamo de bombeo, que mediante una "Línea de Conducción" alimenta a un tanque de distribución, que a su vez con una "Línea de Conducción" suministra agua potable a una red de distribución que dota del vital líquido a 79 familias, que representan al 100% de la población de la Comunidad de Ahuacatlán.

Ya definida la "Línea de Conducción" de agua potable, se determino que el material de la tubería más conveniente es de acero galvanizado.

INTRODUCCION

Y mediante el procedimiento razonado, se revizaron tres diámetros diferentes, involucrando, costos de energía y costos de la "Línea de Conducción".

CAPITULO 1: ANTECEDENTES E INFORMACION BASICA.

CAPITULO 1.

1.1. DESCRIPCION Y LOCALIZACION DE LA ZONA DE ESTUDIO

1.1.1. DESCRIPCION DE LA ZONA DE ESTUDIO

La Comunidad que se estudio, tiene el nombre de Ahuacatitlan, pertenece al Municipio de Almoloya de Alquisiras y se ubica en la parte sur del Estado de México. Es una Comunidad Rural, Teniendo irregularidades topograficas, que la convierten en zona montañosa, provocando que las casas se ubiquen en forma dispersa, lo que ocasiona que el servicio de agua potable sea difícil de suministrar.

Actualmente el 70.00 % de la Poblacion cuenta con el servicio de agua potable. La fuente de captación es subterránea, por medio de los manantiales llamados las Cenega y el Carizo. El agua potable se conduce por gravedad.

El 30.00 % restante de la Poblacion en coordinación con la dirección de Obras Públicas del Municipio, solicita a la Comisión Estatal de Agua y Saneamiento (CEAS), se les hiciera el estudio correspondiente, para poder contar con el servicio de agua potable.

Este 30.00 %, representa a 24 familias, que carecen del vital líquido, Siendo el agua potable uno de los servicios a los que toda familia aspira, ya que es parte fundamental del desarrollo, manifestandose en el mejoramiento de la salud, comodidad y ahorro en el tiempo al no tener que acarrear el agua en animales ó en hombros a grandes distancias.

Por lo anterior, este trabajo de investigación, que se hizo, por medio del Seminario taller Extracurricular conducciones a Presiones II. Lo realice en conjunto con mis compañeros de Brigada y con la asesoría de mis Profesores, con toda dedicación y empeño para que sirva a una pequeña parte de los habitantes del Estado de México.

CAPITULO 1

1.1.2 LOCALIZACION GEOGRAFICA.

El Municipio de Almoloya de Aquisirás se ubica en la Parte Sur del Edo. de Méx. a 77 km. de la Ciudad de Toluca. Su localización geográfica es la siguiente:

Longitud mínima 99° 46' 50"	Longitud máxima 99° 57' 09"
Latitud mínima 18° 47' 00"	Latitud máxima 18° 55' 02"

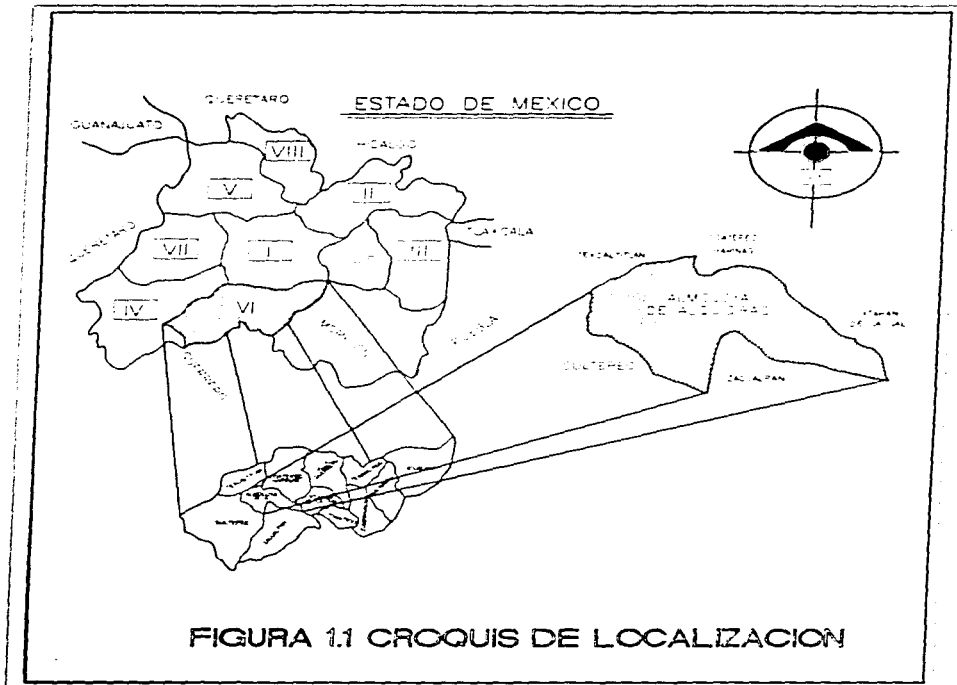
Sus límites son:

Al Norte	con Texcallitlán y Coatepec Harinas
Al Sur	con Zacualpan
Al Este	con Coatepec Harinas
Al Oeste	con Suitepec y Texcallitlán

La localización se muestra en la figura 1.1

La División Política Municipal es:

- | | | |
|----------------------|----------------------------|--------------------------|
| 1.-Agua Fría | 13.-Las Mesas | 25.-San José Tizates |
| 2.-Ahucatlitlán | 14.-Los Pérez | 26.-Sexta Manzana |
| 3.-Almoloya | 15.-La Unión Riva Palacio | 27.-Tepehuales |
| 4.-Aquiapan | 16.-Uano de las Casas | 28.-Totoltepec de la Paz |
| 5.-Buenos Aires | 17.-Mesa del Río | 29.-Vista Hermosa |
| 6.-Capulmanca | 18.-El Mirador | 30.-Triguillos |
| 7.-Cerro del Guayabo | 19.-Pachuquilla | 31.-Unión Riva Palacios |
| 8.-Cerro de Tlapexco | 20.-Plan de Vigas | 32.-La Yerbabuena |
| 9.-Colonia Guadalupe | 21.-Plutarco Gonzalez | |
| 10.-Cuarta Manzana | 22.-Quinta Manzana | |
| 11.-Cuahutenco | 23.-Los Ranchos | |
| 12.-Jalatepec | 24.-San Andrés Tepatlitlán | |



CAPITULO 1.

1.2 CLIMA

Tres Comunidades tienen clima frío similar al de Toluca, con heladas en invierno: Plan de Vigas, Sexta Manzana y Copulmanca. Las Comunidades con clima templado son: San Andrés Tepetitlan, Quinta Manzana y Ahuacatlán, que sufren heladas ocasionales.

Las estaciones del año son bien definidas. Las temperaturas se registran entre los 20 y 25 grados centígrados a la sombra, en verano y en invierno, bajan hasta los 15 grados

El periodo de lluvias se presenta en los meses de mayo y junio, y se prolonga hasta octubre; durante este tiempo se forman cascadas y numerosos trachuecos. La precipitación pluvial total durante el año, en la mayor parte del Municipio, es de 1,113 milímetros (promedio de un periodo obtenido en seis años).

Los vientos, dado la ubicación del Municipio son moderados y van de noroeste a suroeste, durante el mes de febrero.

1.3 OROGRAFIA

La orografía nos dará una mejor idea sobre la tremenda irregularidad del territorio Almolayense; ahora mencionaremos las alturas más importantes; estas oscilan entre los 2,900 metros, sobre el nivel del mar en el cerro de la quibra ó Peña de Ahuacatlán, que en las mapas oficiales está registrada como el Peñón, hasta los 1,780, en la Unión de Riva Palacios; hay también pequeños Valles, como los de Pachuquilla, Aquiapan ó Almoloya; Planicies, como son las tierras fértiles, las de San Andrés Tepetitlan y Plutarco González.

CAPITULO 1.

1.4 HIDROLOGIA

Debido al relieve orográfico, que forma una especie de embudo, se comprendera que el agua fluye hacia el valle, hecho que si bien no es exhaustivamente aprovechado, es el más representativo.

Se cuenta con un río de caudal constante y nace en Texcatitlan; su curso se dirige hacia el sureste, internandose en el territorio de Almoloya y desemboca en el río Amacuzac.

Tiene como afluentes el riachuelo de la Gavia Chica, así como innumerables arroyos, entre los que se encuentran los siguientes: Ahuacatitlan, el Salto, Tollepec, Cuahutenco, Pachuaquila y el Flondo, su caudal es variable, pero en la época de lluvias es muy abundante. Los arriolos se secan en los meses de enero a mayo.

CAPITULO 1.

1.5 USO ACTUAL DE SUELO

El Municipio de Almolaya de Aquisiras depende de los recursos naturales que son elementos básicos para su desarrollo y sus Comunidades dependen su avance, por lo que es indispensable cuantificarlos, conservarlos, recuperarlos y explotarlos adecuadamente, para el desarrollo de la vida productiva del Municipio, su uso es el siguiente.

1.- Uso Agrícola	3,790.30 Hects.	100.00 %	22.65 %
a) Temporal	3,017.10 Hects.	79.60 %	
b) Piega	122.60 Hects.	3.23 %	
c) Tierras ociosas	650.60 Hects.	17.17 %	
2.-Uso Pecuario	1,811.60 Hects.	100.00 %	10.82 %
a) Intensivo	1.30 Hects.	0.02 %	
b) Extensivo	1,810.40 Hects.	99.98 %	
3.- Uso FORESTAL	10,543.00 Hects.	100.00 %	62.99 %
a) Bosques	9,372.00 Hects.	88.89%	
b) Arbustivo	1,171.00 Hects.	11.11 %	
4.- Uso URBANO	94.10 Hects.	100.00 %	0.56 %
5.- HEROCIONADO	133.90 Hects.	100.00 %	0.80 %
6.- CUERPO DE AGUA	370.00 Hects.	100.00 %	0.02 %
7.- OTROS USOS	361.80 Hects.	100.00 %	2.16 %

CAPITULO 1.

1.6 DEMOGRAFIA

El comportamiento demográfico en todo el Municipio, se ilustra en el siguiente cuadro:

Año	1970	1980	1990
No. habitantes	8,329	10,268	12,021

El comportamiento demográfico en la Comunidad de Ahuacatlán es el siguiente:

Año	1960	1970	1980	1990
No. habitantes	281	330	406	473

Datos obtenidos del Instituto Nacional de Estadísticas Geográficas e Informática (INEGI)

CAPITULO 1.

1.7 ASPECTOS ECONOMICOS

De acuerdo con la información censal de 1990, la población ocupada económicamente, así como el sector en el cual presta sus servicios es el siguiente:

	Industrial	Servicio	Agrícola	Total
Profesionistas y técnicos	1	162	3	166
Funcionarios y oficios	1	43	5	49
Comerciantes	10	181	11	202
Trabajadores agrícolas	2	1	1,189	1,192
Trabajadores industriales	288	48	9	345
Servicios públicos	1	31	3	35
Otros	15	98	33	146
Total	318	564	1,253	2,135

1.8 LA CALIDAD DE VIDA

Para 1990 según estadísticas del Instituto Nacional de Estadística, Geografía e Informática (INEGI), el Municipio de Amlolaya de Aquisirás contaba con cifras relativas

	1980	1990
Viviendas sin agua potable	60.49 %	42.52 %
Viviendas sin drenaje	57.70 %	77.67 %
Viviendas sin Electricidad	57.70 %	39.96 %

CAPITULO 1.

1.9 EQUIPAMIENTO URBANO

El equipamiento urbano en el Municipio es de importancia y carente en general, en las Comunidades, Poblados y Rancherías. En cuanto al equipamiento educativo se presenta una distribución regular ya que por lo menos en la cabecera como en sus localidades cuentan con instalaciones a nivel básico.

De acuerdo con datos obtenidos del ciclo escolar 1991-1992 en el Municipio existían 62 escuelas de las cuales 31 son primarias, atendiendo este sector un 90% de la demanda.

En relación a los espacios culturales, el Municipio no cuenta con este tipo de espacios.

En cuanto a instalaciones deportivas, cuenta con una unidad deportiva.

El equipamiento en el sector salud, se integra por cinco instituciones.

No cuenta con mercado principal.

El Municipio por otro lado, cuenta con 14 panteones atendiendo el 90% de las necesidades.

En relación a la necesidad de parques y jardines el Municipio por su situación geográfica y su riqueza de recursos naturales, tiene un bajo porcentaje de demanda.

1.10 INFRAESTRUCTURA Y TRANSPORTE

La infraestructura y transporte en forma general se muestra en los cuadros siguientes:

Kilómetros de Carreteras	
Pavimentadas	22
Revestidas y Rurales	39
Total	61

Vehículos	
Autos particulares	235
Autos públicos	40
Camionetas y camiones	422
Otros	9
TOTAL	706

CAPITULO 2: ANALISIS DE DEMANDA

CAPITULO 2.

2.1 VIDA ÚTIL Y PERIODO DE DISEÑO

El periodo de diseño de un sistema de abastecimiento de agua potable se proyecta para dar servicio durante un lapso futuro despues de su instalación. Esta consideración se justifica ya que por lo general el comportamiento de la población es dinámico. Rebasado el periodo de diseño, la obra continuará funcionando hasta cumplir su vida útil en términos de una eficiencia cada vez menor.

El periodo de diseño, para un sistema de abastecimiento de agua potable, en una Comunidad Rural, con las características de Ahuacatitlán, CEAS, lo considera en 15 años.

2.2 POBLACION DE PROYECTO

Para determinar la población de proyecto, se tomaron los censos levantados por el Instituto Nacional de Estadísticas, Geografía e Informática (INEGI). Estos datos de población se adaptaron a un modelo matemático, como lo son el Aritmético, Mínimos cuadrados y Tasa de Crecimiento.

Año	Población-Ahuacatitlán
1960	281
1970	330
1990	406
1996	473

La población actual de Ahuacatitlán, se estima en 473 personas aproximadamente, de las cuales 120 personas (24 familias) no cuentan con el servicio de agua potable, por lo tanto, sacando el porcentaje :

$$Ysc = 144 / 473 \times 100 = 30.00 \%$$

$$Ysc = 30.00 \%$$

donde:

Ysc = Porcentaje de población sin servicio.

CAPITULO 2.

2.2.1 METODO ARITMETICO

Consiste en averiguar los aumentos absolutos que ha tenido la población y determinar una cifra constante para un periodo fijo y se aplica a unos años futuros.

$$Y_f = Y_a + iN \qquad Y = Y_a - Y_p / n$$

Donde:

Y_f = Población futura ; Y_a = Población actual

Y_p = Población pasada

n = Diferencia del tiempo en años entre Y_a y Y_p

N = Diferencia de tiempo en años entre Y_f y Y_p

i = Incremento anual

Sustituyendo datos:

$$i = 473 - 406 / 1996 - 1990 = 67 / 6 = 11.17$$

$$Y_f = 473 + 11.17 (2011 - 1996)$$

$$Y_{2011} = 641 \text{ habitantes}$$

CAPITULO 2.

2.2.2 METODO DE LOS MINIMOS CUADRADOS

Una relación lineal entre dos variables queda representada por una línea recta cuya ecuación general es:

$$Y = a + bx \dots \text{ec. A}$$

$$EY = na + bEx \dots \text{B}$$

$$ExY = aEx + bEx^2 \dots \text{C}$$

El método utiliza el conjunto de observaciones que en este caso son años y número de habitantes

Utilizando los datos de los censos.

X	Y	X ²	XY
1960	281	3.841.600	550.760
1970	330	3.880.900	650.100
1990	406	3.960.100	807.740
1994	473	3.984.016	944.108
Ex=7.916	Ey=1.490	Ex ² =15.666.616	Exy=2.952.908

n = 4

Sustituyendo valores del cuadro, en las ecs. B y C.

$$1.490 = 4a + 7.916b \dots \text{ec. 1}$$

$$2.952.908 = 7.916a + 15.666.616b \dots \text{ec. 2}$$

Se divide entre 4 ec. 1 y entre 7.916 ec. 2 y se multiplica por -1 ec.1

$$-372.50 = -a - 1979.11b \dots \text{ec. 1}$$

$$373.03 = a + 1979.11b \dots \text{ec. 2}$$

$$0.53 = 0 + 0.11b$$

$$0.53 / 0.11 : \boxed{b = 4.82}$$

CAPITULO 2.

b se sustituye en ec.2

$$373.03 = a + 1979.11 (4.82)$$

$$a = 373.03 - 9.539.31$$

$$a = - 9.166.28$$

Sustituyendo en ec. A . para el año X = 2011

$$Y_{2011} = -9,166.28 + (2011)4.82$$

$$Y_{2011} = 530 \text{ habitantes}$$

2.2.3 MÉTODO TASA DE CRECIMIENTO

$Y_f = Y_i (1 + i_{\text{anual}})^n$. I donde

Y_f = población final

Y_i = población inicial

i = tasa de crecimiento anual

n = No. años

La tasa de crecimiento anual, en el Municipio, en la última década a sido de $i = 1.6$.
Sustituyendo datos en ec.1

$$Y_{2011} = 473(1+0.0275)^{15}$$

$$Y_{2011} = 711 \text{ habitantes}$$

$$i = 473-406/406=0.165 (6 \text{ años}).$$

$$i_{\text{anual}} = 0.165/6 = 0.0275$$

CAPITULO 2.

2.2.4 RESUMEN DE METODOS PARA CALCULO DE POBLACION.

Método Aritmético	641 habitantes.
Método de Mínimos cuadrados	530 habitantes.
Método tasa de crecimiento	711 habitantes.

Tabla comparativa probando el método que más se acerca al crecimiento de la población.

		Aritmético		Tasa de crecimiento		Mínimos cuadrados	
		pobl.	%	pobl.	%	pobl.	%
1960	281	71	0.25	178	0.63	278	0.99
1970	330	183	0.55	234	0.71	328	0.99
1990	406	406	1.00	402	0.99	427	1.05
1996	473	473	1.00	473	1.00	456	0.96
2011		641	0.70	711	0.83	530	1.00

Por lo que el método que más se acerca es el de Mínimos cuadrados, en consecuencia la población de proyecto será:

Pobl. de proyecto (15 años) = 530 habitantes

Sacando el porcentaje de crecimiento de la población total de Ahuacatlán, para saber el crecimiento a 15 años (2011), de las 24 familias, se tiene:

$$Pc = 530(\text{año } 2011) / 473(\text{año } 1996) = 1.21 \quad \text{donde: } Pc = \% \text{ de crecimiento.}$$

$$Y_{2011} = (Y_0)(Pc)$$

donde: Y_0 = población actual.

$$Y_{2011} = 144 \times 1.21$$

$$Y_{2011} = 174 \text{ habitantes.}$$

CAPITULO 2.

2.3 DOTACION.

La dotación es la cantidad de agua que se asigna a cada habitante y que comprende todos los consumos de los servicios que se hacen en un día medio anual.

Esta en función del clima, del No. de habitantes y sus costumbres, del costo de agua distribuida y de las medidas de control para evitar fugas, desperdicios y hacer uso racional de ella.

La Secretaría de Desarrollo Urbano y Ecología propone en sus "Normas de Proyecto para Obras de Abastecimiento de Agua Potable en la República Mexicana", las siguientes dotaciones:

Habitantes	Cálido	Templado	Frio
de 2500 a 15000	150	125	100 Lt/hab/día.

2.4 GASTOS DE DISEÑO

2.4.1 GASTO MEDIO DIARIO ANUAL

Es el gasto que en término medio se consume en un día cualquiera del año; se obtiene de la siguiente manera.

$$Q_m = P \times D / 86400 \text{ (L.P.S.)}$$

donde:

Q_m . Gasto medio diario anual

P = población de proyecto

D = Dotación

86,400.00 = segundos que tiene un día

Sustituyendo datos se tiene

$$Q_m = 174 \times 125 / 86400 = 0.25 \text{ L.P.S.}$$

$$Q_m = 0.25 \text{ L.P.S.}$$

$$Q_m = 530 \times 125 / 86400 = 0.77 \text{ L.P.S.}$$

$$Q_m = 0.77 \text{ L.P.S. (100\% de la población)}$$

CAPITULO 2.

2.4.2 GASTO MAXIMO DIARIO

El consumo medio anual sufre variaciones en mas en menos, pues hay días que por la actividad, la temperatura u otra causa se demanda consumo mayor que el medio anual. Al máximo consumo diario se le llama "gasto máximo diario". Este gasto es el que debe de aportar como mínimo la fuente de abastecimiento, y es el que debe de llevar la " Línea de Conducción" y con el que se calcula la capacidad del tanque de regulación. Se representa de la siguiente forma:

$$Q_{m.D} = Q_m \cdot C.v.d.$$

donde:

$Q_{m.d.}$ = Gasto máximo medio diario

Q_m = Gasto medio diario anual

$C.v.d.$ = Coeficiente de variación diaria

Sustituyendo datos se tiene:

$$Q_{md} = 0.25 \times 1.20$$

$$Q_{md} = 0.77 \times 1.20$$

$$Q_{md} = 0.30 \text{ L.P.S.}$$

$$Q_{md} = 0.92 \text{ L.P.S.}$$

(100% de población)

2.4.3. GASTO MAXIMO HORARIO

También el "gasto máximo diario" sufre variaciones en las distintas horas del día de mayor consumo lo que interesa es saber en que hora de las 24 se requiere mayor gasto. A esta variación del consumo se le llama "gasto máximo horario", y se representa por:

$$Q_{mh} = Q_m \times C_{vd} \times C_{vm}$$

Q_{mh} = Gasto máximo horario

Q_m = Gasto medio diario anual

C_{vc} = Coeficiente de variación diaria

C_{vh} = Coeficiente de variación horaria

CAPITULO 2.

Sustituyendo datos se tiene :

$$Q_{mh} = 0.25 \times 1.20 \times 1.50$$

$$Q_{mh} = 0.45 \text{ L.P.S.}$$

$$Q_{mh} = 0.77 \times 1.20 \times 1.50$$

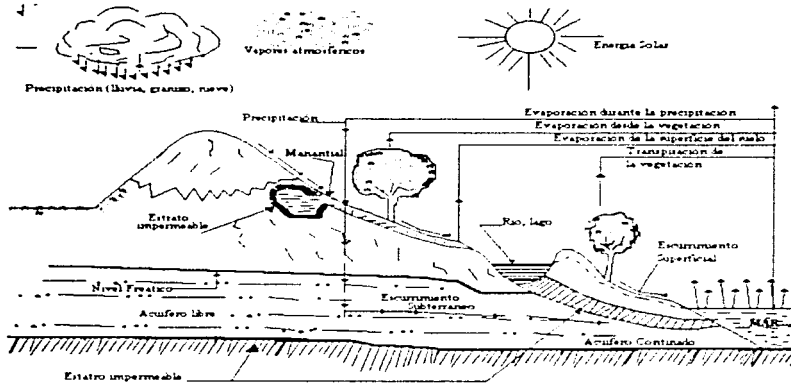
$$Q_{mh} = 1.39 \text{ L.P.S.} \quad (100\% \text{ de poblacion})$$

CAPITULO 3: FUENTE DE ABASTECIMIENTO, CANTIDAD Y CALIDAD DEL AGUA.

CAPITULO 3.

3.1 FUENTE DE ABASTECIMIENTO

El origen de las fuentes de que se sirve el hombre para su desenvolvimiento cotidiano es el Ciclo Hidrológico, o sea, los pasos del agua circulando durante el transcurso del tiempo a través de distintos medios, como se ilustra en la siguiente figura.



Por lo que gracias al Ciclo hidrológico, se encuentran disponibles en la naturaleza las siguientes fuentes de abastecimiento:

- a) Agua Superficial
- b) Agua Subterránea
- c) Agua Atmosférica
- d) Agua Salada

CAPITULO 3

La fuente de abastecimiento para alimentar a nuestra "Línea de Conducción" es subterránea.

Las aguas subterráneas se clasifican en :

- a) Aguas de Manantial
- b) Aguas Fréaticas
- c) Aguas Artesianas

El agua que alimentara a nuestra " Línea de Conducción" es de Manantial llamado "Peña Blanca".

La clasificación del agua de manantial es la siguiente :

- a) De afloramiento
- b) De emergencia o de vaguada
- c) De grieta o filón

En nuestro caso el Manantial "Peña Blanca" es de **afloramiento**. Ya que aparece en los afloramientos de deformaciones impermeables, saliendo a través de sus discontinuidades. Como se ilustra en la siguiente figura:



CAPITULO 3

3.2 CANTIDAD DE AGUA

El Manantial "Peña Blanca" tiene tres escurrimientos. Para saber la cantidad de agua que emanan, se aforaron en diversas épocas del año. Obteniéndose en tiempo de sequías el menor gasto. Los gastos obtenidos son los siguientes:

Manantial Peña Blanca	1	Qaforo = 0.140
Manantial Peña Blanca	2	Qaforo = 0.021
Manantial Peña Blanca	3	Qaforo = 0.139
		Qtotal = 0.300 L.P.S

3.3 CALIDAD DEL AGUA

Para que el agua tenga la calidad de potable y pueda ser ingerida por el ser humano, sin que perjudique su salud, tiene que tener ciertas características como:

- A) Debe estar exenta de materias perjudiciales a la salud
- B) Libre de olores y colores
- C) Libre de gérmenes infecciosos
- D) Temperatura entre 10 y 15° c.
- E) Sabor agradable
- F) Contener oxígeno, bióxido de carbono, sales minerales de potasio, sodio, calcio y magnesio en cantidades pequeñas.

Por lo que para saber la calidad del agua del Manantial "Peña Blanca", se tomaron muestras para llevarlas al laboratorio de la Comisión Estatal de Agua y Saneamiento (CEAS). Obteniéndose el siguiente resultado.



SECRETARÍA DE SALUD
 Subsecretaría de Promoción y Prevención Epidemiológica
 Dirección General de Epidemiología

COMISIÓN DE OPERACIONES
 LABORATORIO DE CONTROL DE CALIDAD DEL AGUA
 INFORME DE ANALISIS DE AGUA PARA CONSUMO HUMANO N.º 96/1996

PLANTA MUESTREADORA: COMUNIDAD COOPERATIVA MARINAS
 ESTACION DE MUESTREO: MANANTIAL POMA BLANCA
 LOCALIDAD: AHUACATILAN
 MUNICIPIO: COSQUAMOYOLA DE ALCUISIRAS ESTADO: QUINTANA ROO
 FECHAS DEL MUESTREO: 27/11/96 RECEPCION: 26/11/96 ANALISIS: 27/11/96

ANÁLISIS QUÍMICO

AGUA: AGUAS TIPO: AGUAS SUPERFICIALES TIPO DE AGUAS: AGUAS TIPO DE MUESTREO: CONTINUA
 CATEGORÍA: 2.4 TIPO DE MUESTREO: CONTINUA TIPO DE MUESTREO: CONTINUA
 GRUPO: 2.4 TIPO DE MUESTREO: CONTINUA TIPO DE MUESTREO: CONTINUA
 SECCIONES DE ELECTRICIDAD: 42 TIPO DE MUESTREO: CONTINUA TIPO DE MUESTREO: CONTINUA

CONDUCTIVIDAD	ANALISIS	RESULTADO	UNIDADES	COMENTARIOS	REMARKS	ANALISIS	RESULTADO	UNIDADES	COMENTARIOS	REMARKS
CONDUCTIVIDAD	3									
PHOSPHORUS (PP)	2									
SULFATE (S)	0.85	0.85								
CHLORIDE (CL)	0.82	0.82								
SODIUM (NA)	8	8								
TEMPERATURE (TEMP)	8									
TEMPERATURE (TEMP)	17									
TEMPERATURE (TEMP)	7	452								
TEMPERATURE (TEMP)	8	254								
TEMPERATURE (TEMP)	0.88									

ANÁLISIS BACTERIOLÓGICO

DETERMINACIONES: ANÁLISIS NUMERO
 COLIFORMES TOTALES: 100 2 UNIDADES FORMADORAS DE COLONIAS /100 ml
 COLIFORMES FECALES: 84 0 UNIDADES FORMADORAS DE COLONIAS /100 ml

RECOMENDACIONES: SE RECOMIENDA DESINFECCION

[Handwritten signatures and stamps]

CAPITULO 3

3.4. RESUMEN DE DATOS BASICOS DE PROYECTO

• Población actual (1996)	144 habitantes
• Población de proyecto(2011)	174 habitantes
• Dotación	125 /día/hab.
• Coeficiente de variación diaria (c.d.)	1.20
• Coeficiente de variación horaria(c.h.)	1.50
• Gasto medio diario anual (Q.m.)	0.25 L.P.S.
• Gasto máximo diario (Q.m.d.)	0.30 L.P.S.
• Gasto máximo horario(Q m.h.)	0.45 L.P.S.
• Regularización	Tanque superficial de 12.50 m3. de capacidad
• Fuente de Abastecimiento	Manantial Peña Blanca Q=0.3 L.P.S.
• Sistema	Gravedad
• Tratamiento	Desinfección

CAPITULO 3.

3.5 ALTERNATIVA DE SELECCIÓN DE TRAZO

Teniendo ya establecida la ubicación de la fuente de abastecimiento y seleccionada la obra de toma, hay que conducir el agua al tanque de regulación, en consecuencia se estudio el punto, de donde consideramos que fluya por gravedad. Por lo que en la "Línea de Conducción", consideramos los siguientes factores:

- a) Topografía.- Se realizó un reconocimiento de la zona de captación, con personal de CEAS y gente de la Comunidad para establecer las alternativas de trazo de la línea de Conducción de la ubicación de las posibles cajas de rompimiento y de la ubicación del tanque de regulación.
- b) Afectaciones.- La propiedad de la tierra es comunal. Estando de acuerdo con el beneficio que les causara el servicio de agua potable a la Comunidad, prácticamente no hubo problemas en la ubicación del trazo para colocar la Línea de Conducción.
- c) Características del terreno.- El tipo de terreno que existe es roca, que hace muy difícil su excavación y en consecuencia encarece el costo de la obra si la tubería fuera enterrada.
- d) Cruzamientos.- Se encontraron en el trazo, algunos veneros superficiales que en tiempos de lluvia corre agua por los mismos.

3.6 ANALISIS DE LA ALTERNATIVA DE SOLUCIÓN

Dado que la topografía del lugar es muy irregular no se tubo mucha opción de alternativas de trazo, tomando como solución la zona que reditúe el mayor beneficio en cuanto a proceso constructivo y/o funcionalidad.

Esta alternativa del trazo, será la que se revisara para hacer los cálculos que definan el diametro y el tipo de material de la tubería, la ubicación de cajas rompedoras y piezas especiales. Para que la Línea de Conducción trabaje en una forma eficiente.

CAPITULO 3.

3.7 LA LÍNEA DE CONDUCCION

Se entiende por "Línea de Conducción" a la parte del sistema de agua constituida por el conjunto de conductos y accesorios o piezas especiales destinadas a transportar el agua procedente de la fuente de abastecimiento captación, hasta un punto que pueda ser un tanque de regulación, donde principia una Línea de alimentación.

3.8 TIPOS DE TUBERIA Y SELECCION DE MATERIAL

Una tubería se define como el conjunto formado por el tubo y su sistema de unión.
Los materiales más comunes con los que se construyen los tubos son:

- a) Tuberías de asbesto-cemento.
- b) Tuberías de Plástico: Polietileno y cloruro de polivinilo (PVC).
- c) Tuberías de FOGO.
- d) Tuberías de concreto.

El tipo de suelo de la zona donde se localiza nuestra "Línea de Conducción", es suelo tipo III (roca). La zona es boscosa, con incendios ocasionales en tiempos de secas.

Por lo anterior nuestra tubería iría superficialmente para abatir costos, al no tener excavación en roca.

Por lo que necesitamos un material que resista las inclemencias del tiempo, así como los posibles incendios que existen en la zona.

Se analizaron varios materiales que cumplen con requisitos anteriores. Dándonos como resultado, que el más viable es el de acero galvanizado

CAPITULO 3.

3.9 OPERACIÓN EN FLUJO ESTACIONARIO

El flujo estacionario es la condición de operación en la que trabajara la mayor parte del tiempo la tubería y se define como un flujo en el que las condiciones de presión, velocidad y gasto no cambian con el tiempo.

Por esta razón es habitual que el diseño de la "Línea de Conducción" se realice considerando el sistema en operación en condiciones estacionarias y con el "gasto máximo".

En este tipo de operación, el diseño de la "Línea de Conducción" proporciona generalmente una línea de PIEZOMÉTRICA arriba de la tubería, de manera que la línea trabaje totalmente a SOBREPRESIÓN (presiones mayores que la atmosférica).

La siguiente figura ilustra esta condición de operación en un sistema trabajando por gravedad, que es nuestro caso.



CAPITULO 3.

3.9.1. FORMULAS DE MANNING PARA TUBERIAS:

$$D = \frac{3.21 Q n}{S^{1/2}} \quad \text{3/8} \quad S = \frac{H}{L}$$

DONDE:

- D = DIAMETRO TEÓRICO EN m
 Q = GASTO A CONDUCIR EN m³/S
 n = COEFICIENTE DE RUGOSIDAD DE MANNING
 S = PENDIENTE HIDRAULICA
 H = DESNIVEL TOPOGRAFICO
 L = LONGITUD DE LA LINEA

$$hf = \frac{10.30 n^2 L Q^2}{D^{16/3}}$$

ó

$$hf = K L Q^2 \quad K = \frac{10.30 n^2}{D^{16/3}}$$

donde: hf = pérdida por fricción.

$$L_1 = \frac{H - K_1 Q^2}{Q^2 (K_2 - K_1)}$$

Y

$$L_2 = \frac{H - K_2 Q^2}{Q^2 (K_1 - K_2)}$$

CAPITULO 3.

3.9.2. UBICACION DE CAJAS ROMPEDORAS PROPUESTAS POR CEAS.

En la figura numero 3.1 se muestra la propuesta de CEAS, en la ubicación de las cajas rompedoras.

Se observa que la línea de gradiente hidráulico corta en varios puntos a la "Línea de Conducción", lo que ocasiona que en estos tramos trabaje como canal, dando como resultado que funcione en una forma deficiente dicha línea, por lo que se propone una reubicación de cajas rompedoras. El diámetro colocado es de 1 1/2", de acero galvanizado.

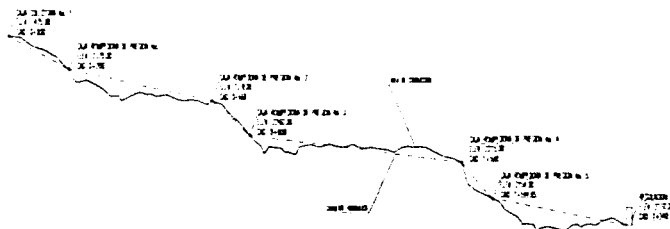


Figura 3.1

CAPITULO 3.

3.9.3 REUBICACION DE CAJAS ROMPEDORAS Y CALCULO DEL DIAMETRO TEORICO.

La reubicación que se propone es para evitar que la línea de gradiente hidráulico corte a la "Línea de Conducción" evitando con esto depresiones (presiones negativas).

En el plano 3.1 se muestra la reubicación de las cajas.

Al efectuar los cálculos mediante las fórmulas de Manning, nos arrojan los siguientes resultados

TRAMO	Teórico	Colocado
0 + 000 - 0 + 040	2.60 cm	3.80 cm = 1 1/2"
0 + 040 - 0 + 120	1.90 cm	3.80 cm = 1 1/2"
0 + 120 - 0 + 200	1.77 cm	3.80 cm = 1 1/2"
0 + 200 - 0 + 520	2.20 cm	3.80 cm = 1 1/2"
0 + 520 - 0 + 700	2.23 cm	3.80 cm = 1 1/2"
0 + 700 - 0 + 800	1.70 cm	3.80 cm = 1 1/2"
0 + 800 - 1 + 380	2.80 cm	3.80 cm = 1 1/2"
1 + 380 - 1 + 500	2.08 cm	3.80 cm = 1 1/2"
1 + 500 - 1 + 600	2.00 cm	3.80 cm = 1 1/2"
1 + 600 - 2 + 040	2.30 cm	3.80 cm = 1 1/2"

Observando los resultados anteriores, nos damos cuenta que debido a que conducimos un gasto pequeño ($Q_{md} = 0.30$ L.P.S.), el diámetro requerido es menor al colocado.

En consecuencia el funcionamiento en la "Línea de Conducción", aun con la nueva reubicación de las cajas rompedoras de presión, no ofrece continuidad, a lo largo de la misma y al

CAPITULO 3.

no existir la posibilidad de obtener mayor gasto que conducir, es conveniente dar otra alternativa que permita dar el servicio de agua potable al 100% de la población de Ahuacatitlán

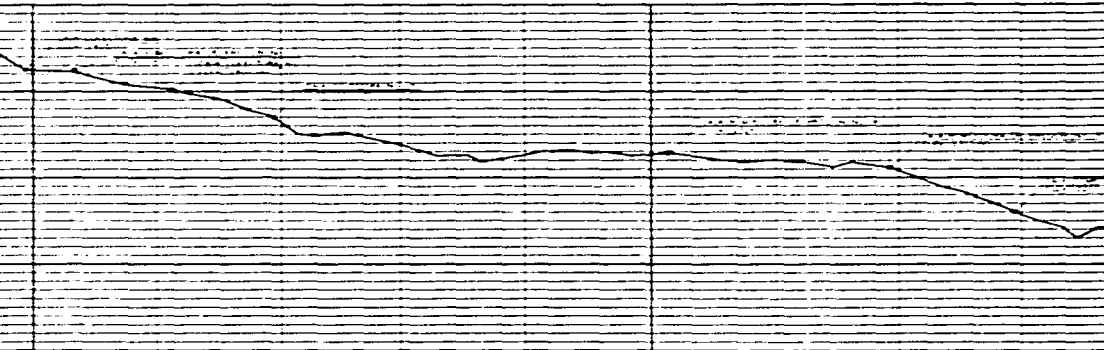
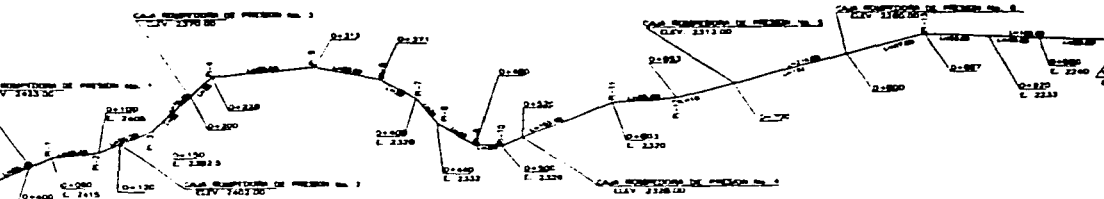
3 10 FLUJO TRANSITORIO

La operación en flujo transitorio de la tubería es una condición de corta duración pero de consecuencias muy drásticas si no se toma en cuenta en el diseño. Se presenta cuando se modifica el gasto en la línea de Conducción y durante la duración del fenómeno se tienen variaciones importantes de la presión.

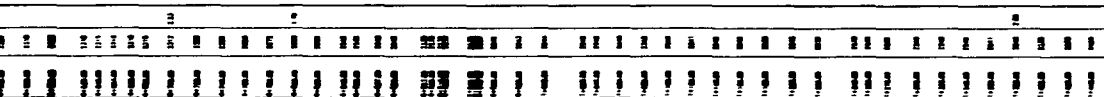
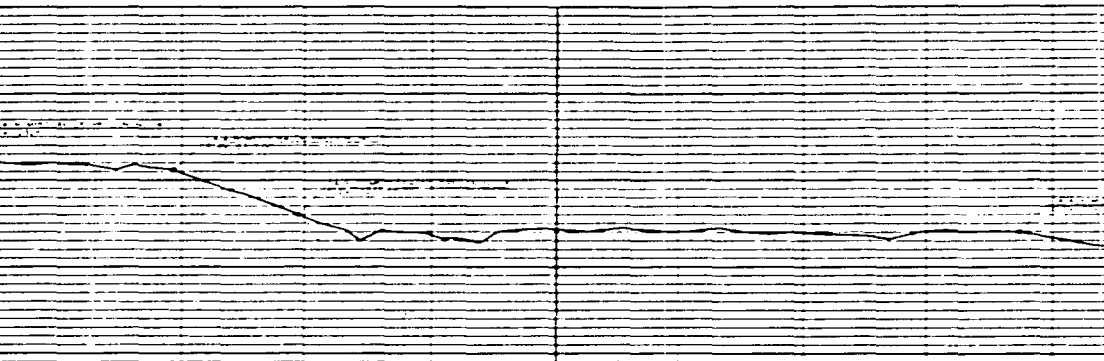
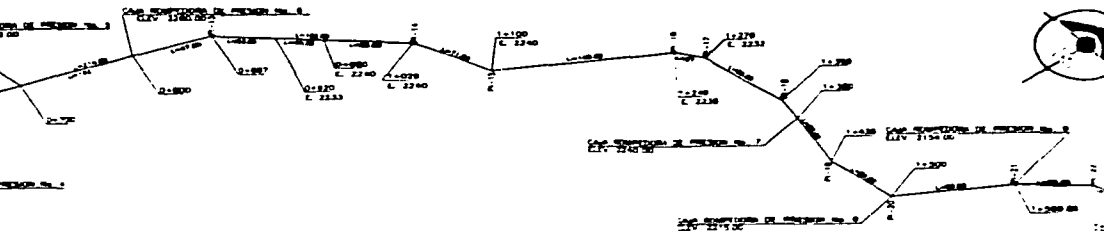
El efecto más representativo de esta condición de operación es el fenómeno llamado GOLPE DE ARIETE que produce SOBREPRESIONES Y DEPRESIONES muy fuertes y alternas en la tubería; por lo que esta condición de operación se hace indispensable en el DISEÑO DE LA RESISTENCIA de la tubería.

Este fenómeno se origina en conductos a presión.

En nuestra tubería al hacer la revisión en flujo estacionario, se observa que trabaja como canal por lo que el fenómeno de GOLPE DE ARIETE no se presenta.

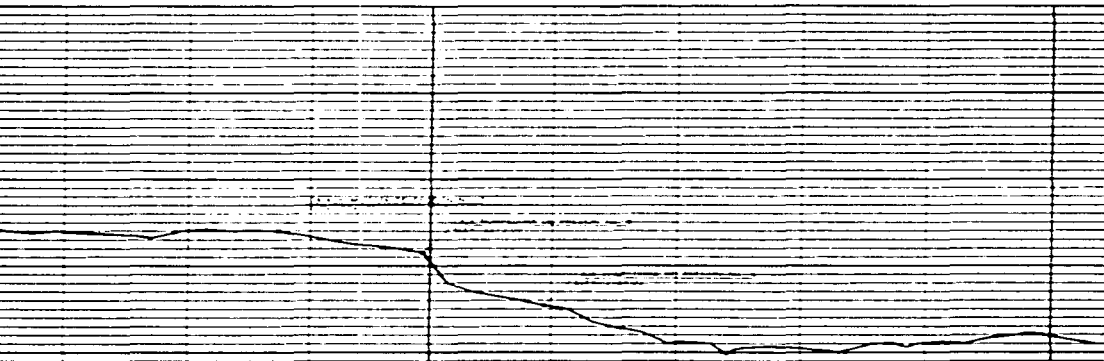
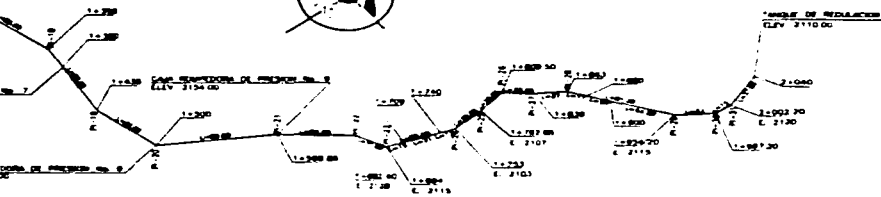


10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25	26	27	28	29	30	31	32	33	34	35	36	37	38	39	40	41	42	43	44	45	46	47	48	49	50	51	52	53	54	55	56	57	58	59	60	61	62	63	64	65	66	67	68	69	70	71	72	73	74	75	76	77	78	79	80	81	82	83	84	85	86	87	88	89	90	91	92	93	94	95	96	97	98	99	100
----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	-----



DIAMETRO = 1 1/2"

2279
E. 2234



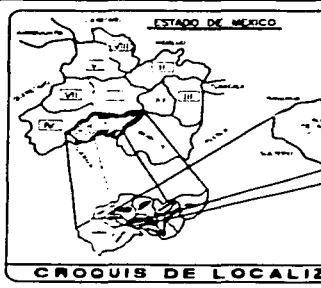
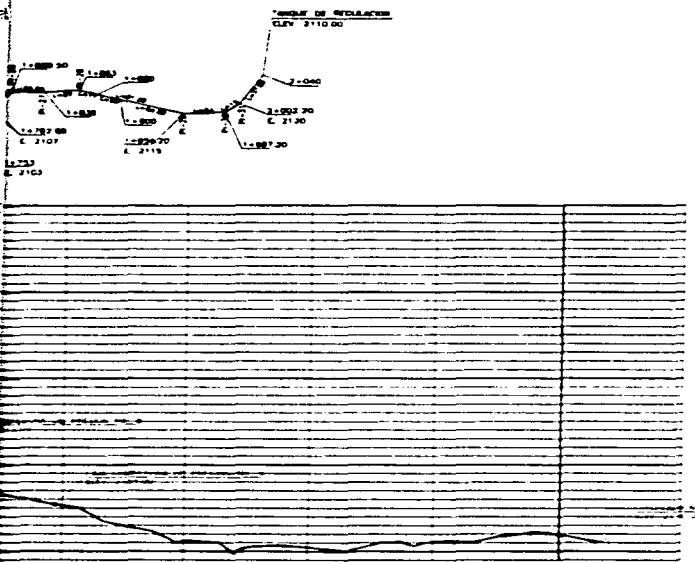
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25	26	27	28	29	30	31	32	33	34	35	36	37	38	39	40	41	42	43	44	45	46	47	48	49	50	51	52	53	54	55	56	57	58	59	60	61	62	63	64	65	66	67	68	69	70	71	72	73	74	75	76	77	78	79	80	81	82	83	84	85	86	87	88	89	90	91	92	93	94	95	96	97	98	99	100
---	---	---	---	---	---	---	---	---	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	-----



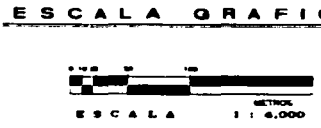
UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO
 CAMPUS ACATLÁN
 INGENIERÍA CIVIL

PROYECTO:
 HERIBERTO ARENAS MONTER

REVISOR:
 ING ALFREDO BUENO CO



DATOS DE PROYECTO	
FECHA DE PROYECTO	1967
FECHA DE EJECUCION	1967
FECHA DE ENTREGA	1967
FECHA DE CANCELACION	
FECHA DE REVISION	
FECHA DE ACTUALIZACION	
FECHA DE CANCELACION	
FECHA DE REVISION	
FECHA DE ACTUALIZACION	



ESTACIONES	
1	2107
2	2115
3	2120
4	2130
5	2140
6	2150
7	2160
8	2170
9	2180
10	2190
11	2200
12	2210
13	2220
14	2230
15	2240
16	2250
17	2260
18	2270
19	2280
20	2290
21	2300
22	2310
23	2320
24	2330
25	2340
26	2350
27	2360
28	2370
29	2380
30	2390
31	2400
32	2410
33	2420
34	2430
35	2440
36	2450
37	2460
38	2470
39	2480
40	2490
41	2500

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO

CAMPUS ACATLAN

INGENIERIA CIVIL

PROYECTO: HERIBERTO ARENAS MONTER	REVISO: NG ALFREDO BUENO CONTRERAS
--------------------------------------	---------------------------------------

GOBIERNO DEL ESTADO DE MEXICO

SECRETARIA DE DESARROLLO URBANO Y HABITACION

SECRETARIA DE INFRAESTRUCTURA Y OBRAS PUBLICAS

COMISION ESTATAL DE AGUA Y SANEAMIENTO

SECCION DE ESCUELAS Y RECREO

PROYECTO

FUNCIONAMIENTO HIDRAULICO EN CONDICIONES PERMANENTES Y TRANSITORIAS DE LA LINEA DE CONDUCCION POTABLE DE LA LOCALIDAD DE AHUACATITLA DE ALMOLOYA DE ALQUISIRAS, ESTADO DE MEXICO

DESCRIPCION

LINEA DE CONDUCCION REVISION AL PROYECTO EXISTENTE

FECHA	PLANO	CLAVE
1967	1 DE 1	

CAPITULO 4: TRAZO DE LA LÍNEA DE CONDUCCION

4.1.- PRIMERA ALTERNATIVA DE FUENTE DE ABASTECIMIENTO.

Se planteo la posibilidad de obtener el agua mediante la perforación de un pozo, lo cual resultaría antieconómico, debido a la existencia de roca en el valle de Ahuacatitán.

Esta información (la existencia de roca), se confirmó al hacer la visita al lugar y también consultando la Carta Geológica, Ixtapan de la Sal E-14-A-57

4.2.-SEGUNDA ALTERNATIVA DE FUENTE DE ABASTECIMIENTO.

Se busco otra alternativa recuyendo al Plano Hidrológico, encontrando una fuente de abastecimiento subterránea.

Esta fuente es el Manantial llamado " Ojo de Agua " el cual se clasifica como de afloramiento.

4.3.-CANTIDAD DE AGUA

Al investigar con C.E.A.S. el aforo del Manantial " Ojo de Agua " , se nos informó que el gasto mínimo que produce es de 50 L.P.S. de los cuales se toman Para algunas Comunidades el siguiente.

Aimolaya de Alquisiras (cabecera)
Riego tierras de cultivo
4ª manzana
2ª manzana



Q = 28.107 L.P.S.

4.4.CALIDAD DEL AGUA.

Los resultados de la calidad del agua de C.E.A.S. son los siguientes:



Gobierno del Estado de México
Secretaría de Desarrollo Urbano y Obras Públicas
Subsecretaría de Infraestructura Hidráulica
Comisión Estatal de Agua y Saneamiento



DIRECCION DE OPERACION
LABORATORIO DE CONTROL DE CALIDAD DEL AGUA
INFORME DE ANALISIS FISICO - QUIMICO No. 96-00584

MUESTRA REMITIDA POR: GERENCIA COATEPEC MARINAS

ESTACION DE MUESTREO: MANANTIAL OJO DE AGUA

LOCALIDAD: CABECERA MUNICIPAL

MUNICIPIO: 6004 ALMOLOYA DE ALOUISIRAS

ESTADO: DE MEXICO

FECHA DE MUESTREO: 05/02/96

DE RECEPCION: 07/02/96

FE ANALISIS: 08/02/96

ASPECTO: LÍQUIDO (LÍQUIDO) SIEM (CARACTERÍSTICO) (CARACTERÍSTICO) SABOR (CARACTERÍSTICO) (CARACTERÍSTICO)

COLOR: 0.0 (MAX. 20 U. COLOR PT/COI) TURBIDEZ: 1.0 (MAX. 10 U. SILICE) TEMPERATURA: 20 °C

pH: 6.9 (6.9 - 8.5 Norm)

CONDUCTIVIDAD ELÉCTRICA: 203 (MICRO-ΩS/CM.1)

SÓLIDOS TOTALES: 152

SÓLIDOS DISUELTOS: 152

DETERMINACIONES	ANÁLISIS		NORMAS		DETERMINACIONES CON CaCO3		ANÁLISIS		NORMAS		DETERMINACIONES		ANÁLISIS		NORMAS	
SILICE					ALCALINIDAD TOTAL:	70	400	RETROTOS, EN H:								0.05
CO2 LIBRE																
CALCIO (Ca)	19		125													
MAGNESIO (Mg)	15		0.3		DUREZA TOTAL:	100										
NIQUELO (Ni)	0.05		0.15													
MANGANESO (Mn)	0.00				DUREZA DE CALCIO:	40	300	RETROTOS, EN H:	3.01							5.00
SODIO (Na)	1															
CARBONATO (CO3)*	0				COMBINACIONES		RIPOPTICAS									
BICARBONATO (HCO3)	95				CaHCO312	70										
SULFATO (SO4)*	19		250		MgHCO312	60										
CLORURO (Cl)-	0		250		MgSO4	20										
FLUORURO (F)-	0.05		1.5		MgCl2	10										
					CaCl2	2										

ESTABILIDAD DE AGUA (MÉTODO LANGLETT)

A 20 °C P_H 6.9 P_H 7.9 T_s 1.0

OBSERVACIONES:

Leon Salas Cobos
MPC. LEON SALAS COBOS
ANALISTA

RESULTADOS EXPRESADOS EN mg/l, EXCEPTO (*)

Josefina...
C.M. JOSEFINA...
RESPONSABLE

...
C. CUAUHTÉMOC COATEPEC J. R.
JEFE DE LABORATORIO



Gobierno del Estado de México
Secretaría de Desarrollo Urbano y Obras Públicas
Subsecretaría de Infraestructura Hidráulica
Comisión Estatal de Agua y Saneamiento



DIRECCIÓN DE OPERACIONES
LABORATORIO DE CONTROL DE CALIDAD DEL AGUA
TIPOLOGÍA BACTERIOLÓGICA DE AGUA No. 03384-1/36

MUESTRAS REQUERIDAS POR: GERENCIA COATEPEC MARINAS

LOCALIDAD: CARRETERA MUNICIPAL MUNICIPIO : AGUA ALMOLOTA DE ALDOTOSTRAS ESTADO: DE MEXICO

PUESTA No	ESTACION DE MUESTREO	TOMA DE MUESTRA		S E L E C C I O N A		L E C T U R A		R E S U L T A D O S	
		FECHA	HORA	FECHA	HORA	FECHA	HORA	COLIFORMES TOTALES	FECALES
03384	PARABITRAL CDO DE AGUA	05/02/96	15:30	07/02/96	18:00	07/02/96	18:00	16	10

COLIFORMES TOTALES: 2 COL/100 ml.

NORMAS:

COLIFORMES FECALES: 0 COL/100 ml.

TECNICA EMPLEADA PARA LA DETERMINACION: FILTRACION A TRAYES DE MEMBRANA
TIEMPO DE INCUBACION: 24 HORAS TEMPERATURA DE INCUBACION: 35 HC ± 0.4 °C
OBSERVACIONES: LAS MUESTRAS 03384 RESULTADO POTABLES
RECOMENDACIONES: DESINFECTAR RESULTADO NO POTABLES

FRANCISCO MARTÍNEZ A.
JEFE DEL LABORATORIO

J. J. MARTÍNEZ B.
RESPONSABLE

J. J. MARTÍNEZ B.
JEFE DEL LABORATORIO

4.5. RESUMEN DE DATOS BASICOS DE PROYECTO

● Población actual (1996)	473 habitantes
● Población de proyecto(2011)	530 habitantes
● Dotación	125 /día/hab.
● Coeficiente de variación diaria (C.D.)	1.20
● Coeficiente de variación horario(C.H.)	1.50
● Gasto medio diario anual (Q.m.)	0.767 L.P.S.
● Gasto máximo diario (Q.m.d.)	0.920 L.P.S.
● Gasto máximo horario(Q m.h.)	1.380 L.P.S.
● Regularización	Tanque superficial de 15.63 m3. de capacidad
● Fuente de Abastecimiento	Manantial "Ojo de Agua" Q=50 L.P.S.
● Sistema	Bombeo
● Tratamiento	Desinfección

4.6.OBRA DE CAPTACION

En la fuente de captación(Manantial Ojo de Agua) ya existe una caja colector, la cual se utilizara para esta nueva opción, teniendo las siguientes medidas:

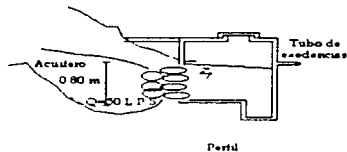
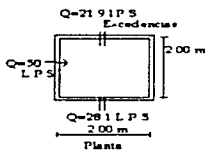


FIG-4

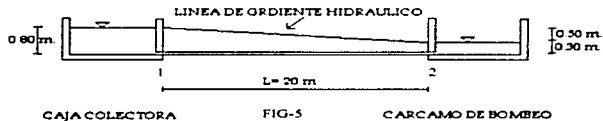


FIG-5

4.7. CÁLCULO DEL DIÁMETRO

Bernoulli de 1 a 2 de Fig. 5

$$Z1 + \frac{h1 + V1^2}{2g} = Z2 + \frac{h2 + V2^2 + hft}{2g}$$

$$Z1 = Z2 + hft$$

$$0.80 = 0.30 + hft$$

$$hft = 0.50 \text{ m. pero } hft = hf + hft \text{ locales (se considera un 5\%)}$$

$$1.05 hft = 0.50$$

$$hft = \frac{0.50}{1.05} = 0.48 \text{ m.}$$

Aplicando Manning:

$$hft = \frac{10.30 n^2 L Q^2}{d^{16/3}}$$

 $V1h$ $3/16$

$$d = \frac{10.30 n^2 L Q^2}{hft} = \frac{10.30 (0.0141)^2 (2010.00092)^2}{0.48}$$

$$d = 0.046 \text{ m. teórico}$$

Considerando un tubo de 50 mm. (2") de \varnothing .

4.8. REVISIÓN CON TUBO DE 2" ACERO GALVANIZADO

Pérdidas locales

	k	No. pza.	h _{fl}
Entrada	0.50	1.00	0.50
Salida	1.00	1.00	1.00
Cople	0.10	4.00	0.40
Válvula	0.20	1.00	0.20
		suma	2.10

Por lo que : $2.10 \times \frac{V^2}{2g}$

Siendo : $Q = AV$
 $A = \frac{Q}{V} = \frac{10.05081}{0.002027} = 0.002027$

$V = \frac{0.000992}{0.002027} = 0.45 \text{ m/s}$

Sustituyendo V tenemos : $2.10 \frac{(0.45)^2}{2(9.81)} = 0.0217$

Donde $h_f = 0.50$

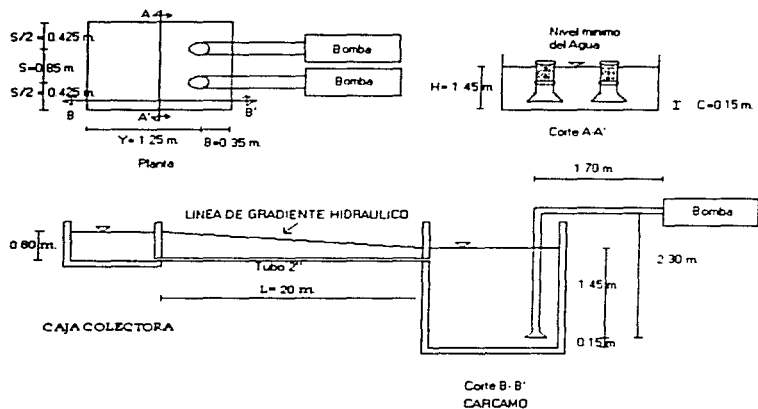
$\frac{100 - x}{0.50} = 0.027$

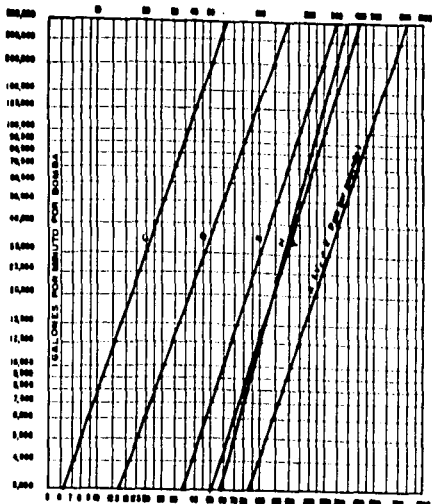
$x = \frac{(0.027)(100)}{0.50} = 4.34 \%$

Se concluye que la suposición de 5% de pérdidas locales fue correcta.

4.9 CÁLCULO DE LAS DIMENSIONES DEL CARCAMO.

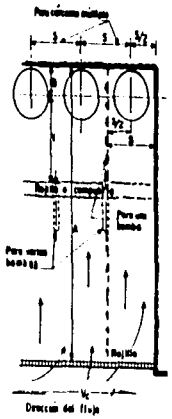
Consultando la gráfica No. 1 y considerando una bomba de operación y otra de emergencia tenemos:





DIMENSIONES RECOMENDADAS EN PULGADAS

Véanse otras aplicaciones en el libro del artículo por el B-63. Dimensiones aplicadas en aguas bajas. Para líquidos que contienen volutas ver las pautas de construcción al artículo.



ESTANDAR DEL INSTITUTO DE HIDRAULICA
DIMENSIONES DEL CARGAMO CON RELACION AL FLUJO

GRAFICA No 1

CAPITULO 5: DISEÑO DE LA LÍNEA DE CONDUCCION EN CONDICIONES DE FLUJO ESTACIONARIO.

5.1 SELECCION DE TRAZO.

Al tener ya la fuente captación y diseñado la obra de toma, consultamos el plano No. E-14 -A-57 de INEGI. Para establecer la ubicación del tanque de regulación.

Para la ubicación del tanque se considero tomar la cota que nos garantizara que el agua va a llegar a todos los hogares de la comunidad de Ahuacatitlan.

Establecimos algunas alternativas de trazo, siendo la más viable (económica), la cual se muestra en el siguiente plano (Plano AHU-LIN).

5.2 CÁLCULO DEL DIÁMETRO DE LA TUBERÍA DE CONDUCCIÓN POR BOMBEO

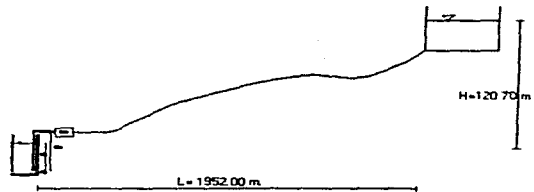
Datos

$$Q_{\text{max.d.}} = 0.00092 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$L = 1952.00 \text{ m.}$$

$$H = 120.70 \text{ m.}$$

$$n = 0.014 \text{ (acero galvanizado)}$$



5.2.1 MÉTODO DE SOLUCIÓN: PROCEDIMIENTO RAZONADO.

Suponiendo una velocidad $V = 1.20 \text{ m/s}$ y empleando la fórmula de continuidad tenemos:

$$Q = A V \quad A = \frac{Q}{V} = \frac{0.00092}{1.2} = 0.00077 \text{ m}^2$$

$$A = \pi d^2 \quad d = \frac{\sqrt{4A}}{\pi} = \frac{\sqrt{4(0.00077)}}{\pi} = 0.0313 \text{ m.}$$

$$d = 0.0313 \text{ m. (teórico)}$$

Como no existe en el mercado este diámetro, se toma un diámetro comercial inferior (1") y dos superiores (1 1/2") y (2") de Φ .

5.3. ANÁLISIS DEL DIÁMETRO DE ACERO GALVANIZADO DE 25 MM. (1").

5.3.1. COSTO DEL CONSUMO ANUAL DE ENERGÍA ELÉCTRICA SE CALCULA PÉRDIDA DE CARGA POR FRICCIÓN HF.

$$hf = K L Q^2 \dots 1$$

$$K = 10.3 n^2 \dots 2$$

$$d \text{ (m)}^5 \dots 2$$

$$\text{para } d = 25 \text{ mm. (1") } K = \frac{10.3(0.0141)^2}{(0.0254)^5} = 649.601.10$$

$$\text{siendo } L = 1952.00 \text{ m y } q = 0.00092 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$hf = (649.601.10)(1952)(0.00092)^2 = 1073.25 \text{ m.}$$

Para considerar las pérdidas menores, se toma un porcentaje de 5% de hf.

$$\text{Pérdidas menores} = 0.05(1.073.25) = 53.66 \text{ m.}$$

$$\text{Pérdida total de carga } hft = hf + 5\% hf$$

$$hft = 1.073.25 + 53.66 = 1126.92 \text{ m.}$$

La carga total de la bomba será de :

$$H = h + hft = 120.70 + 1126.91 \text{ m.}$$

$$H = 1.247.61 \text{ m}$$

Por lo tanto la potencia requerida será de :

$$Pot. = \frac{\gamma Q H}{76 \eta} \dots 3 \quad \text{donde } \gamma = \text{peso volumétrico del agua } 1000 \text{ Kg/m}^3$$

Q = Gasto en m³/s

H = Carga total de la bomba en m.

η = Eficiencia de la bomba se considera un 39%

$$Pot. = 38.72 \text{ H.P.}$$

Como un H.P. = 0.7457 Kw. -h el consumo de energía eléctrica será de :

$$E = (38.72)(0.7457)(8760) = 252.931.90 \text{ Kw-h}$$

El costo de un Kw-h es de \$ 0.29, por lo tanto el costo anual de consumo será de :

$$252.931.90 (0.29) = \$ 73.350.25$$

5.3.2 COSTO DE INSTALACIÓN DE LA TUBERÍA DE ACERO GALVANIZADO DE CEDULA 40, 25 MM. (1")

CATALOGO DE CONCEPTOS

CONCEPTO	UNIDAD	CANTIDAD	P.U.	IMPORTE
1.- Trazo y nivelación utilizando aparatos fotograficos.	ml	1,952.00	1,10	2,147.10
2.- Ataque de concreto simple de $F_c = 100 \text{ kg/cm}^2$ $30 \times 30 \times 30 \text{ cm}$.	Pza.	10.00	20.19	201.99
3.- Instalación, junteo y prueba de tubería de acero galvanizado ced. 40 de 25 mm.	ml.	1952.00	29.21	57,017.92
			C.D \$	59,367.02

LA OBRA ESTA PROYECTADA A 15 AÑOS Y EL INTERÉS BANCARIO ACTUAL ES DE 30% ANUAL POR LO QUE TENEMOS:

$$a = r + \frac{r}{(1+r)^n} \quad \text{siendo}$$

a = anualidad
r = interés bancario
n = años de recuperación de la inversión

$$a = 0.30 + \frac{0.30}{(1+0.30)^{15}} = 0.30762$$

Por lo que la anualidad sera :

$$(59,367.02)(0.30762) = \$ 18,262.48$$

Es igual al costo anual de la tubería instalada

Resumiendo

Costo anual de energía	\$ 73,350.25
costo anual de la tubería instalada	\$ 18,262.48

$$\text{Costo Total anual de operación (1") } \$ 91,612.73$$

CAPITULO 5.

5.4. ANALISIS DEL DIÁMETRO DE ACERO GALVANIZADO DE 38 MM. (1 1/2")

5.4.1. COSTO DEL CONSUMO ANUAL DE ENERGÍA ELÉCTRICA

Se calcula la pérdida de carga por fricción h_f .

$$h_f = K L Q^2 \dots 1$$

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

$$\text{para } d = 38 \text{ mm. (1 1/2") } K = \frac{10.30(0.014)^2}{(0.038)^{16/3}} = 75.784.56$$

$$\text{siendo } L = 1952.00 \text{ m y } Q = 0.00092 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$h_f = 1.15'' = (75.784.56)(1952)(0.00092)^2 = 125.21 \text{ m.}$$

Para considerar las pérdidas menores, se toma un porcentaje de 5% de h_f .

$$\text{Pérdidas menores} = 0.05(125.21) = 6.26 \text{ m.}$$

$$\text{Pérdida total de carga } h_{ft} = h_f + 5\% h_f$$

$$h_{ft} = 125.21 + 6.26 = \underline{131.47 \text{ m}}$$

La carga total de la bomba sera de :

$$H = h + h_{ft} = 120.70 + 131.47 \text{ m.}$$

$$H = 252.17 \text{ m.}$$

Por lo tanto la potencia requerida será de :

$$\text{pot.} = \frac{\gamma Q H}{76 n} \dots 3$$

donde γ = peso volumétrico del agua 1000 K2/m3

Q = Gasto en m3/s

H = Carga total de la bomba en m.

n = Eficiencia de la bomba se considera un 3%

$$\text{Pot.} = \underline{7.83 \text{ H.P.}}$$

Como un H.P. = 0.7457 Kw. -h el consumo de energía eléctrica será de :

$$E = (7.83)(0.7457)(8760) = 51.148.16 \text{ Kw-h}$$

El costo de un Kw-h es de \$ 0.29, por lo tanto el costo anual de consumo será de :

$$51,148.16 \times 0.29 = \$ 14.832.97$$

5.4.2. COSTO DE INSTALACIÓN DE LA TUBERÍA DE ACERO GALVANIZADO CEDULA 40 38 MM. (1 1/2")

CATALOGO DE CONCEPTOS

CONCEPTO	UNIDAD	CANTIDAD	P.U.	IMPORTE
1.- Trazo y nivelación utilizando aparatos fotograficos.	ml	1,952.00	1.10	2,147.10
2.- Atraque de concreto simple de Fc' = 100 kg/cm ² 30x30x30 cm.	Pza.	10.00	20.19	201.99
3.- Instalación, junteo y prueba de tubería de acero galvanizado cedula 40, de 38 mm. (1 1/2") Ø. Inc.: suministro de tubería.	ml	1,952.00	46.78	91,314.56
			C.D. \$	93,663.66

LA OBRA ESTA PROYECTADA A 15 AÑOS Y EL INTERES BANCARIO ACTUAL ES DE 30% ANUAL POR LO QUE TENEMOS:

$$a = r + \frac{r}{(1+r)^n} \quad \text{siendo}$$

a = anualidad
r = interés bancario
n = años de recuperación de la inversión

$$a = 0.30 + \frac{0.30}{(1+0.30)^{15-1}}$$

Por lo que la anualidad sera :

$$\$ 93,663.66 (0.30762) = \$ 28,812.82$$

Es igual al costo anual de la tubería instalada

Resumiendo :

Costo anual de energía	\$ 14,832.97
Costo anual de la tubería instalada	\$ 28,812.79

$$\text{Costo total anual de operación (1 1/2") } \$ 43,645.79$$

CAPITULO 5.

5.5 ANÁLISIS DEL DIÁMETRO DE ACERO GALVANIZADO DE 50 MM.(2")

5.5.1 COSTO DEL CONSUMO ANUAL DE ENERGÍA ELÉCTRICA

Se calcula la pérdida de carga por fricción hf.

$$hf = K L Q^2 \dots 1$$

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

$$\text{para } d = 50 \text{ mm. (2")} \quad K = \frac{10.3(0.014)^2}{(0.0508)^{16/3}} = 16.112.15$$

$$\text{siendo } L = 1952.00 \text{ m y } Q = 0.00092 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$hf_{2"} = (16.112.15)(1952)(0.00092)^2 = 26.62 \text{ m.}$$

Para considerar las pérdidas menores, se toma un porcentaje de **5%** del hf.

$$\text{Pérdidas menores} = 0.05(26.62) = 1.33 \text{ m.}$$

$$\text{Pérdida total de carga } h_{ft} = hf + 5\% hf \\ h_{ft} = 26.62 + 1.33 = \underline{27.95 \text{ m.}}$$

La carga total de la bomba será de :

$$H = h + h_{ft} = 120.70 + 27.95 \text{ m}$$

$$H = \underline{148.62 \text{ m.}}$$

Por lo tanto la potencia requerida será de :

$$\text{pot.} = \frac{\gamma Q H}{76 \eta} \dots 3$$

donde γ = peso volumétrico del agua 1000 K2/m3

Q = Gasto en m3/s

H = Carga total de la bomba en m.

η = Eficiencia de la bomba se considera un 39%

$$\text{Pot.} = \frac{(1000)(0.00092)(148.62)}{76(0.39)}$$

CAPITULO 5.

53

Pot. = 4.61 H.P.

Como un H.P. = 0.7457 Kw. -h el consumo de energía eléctrica será de :

$$E = 4.61(0.7457)(8760) = 30.11405 \text{ Kw-h}$$

El costo de un Kw-h es de \$ 0.29, por lo tanto el costo anual de consumo será de : $30.114.05 \times 0.29 = \$ 8,733.07$

5.5.2. COSTO DE INSTALACIÓN DE LA TUBERÍA DE ACERO GALVANIZADO CEDULA 40 50 MM. (2")

CATALOGO DE CONCEPTOS

CONCEPTO	UNIDAD	CANTIDAD	P.U.	IMPORTE
1.- Trazo y nivelación utilizando aparatos fotograficos.	ml	1,952.00	1.10	2,147.10
2.- Ataque de concreto simple de $F_c = 100 \text{ kg/cm}^2$ $30 \times 30 \times 30 \text{ cm}$.	Pza.	10.00	20.19	201.99
3.- Instalación, junteo y prueba de tubería de acero galvanizado cedula 40, de 38 mm. (2) Ø. Inc.: suministro de tubería.	ml	1,952.00	61.02	119,111.04
			C.D. \$	121,460.14

LA OBRA ESTA PROYECTADA A 15 AÑOS Y EL INTERES BANCARIO ACTUAL ES DE 30% ANUAL POR LO QUE TENEMOS:

$$\alpha = r + \frac{r}{(1+r)^n} \quad \text{siendo}$$

α = anualidad
 r = interés bancario
 n = años de recuperación de la inversión

$$\alpha = 0.30 + \frac{0.30}{(1+0.30)^{15-1}} = 0.30762$$

Por lo que la anualidad será :

$$(\$ 121,460.14)(0.30762) = \$ 37,363.57$$

CAPITULO 5.

Es igual al costo anual de la tubería instalada

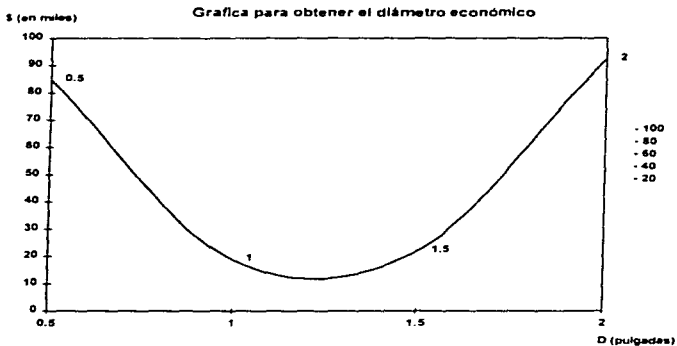
Resumiendo :

Costo anual de energía	\$ 8,733.07
Costo anual de la tubería instalada	\$ 37,363.57

Costo total anual de operación (2") \$ 46,096.64

5.6.- COMPARANDO RESULTADOS.

Tubería de 25 mm (1") de acero galv. ced. 40	\$ 91,612.73
Tubería de 38 mm (1½") de acero galv. ced. 40	\$ 43,645.79
Tubería de 50 mm (2") de acero galv. ced. 40	\$ 46,096.64



Se considera el diametro de 50 mm. (2") de \varnothing , porque es el que presenta técnicamente menos carga. Además de que por especificación el diametro mínimo es de 2" de \varnothing .

Y no existe mucha diferencia en el costo anual con respecto al de 1 1/4" de \varnothing .

5.7.- SELECCION DE LA BOMBA

VALORES DE OPERACION

$Q_0 = 0.92$ L.P.S = 14.58 G.P.M.
 $H = 148.65$ m. = 488.00 Feet

5.8. GOULDS MODEL 3935
SÉRIE PB40

$Q_0 = 14.58$ G.P.M.

$H_0 = 488.00$ Pie.

$N_0 = 3500$ R.P.M.

P.T. = 8 H.P. 4 H.P.

NPSHR = 2.00 Pie. (Requerida)

$\eta = 39\%$

5.9 REVISION DE NPSH (PERMISIBLE) = CNPS PERMISIBLE

$$NPSH \text{ perm.} = \frac{P_a}{\gamma} - \frac{P_v}{\gamma} - Z_s - h_f \dots \textcircled{1}$$

DONDE: P_a = Presión Atmosférica
 P_v = Presión absoluta de vaporización del agua
 γ = Peso volumétrico del agua
 Z_s = Altura de succión
 h_f = Pérdidas en el tubo de Succión

$$H_a = \frac{P_a}{\gamma} = \frac{10.33 - 2070}{869.95} = 7.95 \text{ m.}$$

Pv (Segun gráfica No. 5.1, para una tem. 18.20 °C)

$$P_v = 0.03 \times 10 \text{ kg/m}^3$$

$$\frac{P_v}{\gamma} = 0.03 \frac{\times 10}{10^3} = 0.30 \text{ m.} = H_v$$

$$Z_s = 0.92 \text{ m.}$$

$$h_f = K L Q^2 \quad K = \frac{10.3 n^2}{D}$$

$$K = \frac{10.3 (0.014)^2}{(0.076)^5} = 1.879.69$$

$$h_f = 1.879.69 (4.00)(0.00092)^2$$

$$h_f = 0.006 \text{ m.}$$

Sustituyendo datos en ecuacion 1 tenemos :

$$NPSH \text{ per.} = 7.95 - 0.30 - 0.92 - 0.006$$

$$NPSH \text{ per.} = 6.72 \text{ m.}$$

$$NPSH \text{ per.} = 6.72 \text{ m.} \times \frac{1 \text{ Pie}}{0.3048 \text{ m.}} = 22.05 \text{ Pie}$$

$$F.S = \frac{NPSH \text{ per.}}{NPSH \text{ Req.}} = \frac{22.05}{2} = 11.03$$

Por lo tanto es correcto la operación de la Bomba.

Goulds Model 3935 Series BP Multi-Stage Pumps



Centrifugal Diffuser Type for Wide Range of Low Flow, High Head Services

- Capacities to 140 GPM (32 m³/h)
- Heads to 2600 feet (792 m)
- Temperatures to 400°F (204°C) with cooling
300°F (149°C) without cooling

Features

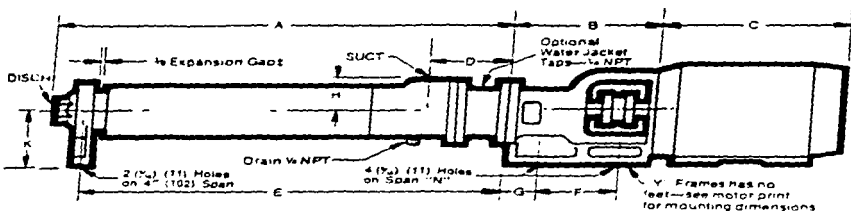
High Efficiency
Low NPSH Required
Quiet Operation — Minimum Vibration and Low Maintenance
Few Wearing Parts — Performance remains essentially the same throughout pump life
Steady Pressure — No accumulators required to remove pulsation
No Relief Valves Required
Threaded Connections Standard — Flanged Construction Available
Easy Flow Regulation — Simple control systems required
Steep performance Curve for Stable Operation
Simple Installation
Low Initial Cost
Space Saving

Services

Boiler Feed
Reverse Osmosis
Petrochemical and Hydrocarbon Services
Transfer
Hydraulic Systems
Descaling
Process Water
Spraying Systems
High Pressure/High Temperature Cleaning
All Low Flow Applications Where Efficiency is Critical

Dimensions Model 3935

All dimensions in inches and (mm) are to be used for construction.



Pump		A	C	D	E	H	K	SUCT.	DISCH.
BP30	Min	16% (422)	11 (279)	3 1/2 (88)	15% (397)	2 1/2 (70)	4 1/2 (114)	1 1/2" NPT	1" NPT
	Max	101 (2565)	18% (476)	4 1/4 (125)	100% (2546)		7 (178)		
BP40	Min	23% (589)	11 1/4 (291)	6 (152)	22% (573)	3% (78)	6 1/2 (159)	3" NPT	1 1/2" NPT
	Max	68% (1720)	22% (565)	6 (152)	68% (1764)		11 (279)		
BP70	Min	24% (603)	13% (332)	6 (152)	24% (617)	3% (78)	6 1/2 (159)	3" NPT	1 1/2" NPT
	Max	84% (2153)	22% (565)	6 (152)	84% (2137)		11 (279)		
BP100	Min	28% (672)	13% (332)	6 (152)	25 1/4 (656)	3% (78)	6 1/2 (159)	3" NPT	1 1/2" NPT
	Max	28% (2498)	26% (678)	6 (152)	97% (2490)		11 (279)		

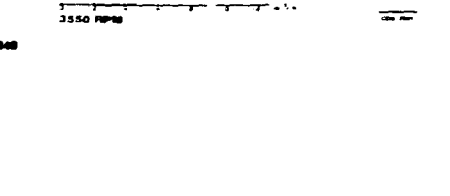
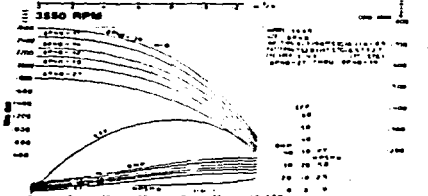
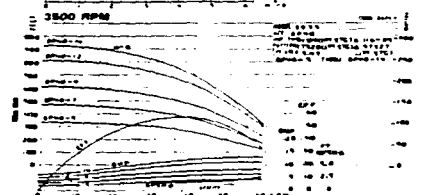
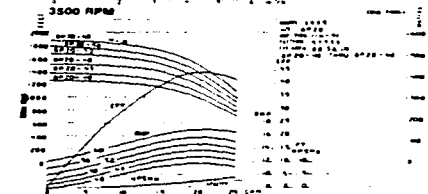
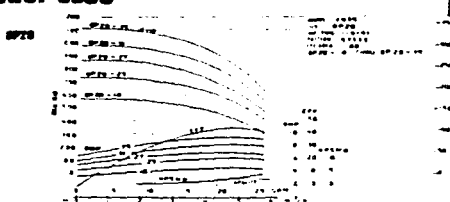
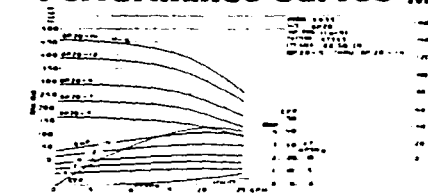
* Pump length and number of stages varies with developed head at best efficiency point.

Frame	B	F	G	N
J	7 1/2 (191)	5 1/2 (133)	1 1/2 (29)	5 (127)
S	12 1/2 (308)	6% (219)	1 1/4 (44)	4 (102)
M & I	15 1/2 (403)	6% (219)	1 1/4 (44)	4 (102)
X	15 1/2 (403)	6% (219)	1 1/4 (44)	4 (102)
Y	10% (498)	NA	NA	NA

± = 0.001" on J frame only.

NOTES: All 'C' dimensions are approximate for CDP motors.
All 'A' dimensions based on ambient temperature.
Flanged suction and discharge connections available. Flanges are ANSI 800 lb. standard (1/2 raised face) and will accept either 300 lb. or 600 lb. companion flanges (not illustrated above)

Performance Curves Model 3935



3550 RPM

**CAPITULO 6: DISEÑO DE LA LINEA DE CONDUCCION
EN CONDICIONES DE FLUJO
TRANSITORIO.**

6.1 METODO GRAFICO (GRAFICAS DE CHAUDRY).

Solución del Golpe de Ariete

Datos

$Q_2 = 0.00092 \text{ m}^3/\text{s}$
 $L = 1.952 \text{ m}$
 $D = 0.0508 \text{ m}$
 $\alpha = 2$
 $n = 0.014$
 $HR = 148.65 \text{ m}$

Bomba

$ER = 0.39$ (eficiencia)
 $NR = 3.500 \text{ R.P.M.}$
 $I = ?$

6.2 SE CALCULAN I, VR, NS.

Siendo: I = Momento de Inercia del conjunto Bomba motor.

VR = Velocidad de la línea de descarga correspondiente a QR.

NS = Velocidad específica.

$$I = WR^2 = 150 \text{ (Potencia en HP/NR)}^{1.414}$$

$$I = 150 \left(\frac{4}{3.500} \right)^{1.414} = 0.009$$

$$VR = QR = \frac{0.00092}{\frac{\pi(0.0508)^2}{4}} = 0.454 \text{ m/s}$$

$$NS = \frac{NR \cdot QR^{1/2}}{HR^{1.4}} = \frac{3500(0.00092)^{1/2}}{(148.65)^{1.4}} = 2.49 \text{ m/s}$$

6.3 CALCULO DE α (CELERIDAD).

Siendo:

$$\alpha = \sqrt{\frac{K/P}{1 + [K/E][D/6] C}}$$

α = celeridad de la onda de presión
 K = Modulo volumétrico del agua
 E = Modulo de elasticidad del tubo
 ν = Relación de Poisson = 0.27
 e = 3.91 mm.

$$a = \frac{2.23 \times 10^8}{101.90}$$

$$1 - \left(\frac{2.23 \times 10^8}{2.1 \times 10^{10}} \right) \left(\frac{0.0508}{0.00391} \right) (1 - 0.27)$$

$$a = 1.392.68 \text{ m/s}$$

6.4 CALCULO DE S Y D

$$k = \frac{892770 \text{ HR} \cdot Q_R}{E \cdot I \cdot N R^3}$$

$$K = \frac{892770 (148.65)(0.00092)}{(0.39)(0.009)(3500)^3} = 2.84$$

$$s = \frac{1}{2l/a K} \quad ; \quad D = \frac{Q \cdot V_R}{2g \cdot \text{HR}}$$

$$S = \frac{1}{2 \cdot \frac{1.392.68}{101.90} \cdot 2.84} = 0.13$$

$$D = \frac{(1.392.68)(0.454)}{2(9.81)(148.65)} = 0.22$$

$$S = 0.13$$

$$D = 0.22$$

ESTA TESIS NO DEBE
SALIR DE LA BIBLIOTECA

CAPITULO 6.

40

6.5 CALCULO DE CARGAS MINIMAS

$$hf = \frac{Hf}{HR} = \frac{25.62}{148.65} = 0.18$$

Considerando Fricción,

Consultando Gráfica 12 y 13 en la Bomba

en la mitad del tubo

$$hd = \frac{Hd}{HR} = 0.23$$

$$Hd = 34.19 \text{ m}$$

$$hm = \frac{Hm}{HR} = 0.23$$

$$Hm = 34.19 \text{ m}$$

6.6 CALCULO DE CARGAS MINIMAS.

Despreciando Fricción,

Consultando Gráfica 14 y 15 en la Bomba

en la mitad del tubo

$$hd = \frac{Hd}{HR} = 0.22$$

$$Hd = 32.70 \text{ m}$$

$$hm = \frac{Hm}{HR} = 0.23$$

$$Hm = 34.19 \text{ m}$$

6.7 CALCULO DE CARGAS MAXIMAS

Consultando Gráfica 17 en la Bomba ER = 0.39

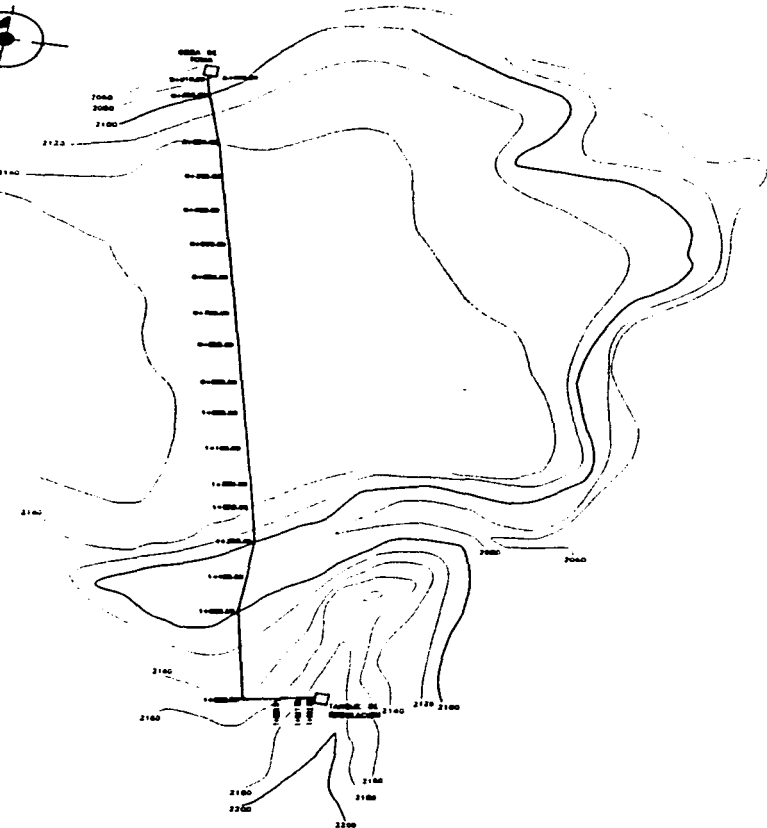
Gráfica 16 en la mitad del tubo

$$hr = \frac{Hr}{HR} = 1.65$$

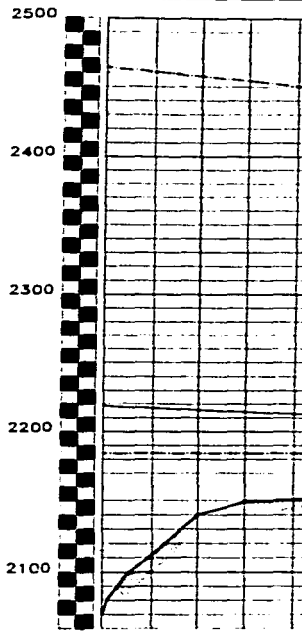
$$Hr = 245.27 \text{ m}$$

$$hmr = \frac{Hmr}{HR} = 1.45$$

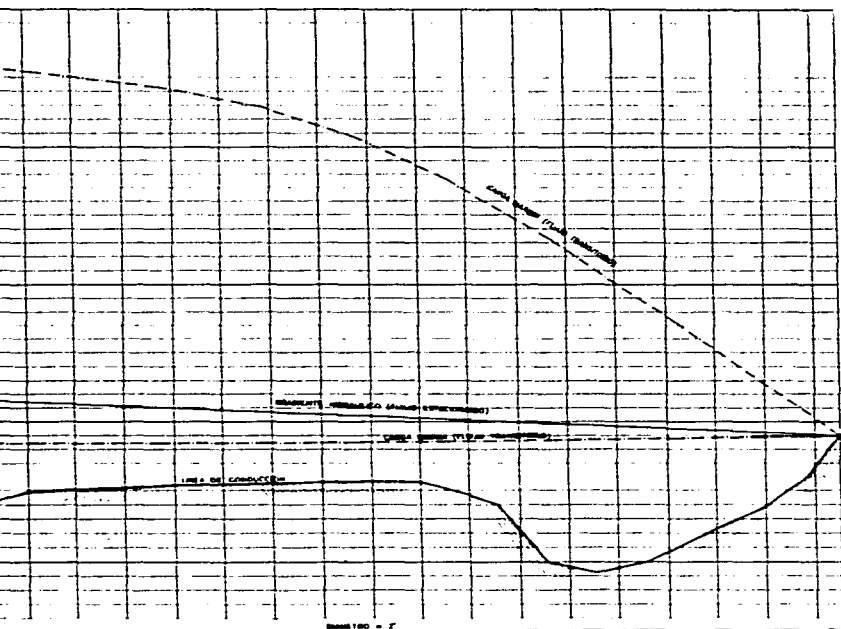
$$Hmr = 215.54$$



PLANTA




ESTACION	ALTIMETRIA	ALTIMETRIA	ALTIMETRIA	ALTIMETRIA	ALTIMETRIA	ALTIMETRIA	ALTIMETRIA	ALTIMETRIA	ALTIMETRIA
1	2080	2100	2120	2140	2160	2180	2200	2220	2240
2	2100	2120	2140	2160	2180	2200	2220	2240	2260
3	2120	2140	2160	2180	2200	2220	2240	2260	2280
4	2140	2160	2180	2200	2220	2240	2260	2280	2300
5	2160	2180	2200	2220	2240	2260	2280	2300	2320
6	2180	2200	2220	2240	2260	2280	2300	2320	2340
7	2200	2220	2240	2260	2280	2300	2320	2340	2360
8	2220	2240	2260	2280	2300	2320	2340	2360	2380
9	2240	2260	2280	2300	2320	2340	2360	2380	2400
10	2260	2280	2300	2320	2340	2360	2380	2400	2420
11	2280	2300	2320	2340	2360	2380	2400	2420	2440
12	2300	2320	2340	2360	2380	2400	2420	2440	2460
13	2320	2340	2360	2380	2400	2420	2440	2460	2480
14	2340	2360	2380	2400	2420	2440	2460	2480	2500



PROFICHO
1:400, C.A.S. 60

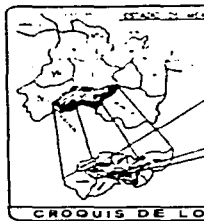
0+00	1040	8.0	1040	9.1	1040	0+10	1035	8.0	1035	9.1	1035	0+20	1030	8.0	1030	9.1	1030	0+30	1025	8.0	1025	9.1	1025	0+40	1020	8.0	1020	9.1	1020	0+50	1015	8.0	1015	9.1	1015	0+60	1010	8.0	1010	9.1	1010	0+70	1005	8.0	1005	9.1	1005	0+80	1000	8.0	1000	9.1	1000	0+90	1000	8.0	1000	9.1	1000	1+00	1000	8.0	1000	9.1	1000
------	------	-----	------	-----	------	------	------	-----	------	-----	------	------	------	-----	------	-----	------	------	------	-----	------	-----	------	------	------	-----	------	-----	------	------	------	-----	------	-----	------	------	------	-----	------	-----	------	------	------	-----	------	-----	------	------	------	-----	------	-----	------	------	------	-----	------	-----	------	------	------	-----	------	-----	------

PERFIL



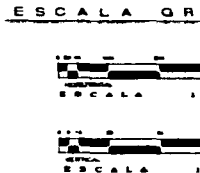
UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO
CAMPUS ACATLÁN
INGENIERÍA CIVIL


PROFICHO HERBERTO ARRIAS MONTES	SECO ING. SEBASTIÁN BUENOS AIRES
---	--



DATOS DE PROYECTO

1. Nombre del Proyecto:	...
2. Ubicación del Proyecto:	...
3. Tipo de Proyecto:	...
4. Fecha de Ejecución:	...
5. Escala:	...
6. Autor:	...
7. Revisor:	...
8. Aprobado:	...
9. Fecha de Aprobación:	...





GOBIERNO DEL ESTADO DE OAXACA

FUNCIONAMIENTO HIDRAULICO EN
CONDICIONES TRANSITORIAS DE LA LINEA
POTABLE DE LA LOCALIDAD DE
DE AMBOLDOYA DE ALBUQUERQUE

PROFICHO HERBERTO ARRIAS MONTES	SECO ING. SEBASTIÁN BUENOS AIRES
---	--

1987

Ubicación	Carga Máxima	Carga Mínima
En la Bomba	245.27 m.	32.70 m.
A la mitad de la tubería	215.54 m.	34.19

En el plano No. AHU-LIN se muestra el comportamiento hidráulico

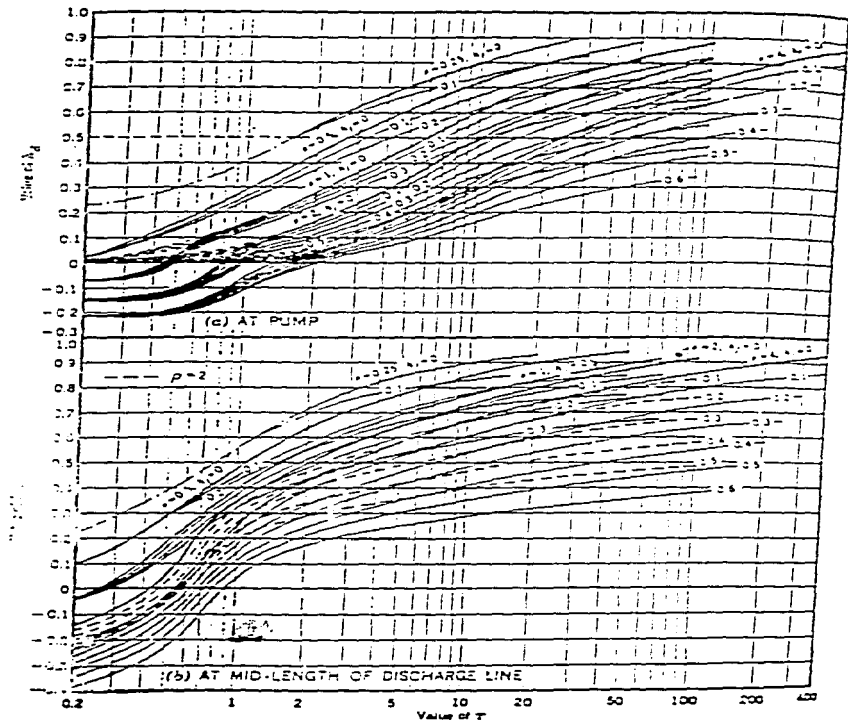


FIGURE 12 Y 13

FIGURE 12 V 13

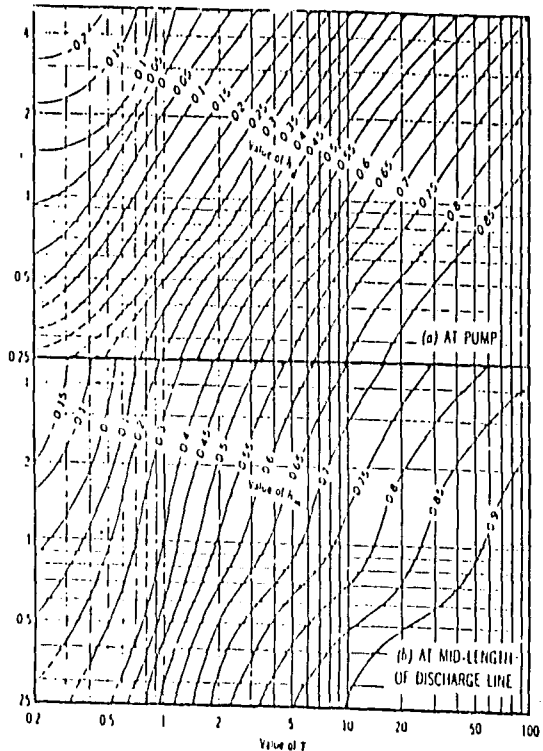


FIGURE 16

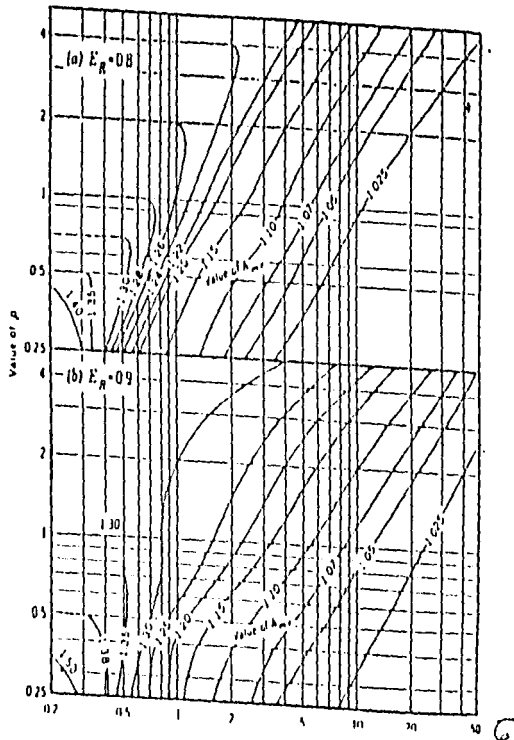
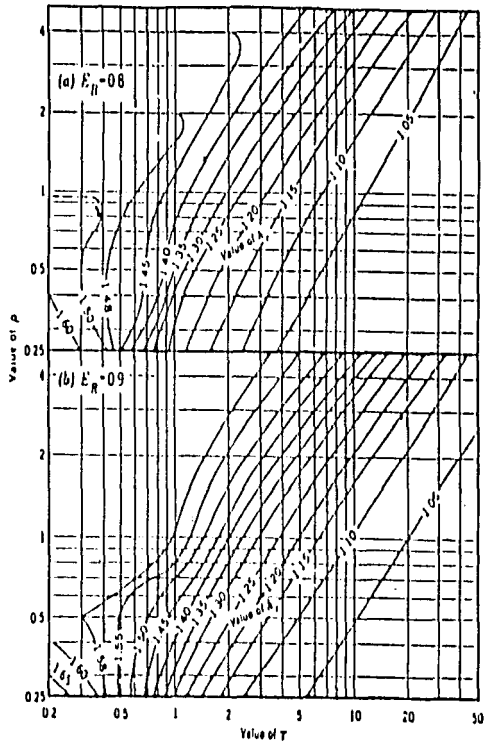


FIGURE 17



(b) AI pump

CONCLUSIONES

El Municipio de Aímoloya de Aíquisiras, pertenece al Estado de México.

Es un Municipio considerado como Rural, su población es pequeña comparada con la del Estado, ya que solo representa el 0.115% de la población total.

La Comunidad de Ahuacatlilán, pertenece al Municipio de Aímoloya de Aíquisiras. Su población representa el 3.3% la población total.

Este proyecto de diseño de la "Línea de Conducción" se puede dividir en dos partes.:

Una donde solo se considera para la población de proyecto al 30% de los habitantes de Ahuacatlilán, los cuales no contaban con el servicio de agua entubada.

La fuente de captación, Manantial Peña Blanca produce solo 0.30 L.P.S., que es también el gasto máximo diario, que se obtuvo a 15 años.

Lo cual significa que después de transcurrido este tiempo (15 años), el gasto no va a hacer suficiente.

Y una segunda parte que surgió como inquietud de lo antes mencionado. En esta parte se busca otra fuente de captación manantial "Ojo de Agua" el cual produce un gasto de 50.00 L.P.S. de los cuales se ocupan 28.107 L.P.S.

En esta segunda Parte se consideró al 100 % de la población de Ahuacatlilán, para obtener a 15 años, el gasto máximo diario el cual resultó de Q.m.d. = 0.92 L.P.S.

En el diseño de la línea de Conducción, de esta segunda parte el agua se conducirá por bombeo. A diferencia de la primera parte que fue por gravedad.

En el proyecto inicial, al revisar el funcionamiento de la "Línea de Conducción" ya instalada se llegó a la conclusión de que la tubería (38 mm. de \varnothing), trabaja en una forma deficiente, debido a que el diámetro requerido es menor al diámetro colocado.

BIBLIOGRAFIA

1. ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE
ENRIQUE CÉSAR VALDES
U.N.A.M.
2. HIDRAULICA GENERAL
GILBERTO SOTELO
EDITORIAL LIMUSA
3. MANUAL DE DISEÑO DE OBRAS CIVILES
HIDROTECNIA A.2.3 "CONDUCCIONES APRESION"
C. F. E
4. ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE Y DISPOSICION Y ELIMINACION DE EXCRETES
PEDRO LOPEZ ALEGRIA
I.P.N.
5. TEORIA DEL GOLPE DE ARIETE Y SUS APLICACIONES EN INGENIERIA HIDRAULICA
MANCEBO DEL CASTILLO URIEL
EDITORIAL LIMUSA
6. INGENIERIA DE LOS RECURSOS HIDRAULICOS
LINSLEY R.K. Y FRANZINI J.B.
EDITORIAL CECSA.
7. PLAN DE DESARROLLO MUNICIPAL
ALMOLOYA DE ALQUISIRAS, MEXICO
1994 - 1996